

Brukerdokumentasjon

# ISY Design Geoteknikk

# Norconsult

## Digital

**Norconsult Digital AS**

Kjørboveien 16  
1337 SANDVIKA

**Sentralbord:** 67 57 15 00

**Brukerstøtte:** 02467

**E-post:** [isydesign@norconsultdigital.no](mailto:isydesign@norconsultdigital.no)

**Hjemmeside:** <https://norconsultdigital.no>

© Copyright 2012-2026 Norconsult Digital AS

**Merk!**

Innholdet i dette dokumentet kan endres uten forutgående varsel.

Norconsult Digital har ikke ansvar for feil som måtte forekomme i denne brukerdokumentasjonen.

# Innholdsfortegnelse

<b>Innholdsfortegnelse</b>	<b>i</b>
<b>Introduksjon</b>	<b>4</b>
Funksjon.....	4
Lisensmodell .....	4
Installasjon og lisensiering.....	4
Support .....	5
Brukerveiledninger .....	5
<b>Brukergrensesnitt</b>	<b>6</b>
Verktøylinje.....	6
Fil.....	6
Hjemme .....	6
Utseende.....	6
Navigasjonsmeny .....	6
Meldingsliste.....	7
Koordinatsystem.....	7
<b>Praktisk bruk</b>	<b>8</b>
Modellering.....	8
Kapasitetskontroll av modellen .....	10
Armeringsgenerering .....	10
Resultater.....	10
Inspeksjon av enkeltsnitt .....	11
Tips og triks .....	12
Lastsituasjoner (lastgrupper).....	12
Kameravinkler .....	12
Kolonnelger .....	12
Kritisk lastbilde i grafikken .....	13
Minimum jordtrykk.....	13
Informasjon om subkombinasjon .....	13
<b>Forutsetninger og begrensninger</b>	<b>14</b>
Beregninger.....	14
Manuell kontroll av bæreevne.....	14
Bergbolter og velting bakover .....	15
Minimum jordtrykk.....	15
Hviletrykkskoeffisient ved dimensjonering av betong .....	15

Ruhet og skjærspenninger bak muren .....	15
Dimensjonering av søylefundamenter .....	15
Kontroll av gjennomlokking.....	16
Inspeksjon av enkeltsnitt.....	16
<b>Teorigrunnlag</b>	<b>17</b>
Generelt.....	17
Andre brukerveiledninger .....	17
Beregninger .....	17
Subkombinasjon .....	18
Materialdata.....	18
Kryptall og varierende tykkelse .....	18
Jordparametere.....	18
Partialfaktorer .....	19
Effektive jordparametere .....	20
Friksjonsvinkel $\delta$ .....	20
Attraksjon .....	21
Geometri .....	21
Stripefundament .....	22
Søylefundament .....	23
Støttetur .....	24
Armering.....	25
Overdekning .....	25
Lengdearmering .....	25
Minimumsarmering og armeringskrav.....	26
Generering av armering .....	27
Brukerdefinerte lasttilfeller.....	27
Stripefundament .....	28
Søylefundament .....	28
Støttetur .....	29
Beregnete lasttilfeller .....	29
Egenvekt.....	30
Vanntrykk .....	30
Jordtrykk.....	33
Lastkombinasjoner .....	35
Lastkategorier.....	35
Bruddgrense .....	37
Bruksgrense.....	39
Generering av lastkombinasjoner .....	39
Teoretisk grunnlag for horisontalt jordtrykk.....	39

---

Tilstander av jordtrykket.....	39
Beregningsmodell .....	40
Terrenglast (nyttelast) .....	41
Jordtrykk fra boggiekvivalent last.....	41
Minimumstrykk.....	43
Ruhet.....	43
Beregning av jordtrykk (EQU/GEO).....	44
Beregning av hviletrykk (STR/SLS) .....	50
Totalt jordtrykk .....	52
Skjærspenning .....	53
Jordtrykk foran mur .....	55
Jordtrykk på skrå mur .....	55
Geotekniske kontroller .....	55
Totale lastbildet .....	55
Statisk likevekt .....	56
Grunnens bæreevne .....	57
Nødvendig boltekraft ved støttemur på fjell.....	67
Dimensjonering av betongen.....	71
Laster på konstruksjon.....	72
Beregningsmetode.....	76
Utvelgelse av snittkrefter .....	78
Kontroll av gjennomlokking (EC2-1-1: 6.4) .....	80
Krefter.....	81
Mengde strekkarmering .....	82
Kontrollsnitt <i>ua</i> .....	83
Trykkbruddkontroll .....	83
Deformasjoner av støttemurer .....	83
Fiberarmering .....	83
<b>Forbedringer i forhold til G-Prog</b>	<b>85</b>

# Introduksjon

## Funksjon

ISY Design Geoteknikk er et verktøy for geotekniske kontroller, statikkberegning, styrkeanalyse og dimensjonering av fundamenter og støttemurer. Under er en skisse av nøkkelfunksjonaliteten.

- ▶ Full kontroll av statisk likevekt, bæreevne og glidning i henhold til V220 og EC7-1.
- ▶ Beregning av utnyttelser ut fra brudd- og bruksgrensekrefter.
- ▶ Støtte for ubegrenset antall lasttilfeller og lastkombinasjoner.
- ▶ Generering av lastkombinasjoner i henhold til laststandarden.
- ▶ Automatisk armeringsgenerering basert på minimumskrav og påførte krefter.
- ▶ Beregning av nødvendig boltekraft ved støttemur på fjell.
- ▶ Beregning av gjennomlokking på søylefundament.
- ▶ Beregning av jordtrykk på støttemur.
- ▶ Støtte for hellende terreng på støttemur, samt skrå betongoverflate.
- ▶ Boggiekvivalent last.
- ▶ Toakset beregning av søylen på søylefundament.
- ▶ Tallfesting av minimumskrav for armering.
- ▶ Grafisk visning av resultater.
- ▶ Utskrift av rapport med oppsummering av modellen og presentasjon av beregningsresultatene.

## Lisensmodell

ISY Design finnes i to versjoner – Standard og Enterprise. Standardversjonen erstatter tilsvarende moduler i G-PROG Teknikk, mens Enterprise-versjonen gir en rekke nye og etterspurte muligheter.

Utvidelsene i Enterprise i forhold til Standard for modulen Geoteknikk er disse:

- ▶ Fiberarmering
- ▶ Lastsituasjoner (lastgrupper)
- ▶ 2-akset analyse ved inspeksjon av søylen i et søylefundament

Ta kontakt med Norconsult Digital for å få tilgang til Enterprise-versjonen.

## Installasjon og lisensiering

ISY Design bruker et lisenssystem som kommer fra FLEXERA. Dette installeres sammen med programmet. Det finnes også et eget program (ISY License) som gir en fullstendig oversikt over alle program fra Norconsult Digital som bruker samme lisenssystem. Dette krever egen installasjon, men er ikke påkrevd for å bruke ISY Design. Se veiledning for installasjon av lisenssystemet på våre hjemmesider.

### Enbrukerlisens

Lisens for installasjon på lokal PC og fast knyttet til denne. Lisensen kan også knyttes til en fysisk dongle for dem som har behov for å flytte den mellom flere maskiner.

### Flerbrukerlisens

Lisens for installasjon på server slik at flere kan bruke programmet. Lisensserver kontrollerer antall samtidige brukere.

## Support

Norconsult Digital AS har egen supporttjeneste hvor du som kunde får den hjelp du trenger der og da. Ring oss, eller ta kontakt via e-post.

**Brukerstøtte:** 02467

**E-post:** [isydesign@norconsultdigital.no](mailto:isydesign@norconsultdigital.no)

**Hjemmeside:** <https://norconsultdigital.no>

Fra våre nettsider er det mulig å laste ned nye versjoner av programmet.

Det er ofte lettere å hjelpe deg dersom du sender en e-post med det dokumentet/filen du har spørsmål om. Dersom det er viktig å få svar raskt anbefaler vi at du ringer i tillegg. Vi har også fjernstyringsverktøy så vi kan se din skjerm, eller du ser vår skjerm.

For å styrke vår supporttjeneste ytterligere har vi investert i et felles supportsystem som skal forbedre vår dialog med dere i forbindelse med brukerstøtten. Som kunde kan du fortsatt benytte telefon og e-post, men den nye løsningen gir oss og dere en rekke nye muligheter for strukturert oppfølging av hver kunde og hver enkelt sak.

Supporttjenesten er tilrettelagt med en portal med "din-side", der du kan registrere deg som bruker, melde inn saker og følge opp status på dine egne saker. I tillegg inneholder portalen en egen side med tilgang til spørsmål og svar innen ulike tema. Du kan registrere deg som bruker ved å logge inn på våre supportsider på våre hjemmesider. Bruk gjerne lenken i programmet.

## Bruerveiledninger

ISY Design består av en rekke moduler. Relevant informasjon for Geoteknikk finnes også i følgende veiledninger:

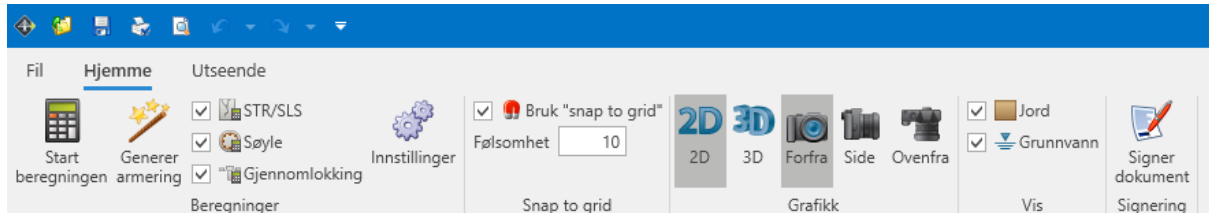
- ▶ Brukermanual ISY Design Generelt;
- ▶ Brukermanual ISY Design Betongverrsnitt;
- ▶ Brukermanual ISY Design Betongbjelke;
- ▶ Brukermanual ISY Design Gjennomlokking;
- ▶ Brukermanual ISY Design Statikkbjelke;

# Brukergrensesnitt

Vi innleder med å beskrive et begrenset utvalg av detaljer fra programmet. For en mer utfyllende liste henviser vi til "Brukermanual ISY Design Generelt".

## Verktøylinje

Denne har tre fliker - Fil, Hjemme og Utseende. I tillegg finnes noen hurtigvalg øverst i skjermbildet.



## Fil

Her finner vi de vanlige menyene for dokumenthåndtering og utskrift. I tillegg er lisensinformasjon, dokumentinnstillinger og firmainformasjon plassert her.

## Hjemme

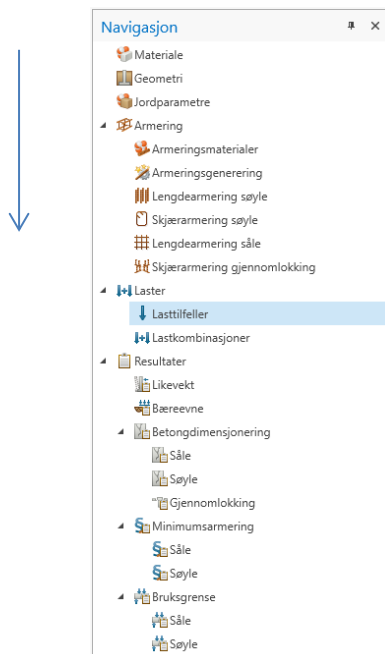
Her vises alle muligheter du har for å legge inn og endre data. Innholdet varierer, slik at det er tilpasset hva som vises i skjermbildet. Merk at i gruppen for beregninger ligger knappen «Innstillinger» som gir deg muligheten å editere beregningsinnstillinger.

## Utseende

Her kan du påvirke hva som vises og hvordan det blir vist.

## Navigasjonsmeny

Navigasjonsmenyen (se figuren under) gir tilgang til hele modellen og alle beregningsresultatene. Det er lagt opp til at du skal kunne følge denne fra toppen og nedover. Merk at navigasjonsmenyen kan avvike fra figuren under avhengig av hvilken modul man benytter og valg som er gjort i dokumentet.



## Meldingsliste

Skulle det vise seg at bjelken ikke oppfyller alle krav, eller du har lagt inn ugyldige data, vises det i *meldingslisten* (se figur). Alle feil, advarsler og informasjonsmeldinger havner her. Det samme gjelder for valideringer som feiler.

Melding	Plassering
Utnyttelse av grunnens bæreevne (grunnbrudd) er ikke tilfredsstillt (4 feil)	Flere plasseringer
Utnyttelse av grunnens bæreevne (grunnbrudd) er overskredet.	
Beregning etter EC7-1 tillegg D med norsk nasjonalt tillegg er valgt. Dette konflikter da norsk tillegg sier at tillegg D ikke benyttes	Jordparametre, Jord under fundament
Eksentrisiteten til de påførte lastene er større enn 1/3 av sålebredden. I følge EN 1997-1 punkt 6.5.4(1) (og N400 punkt 11.2.2) kan dette kreve spesielle forholdsregler. (170 feil)	Flere plasseringer

For å gi bedre oversikt er meldinger som kommer frem flere ganger samlet i en node, som kan åpnes på samme måte som mapper i Windows Explorer. Her vises også utdypende informasjon om årsaken til meldingen. I de fleste tilfeller vil du også kunne dobbeltklikke på meldingen slik at du får vist det vindu hvor meldingen oppsto.

## Koordinatsystem

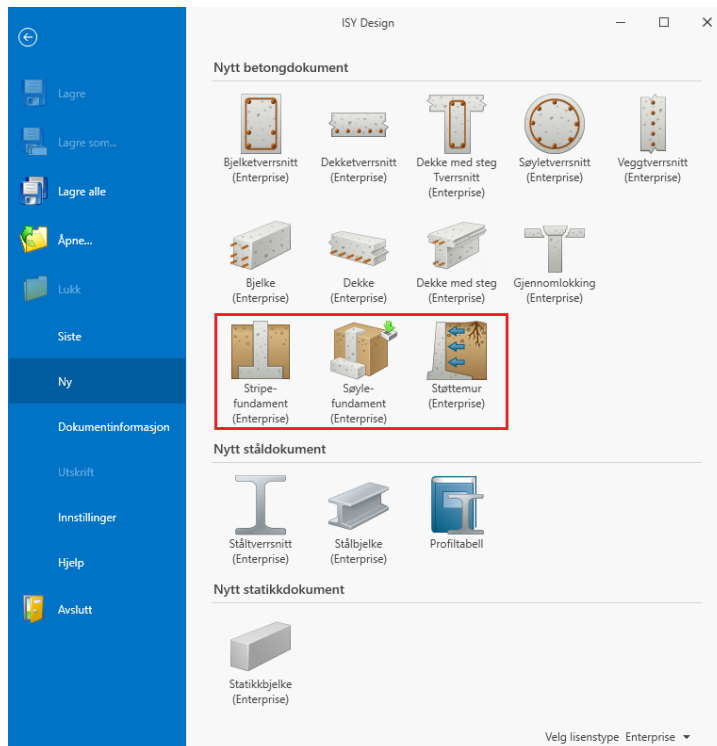
Koordinatsystemet i ISY Design Geoteknikk benytter et høyrehåndssystem med z-aksen vertikalt nedover i jorden. Følgende er x-aksen i horisontal i retning venstre og y-aksen inn i planet. Koordinatsystemet plasseres i utgangspunktet i tyngdepunktet til muren/veggen/søylen, i underkant såle, men vil kunne få et avvik i x- og/eller y-retning ved spesielle geometrier. Merk at alle lasttilfeller angis med fortegn i henhold til koordinatsystemet.

# Praktisk bruk

Her gjennomgås noen typiske brukstilfeller. For hvert steg beskrives et utvalg av muligheter i programmet. Eksempelene dekker ikke alt, men de skal være tilstrekkelige til at du forstår resten selv. Merk at detaljene i skjermutklippene kan avvike noe fra det du ser i programmet.

## Modellering

1. Opprett et nytt dokument, som vist i figuren. Her velges enten **Stripefundament**, **Søylefundament** eller **Støttemur**.



2. Legg inn materialdata for betongen (følg navigasjonsmenyen).
3. Legg inn geometridata.

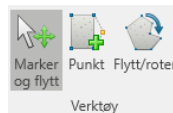
- ▶ Angi data som definerer geometrien til modellen din. Dette inkluderer også hvor jord og grunnvann er plassert i forhold til modellen.
- ▶ Merk at du kan editere de geometriske verdiene direkte i grafikkvinduet.
- ▶ For søylefundament velger du et tverrsnitt for søylen, og dens plassering på sålen.

**Tverrsnittstyper:** Du kan enten velge en predefinert tverrsnittstype, for eksempel *Rektangulær* eller *T*. Hver type har justerbare parametere, slik som høyde eller flensbredde. Alternativt kan du velge tverrsnittstypen *Generell*. Her kan alle tverrsnittskoordinatene manipuleres direkte, enten numerisk eller grafisk.

- ▶ Grafisk innleggelse av punkt: Velg *Punkt* (høyre figur under) og klikk det på plass. Punktet blir plassert umiddelbart etter det punkt som er markert

- ▶ Merk: Hvis du går direkte fra en predefinert tverrsnittstype til Generell, beholdes geometrien fra den forhåndsdefinerte typen.

Søyle - koordinater	
x [mm]	y [mm]
150	-150
150	150



#### 4. Legg inn jordparametere.

- ▶ For Stripe- og Søylefundament angis jordparametere for jord under og over fundamentet.
- ▶ For Støttemur angis jordparametere for jord under fundamentet, samt foran og bak muren. I tillegg kan verdier for jordtrykk endres her.

#### 5. Velg armeringsmateriale.

- ▶ Modifiser det allerede innlagte materialet eller legg til et nytt.

#### 6. Legg inn armering.

- ▶ Du kan enten gi inn de aktuelle verdiene for armeringsgenerering, eller legge inn den armering du ønsker manuelt.
- ▶ Det er vanligvis mest hensiktsmessig å la programmet generere et forslag til armering først, for deretter å modifisere dette. Da går du direkte til punkt 9.

#### 7. Legg inn lengdearmering.

- ▶ For Søylefundament legges inn følgende armering.
  - Lengdearmering søyle (se Brukermanual ISY Design Betongtverrsnitt for mer informasjon om hvordan det gjøres)
  - Lengdearmering såle (både x- og y-retning)
- ▶ For Støttemur legges inn følgende armering.
  - Lengdearmering mur
  - Lengdearmering såle
- ▶ For Stripefundament legges inn lengdearmering i såle.
- ▶ Armering i såle og mur er senteravstandslag som plasseres med overdekninger i forhold til betongens ytterkanter.
  - Armeringen i mur kan også plasseres i høyden

#### 8. Legg inn skjærarmering (kun Søylefundament)

- ▶ Skjærarmering søyle
- ▶ Skjærarmering for gjennomlokking

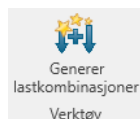
#### 9. Legg til lasttilfeller.

- ▶ Programmet konstruerer flere lasttilfeller automatisk som f.eks. egenvekter og jordtrykklaster. Disse kan ikke endres, og vil automatisk bli inkludert i eventuelle lastkombinasjoner.
- ▶ Ved brukerdefinerte lasttilfeller angis krefter i topp av vegg/mur/søyle.

- ▶ Hvis du velger brukerdefinert som kategori, kan du angi  $\Psi$ -faktorene etter eget ønske. Ellers er de forhåndsdefinert i henhold til tabell NA.A.1.1 i NS-EN-1990.

## 10. Lastkombinasjoner.

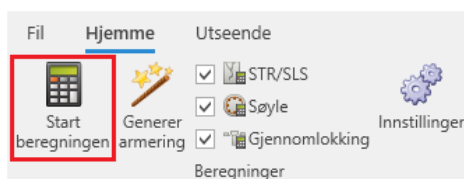
- ▶ Ved å generere lastkombinasjoner får du laget alle kombinasjoner av de aktuelle lasttilfellene som er angitt i 6.4.3.2 og 6.5.3 i NS-EN 1990.



- ▶ Øvrige lastkombinasjoner bygger du opp selv.

## Kapasitetskontroll av modellen

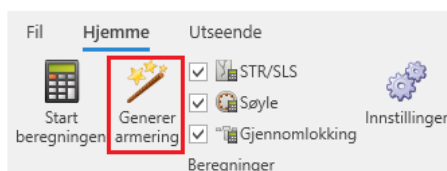
Du velger «Start beregningen». Ved generering av armering vil også en beregning kjøres.



Geotekniske kontroller og betongdimensjonering vil da utføres basert på hvilke lastkombinasjoner som er definert. Merk at det forutsetter at det finnes armering i hele modellen, enten ved at det tidligere er kjørt en generering eller ved at armering er lagt inn manuelt, for at betongdimensjonering kan utføres.

## Armeringsgenerering

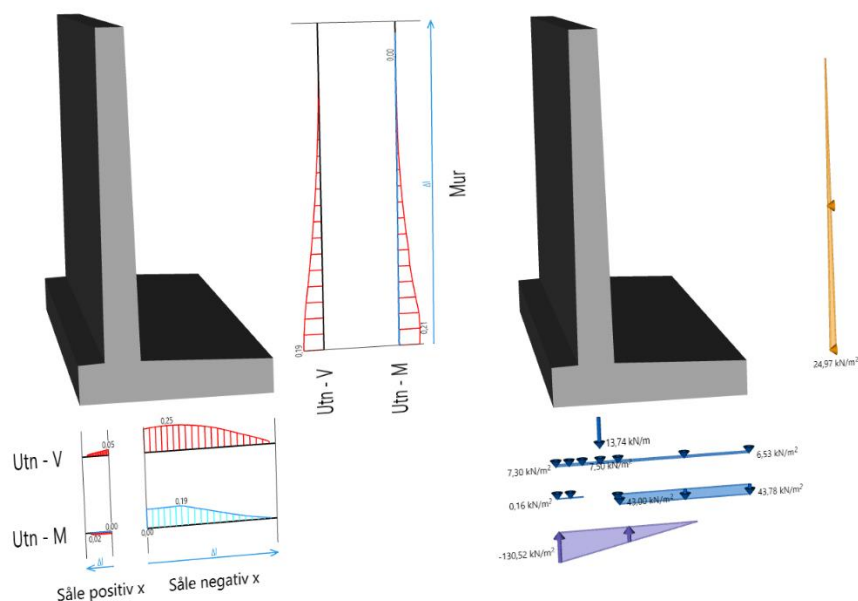
Du velger «Generer armering».



Dette er mulig så snart modellens geometri er beskrevet. Hvis det ikke finnes noen bruddgrensekombinasjoner (STR), blir det lagt inn armering i henhold til minimumskravene. Merk at du kan velge hva som skal genereres, samt andre genereringsinnstillinger, under «Armeringsgenerering».

## Resultater

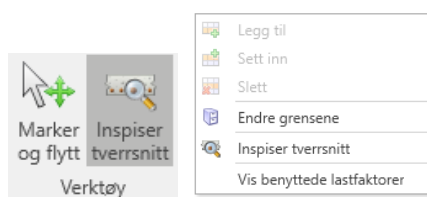
- ▶ Resultater vises i tabeller. Noen av disse tabellene kan ekspanderes for å se på detaljene.
- ▶ I resultatvisningen for de geotekniske kontrollene er det også en detaljvisning. Innholdet i denne er avhengig av valgt rad i tabellen (lastkombinasjon).
- ▶ I hovedmenypunktet «Resultater» vises et overordnet sammendrag av alle resultater.
- ▶ Resultater er også vist i grafikkvinduet, enten som utnyttelsesgrafer eller det kritiske lastbildet som gav opphav til valgt utnyttelse.



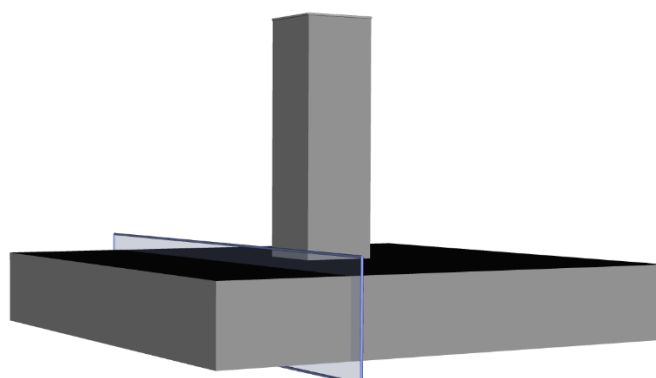
## Inspeksjon av enkeltsnitt

Resultatvisningen er omfattende, men noen ganger kan det være ønskelig å gå enda dypere ned i detaljene for å se hvordan de er beregnet. Derfor har alle resultatvinduer for betongdimensjonering et verktøy som heter "Inspiser tverrsnitt".

Når du velger dette (se venstre bilde), og deretter klikker i det grafiske vinduet, blir det laget et nytt dokument av typen Betongtverrsnitt. Dette inneholder alle de inndata og resultater som programmet har brukt for å dimensjonere den aktuelle noden i modellen. Noen ganger kan det være vanskelig å treffe nøyaktig i den noden du ønsker. Ved høyreklikk på en linje/rad i tabellen får du mulighet til å inspiserer noden direkte (se høyre bilde).



I ISY Design Geoteknikk er det mange noder i flere forskjellige retninger som kan inspiseres. Det er lagt inn en grafisk visning av hvilke snitt du prøver å inspiserer for å hjelpe deg å velge riktig snitt.



## Tips og triks

Se også andre brukermanualer for flere tips og triks for hvordan man bruker programmet.

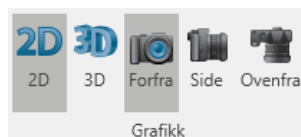
### Lastsituasjoner (lastgrupper)

Programmet støtter flere lastsituasjoner per lasttilfelle. Lastsituasjonene er hverandre utelukkende. Det vil si at det kun kan opptre én lastsituasjon om gangen i beregningene. Se Brukermanual Statikkbjelke for mer informasjon om lastsituasjoner/lastgrupper.

Merk at for støttemurer vil programmet automatisk opprette tilhørende lasttilfeller for jordtrykk dersom det angis en terrenglast på en brukerdefinert last. Dersom du lager flere lastsituasjoner i et brukerdefinert lasttilfelle, der minst én av dem har en terrenglast, så opprettes det en tilhørende lastsituasjon for alle inngående lastsituasjoner. Merk at beregningene kombinerer kun tilhørende lastsituasjoner. På denne måten vil alltid tilhørende jordtrykk fra terrenglasten være inkludert i samme subkombinasjon.

### Kameravinkler

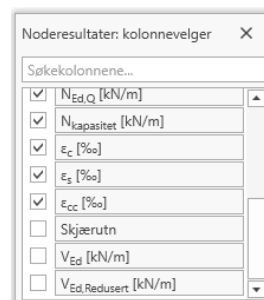
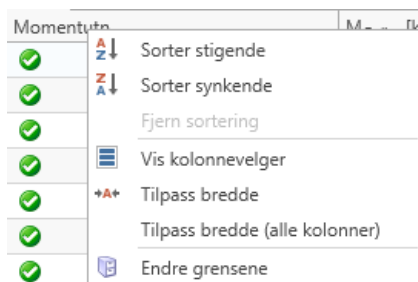
For Søyelfundament er det mye informasjon om modellen i alle retninger. For at denne informasjonen skal være lett tilgjengelig i grafikk også i 2D, er det lagt inn predefinert kameravinkler som du kan velge mellom. Dette valget kan også gjøres direkte i grafikkvinduet. Merk at ikke alle valgene er mulig i alle grafikkvinduer.



Noen ganger vil programmet automatisk velge optimal 2D kameravinkel for deg i resultatvisningen. For eksempel i resultatvisningen for Likevekt velges den aktuelle kameravinkel basert på hvilken flik i detaljvisningen som er valgt. Altså, dersom man ser på resultatene for B-retning vises modellen forfra, og dersom det velges L-retning skiftes vinkel til side.

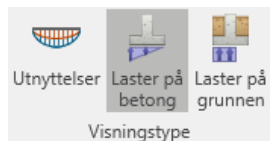
### Kolonnevelger

Resultater vises i tabeller. I utgangspunktet vises kun de mest relevante verdiene i disse tabellene, men du har mulighet til å inkludere andre verdier også. Dette gjøres ved å høyre-klikke på en kolonneoverskrift, for å så velge å vise kolonnevelger.



## Kritisk lastbilde i grafikken

I den grafiske visningen av resultater fra betongdimensjonering kan du velge å se utnyttelsesgrafer eller det kritiske lastbildet som gav opphav til valgt utnyttelse. Man kan også velge å se lastene på konstruksjonen eller lastene på grunnen. Lastene på grunnen er det lastbildet som ligger til grunn for lastene på konstruksjonen. Altså, kreftene på den «virtuelle boksen».



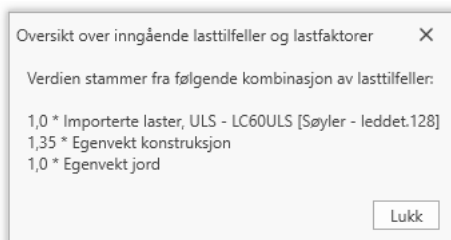
## Minimum jordtrykk

Minimum jordtrykk er en minste verdi for jordtrykk bak og foran støttemuren. Hensikten er å gi en ekstra sikkerhet, og ta høyde for at jordtrykket kan mobiliseres av ytre påvirkninger, som for eksempel komprimeringseffekter. Med minimumstrykket kan man altså få et mer realistisk horisontalt jordtrykk over hele jorddybden. Se teorigrunlaget og Forutsetninger og begrensninger for mer informasjon.

## Informasjon om subkombinasjon

Man kan få informasjon om hvilken subkombinasjon som gav den aktuelle utnyttelsen. Dette gjøres ved å klikke på forstørrelsesglasset eller å høyre-klikke på en utnyttelse i en resultattabell. Det kommer så frem en dialog som lister alle inngående lasttilfeller/lastsituasjoner med tilhørende lastfaktor.

Bæreevne	Bæreevne				Glidning		
	Navn	Utn <sub>GEO</sub>	$\gamma_M$	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	r	Utn <sub>GEO,h</sub>	
▶ Ingen dominerende lasttilfeller (GEO 6.10a)	✔ 0,16	1,25	2 005	0,00	✔ 0,00	405	
Ingen dominerende lasttilfeller (GEO 6.10b)	✔ 0,16	1,25	2 005	0,00	✔ 0,00	399	



# Forutsetninger og begrensninger

I dette kapittelet er det beskrevet en del forutsetninger og begrensninger som er viktig å være oppmerksom på. Se teorigrunnlaget for mer informasjon.

## Beregninger

Programmet kontrollerer statisk likevekt, bæreevne, glidning, samt dimensjonering av betongen. Til grunn for disse beregningene benytter programmet flere antagelser. De viktigste er listet her.

- ▶ Konstruksjonen er stiv i forhold til jorden.
- ▶ Resulterende horisontalkraft for støttemurer virker i jordtrykkets retning.
  - Dersom kraften virker inn i jorden bak støttemur er ikke kontroll av bæreevne mulig i dette programmet.
- ▶ Ved beregning av EQU- og GEO-kombinasjoner benyttes aktivt jordtrykk bak støttemur, og passivt jordtrykk foran. Det antas at hviletrykk er kritisk for konstruksjonen (dimensjonering av betongen), så det benyttes for STR- og SLS-kombinasjoner.
- ▶ Konstruksjonen velter ikke ved dimensjonering av betongen (STR/SLS). Det benyttes da en punktlast i kant såle som grunntrykk dersom eksentrisiteten ligger utenfor sålen.

Merk at programmet beregner/kontrollerer *ikke* ting som:

- ▶ Tap av områdestabilitet.
- ▶ Setninger.
- ▶ Rotasjonsbrudd.
- ▶ Konstruksjonselementer som ankere, peler, friksjonsplater osv.
- ▶ Kombinert brudd i konstruksjonen og i grunnen (samvirke).
- ▶ Hydraulisk grunnbrudd og kanaldannelse.
- ▶ Uakseptabel lekkasje, transport av jord, og endring av grunnvannsforhold.

Det er opp til bruker å selv ta hensyn til dette dersom det er relevant å kontrollere.

Programmet beregner i hovedsak etter Eurokode og Geoteknikk i vegbygging, Nr. V220 i Statens vegvesens håndbokserie. Flere steder i programmet og i dette dokumentet er det referert til annen dokumentasjon. Det er viktig å være oppmerksom på at ISY Design Geoteknikk ikke kontrollerer alt i disse dokumentene, men benytter deler av informasjonen. Som eksempel har håndbok N400 strengere krav til minimumsarmering enn EC2-1-1, der programmet kun kontrollerer kravene til Eurokoden.

## Manuell kontroll av bæreevne

Kontroll av bæreevne kan utføres manuelt ved å angi en brukerdefinert dimensjonerende bæreevne. Dette er kun støttet for Stripe- og Søyelfundament. I dette tilfellet beregnes ikke bæreevnen basert på jordparametere, og den sammenlignes direkte med opptredende grunntrykk. Merk at glidning ikke kontrolleres, så det er viktig at den dimensjonerende bæreevnen som angis tar hensyn til horisontalkrefter og er bestemt i samråd med geotekniker.

Dersom det er grunnvann over sålens underside, vil oppdrift alltid være inkludert i alle lastkombinasjoner. Hvis det i tillegg i realiteten er udrenerte forhold under sålen, er det viktig å håndtere eventuell oppdrift når bæreevnen angis. Normalt vil bæreevnen som oppgis fra geotekniker være en total bæreevne, og i så fall blir det feil å i tillegg redusere de vertikale lastene

med den gunstige effekten som oppdriften gir. Her bør man i så fall redusere bæreevnen med en verdi tilsvarende oppdriften, slik at summen av lastene blir korrekt. (Eventuelt er det også mulig å sette lastfaktoren på oppdriften til 0,0 for alle GEO-kombinasjoner.)

## Bergbolter og velting bakover

Ved Støttemur på fjell utføres beregning av nødvendig boltekraft. Spesielt for EQU-kombinasjoner utføres en kontroll av statisk likevekt uten bolter med partialfaktorer for materialegenskaper lik 1,0, dersom det er valgt under beregningsinnstillinger. Kontrollen utføres kun for den subkombinasjon (se kapittel Subkombinasjon) som gir størst fare for velting med normale partialfaktorer. Det vil si at ikke alle mulige kombinasjoner av lastfaktorer er inkludert i denne kontrollen. I tillegg er programmet begrenset til å kun regne på nødvendig boltekraft for velting fremover. Dersom det er en større fare for velting bakover vil altså kontrollen med partialfaktorer lik 1,0 ikke utføres for den kritiske subkombinasjonen.

## Minimum jordtrykk

Minimum jordtrykk er en minste verdi for jordtrykk på støttemuren. Dette angis av bruker, og gir mulighet til et mer realistisk totalt jordtrykk som tar høyde for ytre påvirkninger som for eksempel komprimeringseffekter. Legg merke til at dersom minimumstrykket er inkludert vil ikke horisontalt vanntrykk ved udrenerte forhold bak støttemuren eksistere. Dette kan føre til at det ikke regnes med kritisk lastbilde dersom vanntrykket er mer ugunstig enn effekten av minimumstrykket.

## Hviletrykkskoeffisient ved dimensjonering av betong

Ved beregning av hviletrykket som benyttes i dimensjonering av betongen (STR/SLS) benyttes dimensjonerende verdi av jordtrykkskoeffisienten  $K_{0,\beta}$ . I bruksgrense er partialfaktoren 1,0, så koeffisienten er lik for foran og bak muren. For bruddgrense derimot, økes koeffisienten for hviletrykk bak muren og reduseres for hviletrykk foran. Det er altså antatt at kritisk lastbilde gir strekk i bakkant mur. I noen tilfeller kan det være at kritisk lastbilde er motsatt, og det overlates da til bruker å angi hviletrykkskoeffisientene.

## Ruhet og skjærspenninger bak muren

Vertikale skjærspenninger bak muren (og foran når vi inkluderer jorden foran) beregnes ut fra formlene i teorigrunnet. Merk at dette er de største skjærspenningene som kan mobiliseres. Hvis det f.eks. skjer setninger under muren, eller muren har negativ eksentrisitet, så blir ikke disse skjærspenningene mobilisert fullt ut. Dette kan korrigeres ved å sette en lavere ruhet bak muren, eller la den være 0 hvis forholdene er usikre.

## Dimensjonering av søylefundamenter

Programmet dimensjonerer sålen i Søylefundament i to uavhengige retninger. Beregningen utføres ved å modellere sålen som fire utkragere, transformere lastene til å være per breddemeter og regne på samme måte som Betongbjelke. Det blir altså ikke kontrollert noen snitt av sålen i andre "skrå" vinkler. Dette fører til at flere kontroller som tar hensyn til at armering som ikke er vinkelrett på momentaksen faller bort, som for eksempel formel (7.15) i EC2-1-1. Merk at det utføres en utvelgelse (filtrering) av snittkrefter for dimensjonering av søylen. Se kapittel Søyle (kun søylefundament) for mer informasjon om hvordan dette gjøres og begrensninger med rutinen.

## Kontroll av gjennomlokking

Beregning og kontroll av gjennomlokking utføres med de samme rutinene som i ISY Design Gjennomlokking. Programmet regner med dimensjonerende krefter i tyngdepunktet til det aktuelle kontrollsnittet. Dette innebærer at skjærkraften alltid reduseres med de krefter som ligger innenfor kontrollsnittet. Merk at det er flere valg om beregning av gjennomlokking som bør gås igjennom, spesielt hvordan  $\beta$  skal beregnes. Se Brukermanual Gjennomlokking for mer informasjon.

Merk at det utføres en utvelgelse (filtrering) av snittkrefter for dimensjonering av gjennomlokking. Se kapittel Søyler (kun søylefundament) for mer informasjon om hvordan dette gjøres og begrensninger med rutinen.

## Inspeksjon av enkeltsnitt

Inspeksjon av enkeltsnitt er et verktøy der bruker kan velge å se mer detaljer. Det er kun støtte for å inspisere beregnede noder. Det vil si at det er tverrsnittsdokumenter som opprettes. Det er ikke mulig å «inspisere» Gjennomlokking. I tillegg er det ikke mulig å inspisere søylen på Søylefundament dersom bruker ikke har lisens på Enterprise-versjon av ISY Design Betongtverrsnitt. Dette kommer av at ISY Design Geoteknikk utfører toakset beregning av søylen, noe som kun er støttet i ISY Design Betongtverrsnitt Enterprise.

# Teorigrunnlag

## Generelt

Formlene for beregningene av fundamenter og støttemurer er i henhold til følgende standarder med norsk nasjonalt tillegg. Se Brukermanual ISY Design Generelt for mer informasjon om inkluderte versjoner av standardene, tilhørende nasjonale tillegg, og andre benyttede håndbøker.

- ▶ Eurokode 0, EN 1990 (EC0)
- ▶ Eurokode 1, EN 1991-1-1 (EC1-1-1)
- ▶ Eurokode 2, EN 1992-1-1 (EC2-1-1)
- ▶ Eurokode 7, EN 1997-1 (EC7-1)

Programmet bruker de konstanter og formler som er angitt i det aktuelle nasjonale tillegget, men det er også mulig å benytte de anbefalte verdier som er angitt i standardutgaven. Merk i så fall at disse beregningene ikke er tillatt benyttet til konstruksjoner i noe land, og er kun ment som et sammenligningsgrunnlag.

I den grad formlene er hentet direkte fra standarden er punkt-/tabellnummer i standarden gitt.

I tillegg til Eurokodene benyttes følgende:

- ▶ Geoteknikk i vegbygging, Nr. V220 i Statens vegvesens håndbokserie (heretter V220)
- ▶ Bruprosjektering, Nr. N400 i Statens vegvesens håndbokserie (heretter N400)
- ▶ Vegbygging, Nr. N200 i Statens vegvesens håndbokserie (heretter N200)
- ▶ Geoteknikk Beregningsmetoder, Emdal, A., Grande, L., Nordal, S., Eiksund, G., & Grimstad, G. (2016) (heretter Geoteknikk Beregningsmetoder)
- ▶ Intern Rapport nr. 2374, Teknologidivisjonen (2004), Oslo: Statens Vegvesen (heretter Intern Rapport nr. 2374)
- ▶ Publikasjon nr. 38 – "Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner", Norsk Betongforening (heretter NB38)

## Andre brukerveiledninger

I likhet med Eurokode har vi valgt å ikke dublere samme informasjon i flere brukerveiledninger. Det betyr at vi henviser til brukerveiledningene for Betongtverrsnitt, Betongbjelke, Statikkbjelke og Gjennomlokking når disse modulene benytter samme beregningsrutiner. Av praktiske grunner har vi måttet fravike dette enkelte ganger.

## Beregninger

Noen beregninger kjører kontinuerlig etter hvert som brukeren endrer sine inndata, og derfor kan man anta at de alltid er oppdaterte. Hvis du har valgt å overskrive automatisk beregnede verdier, må du selv holde disse oppdatert ved endringer andre steder i dokumentet. Øvrige beregninger, dvs. alle resultater, blir først utført når brukeren velger «Start beregning».

## Subkombinasjon

I programmet og dette dokumentet benyttes betegnelsen «subkombinasjon». Dette refererer til et unikt sett av lastfaktorer for en gitt lastkombinasjon. Altså, dersom en lastkombinasjon har flere lasttilfeller som er inkludert med ulike største og minste lastfaktor, vil den bestå av subkombinasjoner for hver mulig unik kombinasjon av lastfaktorer på lasttilfellene. Merk at programmet regner alle mulige subkombinasjoner. På denne måten oppnår man de kritiske resultatene, uten å på forhånd vurdere hvilke lasttilfeller som er gunstig eller ugunstig når man angir lastfaktor.

## Materialdata

Både materialdata for betong og armering håndteres i hovedsak på samme måte som i Betongtverrsnitt. Se respektive brukermanual for mer informasjon. Merk at betongens tyngdetetthet kompenseres for innlagt armering. I programmet benyttes betongens egenvekt + 1 kN/m<sup>3</sup> i henhold til EC1-1-1, tillegg A.

## Kryptall og varierende tykkelse

Den geometriske verdien  $h_0$  inngår i beregning av kryptallet. Fordi en nøyaktig beregning ville måtte ta hensyn til både kanter og grunnvann benytter programmet en forenklet verdi ved automatisk beregning. Følgende gjelder for verdien:

- ▶ For stripefundament og støttemurer settes den automatisk beregnede verdien lik tykkelsen.
- ▶ For rektangulære fundament tar den kun hensyn til kantene parallelt med bæreretningen.
- ▶ Ved fuktighet lik 100 % er innvirkningen av dette oftest neglisjerbar.

Kryptallet (og tilhørende langtids E-modul og kryptøyning) beregnes og vises per tverrsnitt i start og slutt av en «utkrager» i modellen. Bruker kan overstyre disse verdiene. Da sålen til stripefundament og støttemurer, samt muren i støttemur, kan ha varierende tykkelse, er det nødvendig å regne mellomliggende verdier. Dette gjør programmet automatisk med lineærinterpolasjon.

## Jordparametere

Programmet operer med kun én jordtype under såle/fundament, og mulighet for egen tyngdetetthet over underkant såle. Det vil si at det ikke er mulig med flerlags jordanalyser. For støttemurer er det egne jordparametere for jorden bak støttemuren, jorden foran støttemuren, og jorden under sålen.

Alle jordparametere angis av bruker. Det er antatt at det er utført tilstrekkelig grunnundersøkelser og analyser for bestemmelse av verdier. Programmet regner med dimensjonerende verdier for jordparametere (noen ganger benyttes karakteristiske verdier, og det fremkommer tydelig under teorigrunnlaget når det benyttes). Dimensjonerende verdi er den karakteristiske verdien delt på partialfaktoren for den verdien.

I følgende tabell er alle jordparametere listet med beskrivelse og tilhørende partialfaktor og enhet. Noen av verdiene har mer detaljert forklaringer som ligger i egne underkapitler.

Karakteristisk verdi	Beskrivelse	Partialfaktor	Dimensjonerende verdi	Enhet
$\gamma$	Tyngdetetthet jord	$\gamma_\gamma$	$\gamma_d$	kN/m <sup>3</sup>

$\gamma_w$	Tyngdetettheten til vann. $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ i henhold til EC1-1-1, tillegg A.	-	-	$\text{kN/m}^3$
$\gamma'$	Jordens effektive tyngdetetthet under grunnvannsnivå. Programmet benytter $\gamma' = \gamma - \gamma_w$	-	-	$\text{kN/m}^3$
$\bar{\gamma}$	Jordens midlere tyngdetetthet.	-	-	$\text{kN/m}^3$
$\bar{\gamma}'$	Jordens midlere effektive tyngdetetthet.	-	-	$\text{kN/m}^3$
$\varphi$	Friksjonsvinkel	$\gamma_\varphi$	$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi}{\gamma_\varphi}$ (ofte omtalt som $\tan \rho$ )	-
$c$	Kohesjon	$\gamma_c$	$c_d$	$\text{kN/m}^2$
$c_u$	Udrenert skjærfasthet (ofte kalt $s_u$ )	$\gamma_{cu}$	$c_{ud}$	$\text{kN/m}^2$
$a$	Attraksjon (se 0) (Merk at dette er adhesjon ved beregning etter tillegg C i EC7-1)	-	-	$\text{kN/m}^2$
$r$	Ruhet (se 0)	-	-	-
-	Fjellets dimensjonerende bæreevne for bruddgrensetilstand.	-	$\sigma_v$	$\text{kN/m}^2$
$\mu$	Friksjonstall mellom fjellet og betongsålen. (Normalt 1,0 ved støp på fjell og 0,7 ved bruk av avrettingsstøp.)	-	-	-
-	Dimensjonerende friksjonsvinkel mellom såle og jorden (se 0). Benyttes kun til kontroll av glidning ved beregning etter EC7-1 tillegg D.4 (drenert).	-	$\delta_d$	-

## Partialfaktorer

I EC7-1 regnes det med egen partialfaktor for flere av jordparameterne. I programmet (og dette dokumentet) benyttes dimensjonerende verdier og indikeres med en indeks «d». I følgende tabell er standardverdiene for partialfaktorene listet (i henhold til EC7-1 tabell A.2 og A.4). Legg merke til at programmet tillater bruker å overstyre disse, men ikke partialfaktor for kohesjon da denne settes alltid lik partialfaktor for skjærfasthetsvinkelen (se Attraksjon).

Symbol	Beskrivelse	Standardverdi
$\gamma_\gamma$	Partialfaktor for tyngdetetthet. Benyttes kun i bæreevneberegning etter EC7-1 tillegg D.	1,0
$\gamma_\varphi$	Partialfaktor for skjærfasthetsvinkelen ( $\tan \varphi$ ).	1,25
$\gamma_c$	Partialfaktor for effektiv kohesjon.	1,25
$\gamma_{cu}$	Partialfaktor for udrenert skjærfasthet.	1,4

Norsk tillegg: Samme som standardversjonen.

Legg merke til at V220 refererer til N200 angående valg av partialfaktorer. ISY Design benytter faktorer som er gitt i EC7-1, men bruker kan alltid overstyre disse for å ta hensyn til økning av sikkerhet i henhold til N200 Tabell 1.4.2-1 og Tabell 1.4.2-2. Her bestemmes partialfaktorer basert på konsekvensklasse og bruddmekanisme.

Merk at ved beregning av bæreevne etter V220 ved statisk likevekt benyttes det en iterasjonsprosess for å bestemme materialfaktoren (sikkerheten),  $\gamma_M$ . Bruker angir da en minimumsverdi for denne,  $\gamma_{M,min}$ . Programmet setter automatisk minimumsverdien lik partialfaktorene i henhold til EC7-1.

Programmet tar ikke i bruk egen partialfaktor for kohesjon. Verdien settes alltid lik partialfaktor for skjærfasthetsvinkelen. På denne måten er det alltid én partialfaktor (materialfaktor) for jordparametere -  $\gamma_\varphi$  for drenerte forhold, og  $\gamma_{cu}$  for udrenerte forhold.

Merk at partialfaktor for tyngdetetthet,  $\gamma_\gamma$ , benyttes kun ved beregning etter EC7-1 tillegg D. Denne verdien kan overstyres av bruker. Verdien angis for jorden under såle/fundament, men benyttes også på overlagingstrykket ved beregning av bæreevnen. Ved beregning etter V220 er det antatt  $\gamma_\gamma = 1,0$  i alle beregninger.

## Effektive jordparametere

I EC7-1 benyttes effektiv kohesjon og friksjonsvinkel, altså  $c'$  og  $\varphi'$ . Dette betyr at de beskriver hva jordskjelettet tåler uten å ta hensyn til vannet i porene. Programmet (og i dette dokumentet) benytter ikke «'» på disse verdiene. Det er opp til bruker å angi dem riktig.

## Friksjonsvinkel $\delta$

Friksjonsvinkel mellom konstruksjon og grunn,  $\delta$ , benyttes i EC7-1. Denne verdien er relatert til parallell spenning (skjær) som virker på mur/såle. Programmet benytter ikke denne parameteren ved beregning av jordtrykk, men en ruhet, uansett valgt beregningsmetode. Friksjonsvinkelen benyttes kun til kontroll av glidning etter EC7-1 ved drenerte forhold.

Ved beregning av bæreevne etter V220 vil glidning kontrolleres som del av beregningene (kontroll av beregnet ruhet). Samtidig vil kravene i EC7-1 for glidning alltid kontrolleres. Her benyttes følgende for friksjonsvinkelen (se Glidning (EC7-1 punkt 6.5.3) for mer informasjon).

$$\tan \delta_d = r \tan \varphi_d$$

Det forutsettes i beregningene etter EC7-1 tillegg D.4 at sålen er ru. Programmet kontrollerer derfor at

$$\delta_d > \frac{\varphi_d}{2}$$

Legg merke til at det er dimensjonerende verdi av friksjonsvinkelen som benyttes i EC7-1. Den har ikke partialfaktor, men er beregnet på følgende måte (EC7-1: 6.5.3(10) og 9.5.1(6-7)). Dette er ikke

en beregning som gjøres, men er veiledende for bruker (dimensjonerende verdi angis i programmet).

$$\delta_d = k\varphi_{cvd}$$

Der  $\varphi_{cvd}$  er dimensjonerende friksjonsvinkel i kritisk tilstand, og  $k$  er en verdi som bestemmes med følgende uttrykk.

$$k = \begin{cases} < \frac{2}{3} & \text{for prefabrikkert betong eller stålpunt} \\ 1 & \text{for betong støpt mot grunnen} \end{cases}$$

## Attraksjon

I ISY Design Geoteknikk benytter jordtrykksberegningen kun attraksjon for flatt terreng ved beregning av jordtrykk etter V220. Ved beregning etter EC7-1 tillegg C.1 er ikke attraksjon inkludert, men adhesjon (mellom grunn og vegg). Adhesjon skal angis for det virtuelle planet, altså i bakkant såle. Merk at adhesjon angis både ved drenerte og udrenerte forhold.

Ved  $a\varphi$ -analyse har man dimensjonerende verdier for kohesjonen og friksjonsvinkelen, men attraksjonen er alltid karakteristisk verdi (altså karakteristisk og dimensjonerende attraksjon er lik). Det vil si at det ikke eksisterer en partialfaktor for attraksjon.

$$a = \frac{c}{\tan \varphi} = \frac{c_d}{\tan \varphi_d}$$

For at dette skal være gyldig må partialfaktorene for kohesjon og friksjonsvinkel være like ( $\gamma_c = \gamma_\varphi$ ). Programmet lar derfor bruker kun overstyre partialfaktor for friksjonsvinkelen, og setter da partialfaktor for kohesjon lik denne verdien automatisk.

Det anbefales at attraksjon blir brukt med forsiktighet. Verdien har en gunstig effekt og kan gi overraskende små jordtrykk. Det gjelder for eksempel når attraksjonen blir brukt for å simulere kapillært undertrykk, som jo forsvinner helt under grunnvannstanden.

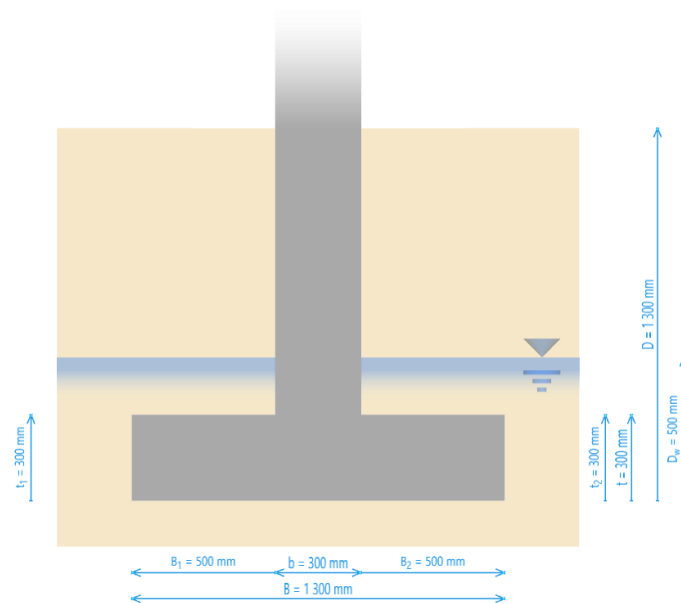
## Geometri

Modulen Geoteknikk har støtte for å regne på følgende typer konstruksjoner.

- ▶ Stripefundament
- ▶ Søyelfundament
- ▶ Støttemur

Valget av hvilken type geometri som skal beregnes gjøres når man oppretter dokumentet, og det kan ikke endres i ettertid. Grunnen til dette er at det er så store forskjeller i hvilke data som er nødvendig for å kunne utføre en beregning, at det ikke vil være hensiktsmessig å kunne endre geometrien etter at andre inndata er angitt.

## Stripefundament



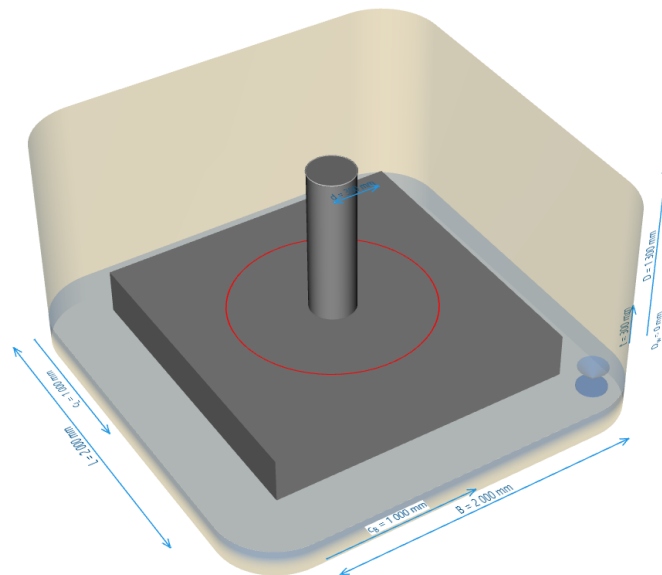
### Konstruksjon

Symbol	Beskrivelse
$B_1$	Bredde av såle foran vegg.
$B_2$	Bredde av såle bak vegg.
$b$	Bredde av vegg ved såle.
$B$	Bredde av såle.
$t$	Tykkelse av såle ved kant vegg.
$t_1$	Tykkelse av såle foran vegg.
$t_2$	Tykkelse av såle bak vegg.

### Jord

Symbol	Beskrivelse
$D$	Dybde jord (målt fra underkant såle).
$D_w$	Grunnvannstand (målt fra underkant såle).

## Søylefundament



### Såle

Symbol	Beskrivelse
$B$	Bredde av såle/fundament
$L$	Lengde av såle/fundament
$t$	Tykkelse av såle/fundament
$c_B$	Søylens plassering i B-retning (x-retning) på sålen/fundament. Angis med positiv verdi innover i sålen, og måles til søylens tyngdepunkt.
$c_L$	Søylens plassering i L-retning (y-retning) på sålen/fundament. Angis med positiv verdi innover i sålen, og måles til søylens tyngdepunkt.

### Jord

Symbol	Beskrivelse
$D$	Dybde jord (målt fra underkant såle).
$D_w$	Grunnvannstand (målt fra underkant såle).

### Søyle

I tillegg til geometri for såle og jord, kan bruker endre geometriske verdier på tverrsnittet til søylen. Dette gjøres på samme måte som i ISY Design Betongtverrsnitt. Se tilhørende brukermanual for mer informasjon.



## Jord foran

Symbol	Beskrivelse
$D_1$	Dybde jord foran mur (målt fra underkant såle).
$D_{w,1}$	Grunnvannstand foran mur (målt fra underkant såle).

Jordnivået foran mur er begrenset til jordnivået bak mur, altså

$$D_1 \leq D_3$$

I henhold til EC7-1: 9.3.2.2 (2-4) skal reduksjon av jordnivået foran støttemur,  $D_1$ , gjøres med en verdi  $\Delta a$ . Dette gjøres ikke i programmet, og det er opp til bruker å angi beregningsmessig gyldig geometrisk data.

## Armering

I dette kapittelet er beregninger og krav til armering forklart. Merk at det er store likheter med de andre betongmodulene i ISY Design (Betongverrsnitt, Betongbjelke og Gjennomlokking). Det er antatt at konstruksjonen er støpt i henhold til grafikken, slik at krav til forankring vil kunne anta god heft i underkant i henhold til EC2-1-1 figur 8.2.

## Overdekning

Kravene til overdekning av armeringen kontrolleres med rutinene i Betongverrsnitt. Se tilhørende brukermanual for mer informasjon.

I ISY Design Geoteknikk kan betongen ha skrå flater. Lengdearmering i såle og mur plasseres ved å sette en overdekning slik at armeringen legger seg parallelt med betongoverflaten med tangentiell avstand lik overdekningen. Dimensjonering av betongen utføres med rutinene til Betongverrsnitt på et gitt antall snitt langs modellen. Ved skrå betongoverflate vil beregningen benytte faktisk (tangentiell) overdekning, ikke vertikal eller horisontal overdekning, på elementene ved dimensjonering av betong. Denne forenklingen er neglisjerbar ved normale helninger.

For søylefundamenter kan sideveis overdekning angis for langsgående armering i sålen. Merk at dette gjelder kun i lengderetning av jernene, ikke i bredderetning. Det vil si at programmet antar at armeringslaget ligger med angitt senteravstand over hele bredden.

## Lengdearmering

Alle geometrityper har lengdearmering i både overkant og underkant av sålen, søylefundament i både x- og y-retning. Støttemur og søylefundament har i tillegg vertikal lengdearmering i mur/søyle, mens stripefundament ikke har dette, da veggen ikke dimensjoneres.

Lengdearmering i sålen behandles i utgangspunktet likt som i Betongbjelke. Unntaket er for søylefundament, der armeringen i sålen er låst til å gå fra kant til kant, med en brukerdefinert overdekning sideveis (som da gjelder i både x- og y-retning). Bruker kan altså ikke angi koordinater for å plassere armeringslag i lengderetningen for søylefundament. Dette er derimot mulig for sålen til stripefundament og støttemur, samt for muren i støttemur. Sistnevnte starter alltid i samme nivå

som senter av jernene i underkant av sålen, men bruker kan velge z-koordinaten hvor armeringen skal stoppe.

Dersom sålebredden er stor sammenlignet med søylen, vil det kunne være nødvendig å konsentrere en større andel av lengdearmeringen under søylen enn i resten av fundamentet. En tommelfingerregel er å legge 2/3 av strekkarmering innenfor fundamentets midtre halvdel (se også gamle NS 3473 punkt 18.6.2), men det vil også være tilfeller hvor kravene i EC2-1-1 punkt 9.4 slår til. Programmet tar ikke hensyn til dette.

I beregningene blir all lengdearmering antatt å ha neglisjerbar vinkel i forhold til horisontal-/vertikalplanet. Det blir altså ikke regnet med noen form for skrå kraftkomponent fra armeringen. Samtidig antas det at all armering ligger parallelt med kanten på betongen. Dette innebærer at man må begrense eventuelle helninger på oversider/sidekanter av betongkonstruksjonene for at beregningene skal være gyldige. Det er lagt inn advarsler/feilmeldinger i programmet dersom man overskrider antatte grenseverdier, men man må likevel alltid gjøre en manuell vurdering av om skrå kanter på betongen burde vært hensyntatt på en annen måte i beregningene.

Merk at den senteravstand som angis i inndata benyttes direkte på elementet i tverrsnittsberegningen, selv for søylefundament som har en faktisk bredde (ikke «per meter»). Altså, angitt senteravstand benyttes selv om armeringslaget ikke nødvendigvis ligger i hele sålebredden.

## Minimumsarmering og armeringskrav

Følgende krav til armeringen blir kontrollert i denne modulen

- ▶ For alle geometritypene gjelder krav til lengdearmering i sålen som for dekke i Betongbjelke.
  - For søylefundamenter som kan være utsatt for gjennomlokking gjelder i tillegg krav til lengdearmering fra modulen Gjennomlokking.
  - Merk at minimumskrav i henhold til EC2-1-1, punkt 9.3.1.2(1), ikke er beregnet da sålen ikke er fritt opplagt.
- ▶ For søylen i søylefundamenter gjelder krav til både lengdearmering og skjærarmering som for søyletverrsnitt i Betongtverrsnitt.
- ▶ For muren i støttemuren gjelder krav til lengdearmering og horisontalarmering som for vegg-tverrsnitt i Betongtverrsnitt.
- ▶ For søylefundamenter gjelder egne krav til skjærarmering for gjennomlokking, som i modulen Gjennomlokking.

### **Krav til diameter i sålen**

I tillegg til de nevnte kravene, blir det kontrollert at minste stangdiameter for hovedarmeringen (lengdearmeringen i såle) tilfredsstiller kravet i EC2-1-1 punkt 9.8.2.1(1). Dette gjelder alle geometrityper.

$$\phi_{min} = 8 \text{ mm}$$

Norsk tillegg: Samme som standard.

For fundamenter gjelder også kravene i EC2-1-1: 9.8.2.2. Programmet tar ikke spesifikt hensyn til disse kravene, men siden det utføres en komplett statikkberegning av sålen, og dimensjoneringen av betongen allerede tar hensyn til effekten fra skrå riss og krav til forankringslengder, vil normalt også kravene i 9.8.2.2 vil være oppfylt.

## Generering av armering

Denne modulen har støtte for å automatisk generere et forslag til følgende armering

- ▶ For stripefundamenter
  - Lengdearmering i sålen
- ▶ For søylefundamenter
  - Lengdearmering i begge retninger i sålen
  - Lengdearmering og skjærarmering i søylen
  - Skjærarmering i sålen for gjennomlokking
- ▶ For støttemurer
  - Lengdearmering i sålen
  - Lengdearmering i muren

### **Generering av lengdearmering i sålen**

Generering av lengdearmeringen i sålen gjøres med bruk av rutinene til Betongtverrsnitt. Under generering antas det at all armering går helt ut til kantene, altså at armeringen ikke avkortes i lengderetning. For søylefundamenter utføres genereringen separat for armering i x- og y-retning. I tillegg benyttes rutinene for generering av lengdearmering i modulen Gjennomlokking for å eventuelt øke lengdearmeringen ytterligere.

### **Generering av armering i søylen i søylefundament**

Generering av armering (både skjærarmering og lengdearmering) i søylen på søylefundament gjøres med rutinene for søyletverrsnitt i Betongtverrsnitt. Ettersom det kun er ett snitt som skal dimensjoneres, og all armering går over hele søylens høyde, er det også kun nødvendig å generere armering for dette ene snittet.

### **Generering av lengdearmering i muren i støttemurer**

Ved generering av lengdearmering i muren til en støttemur, gir programmet mulighet til et brukerdefinert antall armeringsnivåer, på samme måte som i Betongbjelke. Armeringen i muren starter alltid i bunn, men avsluttes i ulike høyder.

### **Generering av skjærarmering for gjennomlokking**

Generering av skjærarmering for gjennomlokking gjøres med de samme rutinene som i modulen Gjennomlokking. Rutinene benytter innlagt lengdearmering som utgangspunkt for å avgjøre hvor mye skjærarmering som er nødvendig å legge inn. Dersom det ikke er lagt inn lengdearmering fra før, legges det inn lengdearmering tilsvarende minimumskravene, på samme måte som i Gjennomlokking. Merk at bruker kan også velge å generere lengdearmering for å øke kapasiteten for gjennomlokking.

## Brukerdefinerte lasttilfeller

Ytre krefter er lasttilfeller som bruker angir. Kraftene er punktlast (eller punktmoment) i gitte koordinater. For støttemur angis fordelt terrenglast bak muren,  $p$ . Se figurer for mer informasjon.

Det forventes at bruker legger de forskjellige kreftene i tilhørende lasttilfeller for å ta hensyn til lastfaktorer. Som eksempel er terrenglasten ofte en nyttelast som er varierende, og bør derfor typisk ligge i eget lasttilfelle.

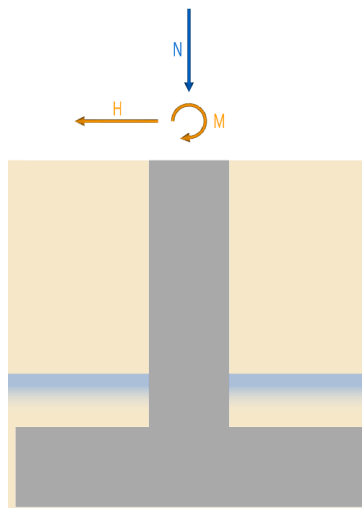
Det må være definert lastkombinasjoner for at beregninger skal kunne kjøres – enten genererte eller brukerdefinerte. Merk at ytre krefter (brukerdefinerte lasttilfeller) må ikke angis av bruker for å

kjøre en beregning. Som for eksempel kan støttemurer kontrolleres med kun egenvekter og jordtrykk, men det må selvfølgelig være lagt inn lastkombinasjoner i dokumentet.

Merk at kreftene angriper midt i søylen/veggen/muren i toppen. For stripe- og søylefundament er «toppen» i en avstand  $L_{last}$  over sålen. Husk at dersom  $L_{last} = 0$  vil dette fortsatt gi søyleberegning av søylefundamentet (veggen i stripefundament dimensjoneres ikke).

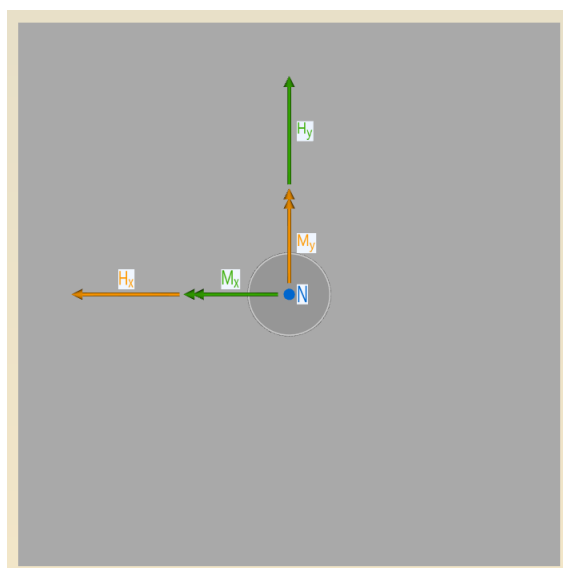
## Stripefundament

Kreftene under vil alle kunne virke samtidig på fundamentet.



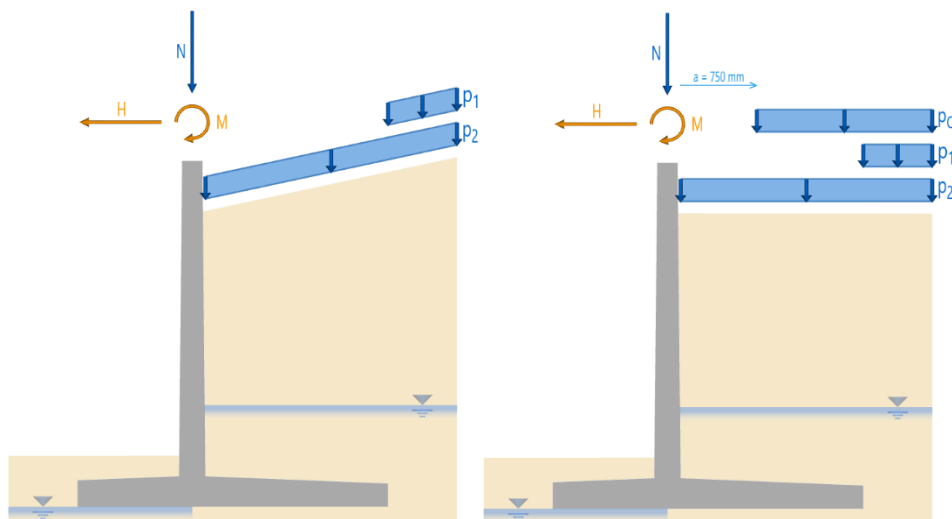
## Søylefundament

Delmodulen søylefundament har brukerdefinert geometri og inngående krefter i alle retninger. Vi har, som ved stripefundament, en normalkraft,  $N$ , mens det er to horisontale krefter,  $H_y$  og  $H_z$ , og to momenter,  $M_y$  og  $M_z$ , i fundamentplanet. Se figuren under for mer informasjon om angrepsplasseringer og kraftretninger.



## Støttemur

De ytre kreftene på støttemuren (se figur under), altså  $N$ ,  $M$  og  $H$ , nyttelastene  $p_1$  og  $p_2$ , og boggiekvivalentlasten  $p_{Qk}$  blir kombinert med de lastfaktorer som er gitt i lastkombinasjonen.



Legg merke til følgende:

- ▶ Nyttelastene kan ikke virke oppover ( $p_{Qk} \geq 0$ ,  $p_1 \geq 0$  og  $p_2 \geq 0$ ).
- ▶ Nyttelasten  $p_1$  benyttes kun til beregning av horisontalt jordtrykk, og er med i programmet som et mer konservativt alternativ til  $p_2$  med tanke på velting.
  - Den delen av  $p_2$  som er bak bakkant såle gir også horisontalt jordtrykk.
  - Ved beregning av jordtrykket fra nyttelast benyttes  $p = p_1 + p_2$ .
- ▶ Delen av  $p_2$  som ligger innenfor bakkant såle (utstrekning  $B_2$ ) gir også et vertikalt bidrag i beregning av statisk likevekt og summasjon av krefter. Det vil si at den påvirker eksentrisiteten og total vertikal kraft (grunntrykk).
  - Vær oppmerksom på at V220 indikerer at delen av  $p_2$  som ligger innenfor bakkant såle ikke skal inkluderes da den typisk gir en gunstig effekt (Figur 10.2.1-4). Det er opp til bruker å velge hvordan terrenglasten skal inkluderes.
- ▶ Boggiekvivalent last
  - Ikke støttet ved hellende terreng.
  - Fører til et lineært horisontalt jordtrykk med største dybde på 5 meter. Se kapittelet Jordtrykk fra boggiekvivalent last for mer informasjon.
  - Ved beregning av grunntrykk (alle kombinasjonstyper) inngår den delen av  $p_{Qk}$  som ligger over beregningsmodellen direkte i beregningene som et vertikalt trykk.
  - Ved dimensjonering av betong (STR/SLS) beregnes det et vertikalt trykk fra boggiekvivalentlasten som virker på sålen. Se kapittelet Vertikalt trykk på såle fra boggiekvivalent last for mer informasjon.
- ▶ De fordelte lastene virker kun på/bak bakkant såle. Altså, dersom det er helning i bakkant mur vil ikke  $p$ -lastene virke på «jordkilen» (se figuren over). Dette i henhold til beregningsmodellen som benyttes for skrå mur, blant annet i V220.

## Beregnete lasttilfeller

I ISY Design Geoteknikk beregnes egenvekt av konstruksjonen og jorden som virker på konstruksjonen automatisk. I tillegg beregnes lasttilfeller for jordtrykk på støttemur. Legg merke til

at lasttilfellene her beregnes kun én gang, da de er kombinasjonsuavhengige, med unntak av jordtrykk fra nyttelast og horisontalt vanntrykk ved udrenerte forhold.

Følgende lasttilfeller er beregnet automatisk av programmet. De kan ikke endres, og vil automatisk inkluderes i de aktuelle lastkombinasjonene.

- ▶ Egenvekt konstruksjon
- ▶ Egenvekt jord på såle
- ▶ Vanntrykk
- ▶ Jordtrykk (kun støttemur)
  - Aktivt jordtrykk bak mur
  - Aktivt jordtrykk bak mur fra nyttelast
  - Passivt jordtrykk foran mur
  - Horisontalt vanntrykk ved udrenerte forhold bak støttemur
  - Hviletrykk bak mur (for hver av STR og SLS)
  - Hviletrykk bak mur fra nyttelast (for hver av STR og SLS)
  - Hviletrykk foran mur (for hver av STR og SLS)
  - Minimumstrykk bak mur (aktivt jordtrykk)
  - Minimumstrykk foran mur (passivt jordtrykk)
  - Minimumstrykk bak mur (hviletrykk) (for hver av STR og SLS)
  - Minimumstrykk foran mur (hviletrykk) (for hver av STR og SLS)

Lastene som er beregnet i de forskjellige lasttilfellene er avhengig av geometri type. For søylefundament er de beregnede lastene typisk punktlaster og laster som virker over et areal. I Stripefundament og Støttemur er det punktlaster og linjelaster.

## Egenvekter

Lasttilfellene for egenvekt av konstruksjonen benytter tyngdetettheten til betongen, og lasttilfellene for egenvekt av jord (og jordtrykk) benytter tyngdetettheten til jorden. De må ikke forveksles, selv om begge verdier angis av parameteren  $\gamma$ . Samtidig påpekes det at partialfaktor for tyngdetetthet,  $\gamma_\gamma$ , benyttes ikke i noen av de beregnede lasttilfellene. Faktoren benyttes kun for bæreevnekontroll etter EC7-1 tillegg D.

Lasttilfellet for egenvekt konstruksjon er delt i linje- eller areallaster for sålen og en punktlast for vegg/mur/søyle. Merk at ved dimensjonering av muren i Støttemur beregnes faktisk egenvekt av muren som ligger over det aktuelle snittet.

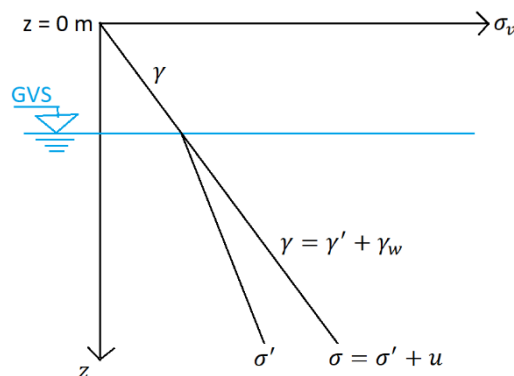
## Vanntrykk

Programmet beregner automatisk lasttilfeller for vanntrykket. Dersom grunnvannsnivået er over underkant såle/fundament virker det et horisontalt vanntrykk på konstruksjonen i tillegg. For stripe- og søylefundament er trykket alltid likt på begge sider av konstruksjonen (grunnvannsnivået er det samme), og er derfor ikke inkludert i lastene. For støttemur derimot, kan det defineres forskjellige grunnvannstander på sidene av konstruksjonen, så her inkluderes det horisontale vanntrykket.

### ***Krefter som følge av grunnvann***

Den totale tyngdetettheten til jord,  $\gamma$ , vil generelt kunne variere noe over og under grunnvannsnivå. Over grunnvannstanden benyttes den normale tyngdetettheten  $\gamma$ , mens det vil være en redusert, effektiv tyngdetetthet,  $\gamma'$ , som gjelder under grunnvannstanden. Derimot vil det også tilkomme en

tyngdetetthet for vannet, slik at den totale tyngdetettheten normalt vil være omtrent den samme over og under grunnvannet. Sammenhengen er skissert i følgende figur.



Her vises sammenhengen mellom dybden  $z$ , og vertikalspenningen i jorden,  $\sigma_v$ . Over grunnvannsstanden vil sammenhengen være lineær,  $\sigma_v = \gamma z$ , der  $\gamma$  er jordens tyngdetetthet uten vann. Under grunnvannsstanden vil derimot jorden få en viss «oppdrift» som følge av vanntrykket (poretrykket), og den effektive tyngdetettheten er derfor noe redusert. I tillegg vil vannet i jorden ha en viss tyngde, og den totale tyngdetettheten blir summen av disse.

$$\gamma = \gamma' + \gamma_w$$

Dette gir oss at vekten av jorden, altså den vertikale kraften som jorden presser nedover med, generelt kan regnes ut som

$$Q = (D - D_w)\gamma + D_w(\gamma' + \gamma_w)$$

Programmet gjør her en forenkling, og antar at den totale tyngdetettheten over og under grunnvannsnivå er tilnærmet lik, altså  $\gamma \approx \gamma' + \gamma_w$ . Dette stemmer godt for materialer med lite luft, mens det vil kunne gi litt avvik for eksempel for sprengstein. Dersom dette er en relevant problemstilling anbefales det derfor at man angir en noe høyere verdi på  $\gamma$  enn det som egentlig gjelder for tørre masser, for å ta høyde for økt tyngdetetthet under grunnvannsnivå.

Det vil i tillegg virke en «oppdrift» på undersiden av fundamentalsålen under drenerte forhold (for friksjonsmaterialer), som følge av poretrykket på den aktuelle dybden. Denne beregnes som

$$U = D_w \gamma_w$$

Ved udrenerte forhold (kohesjonsmaterialer) vil et økt jordtrykk tas opp av et økt poretrykk, og man regner derfor normalt ikke med dette som en oppdrift. Dersom det derimot vil kunne trenge vann inn mellom sålen og underlaget, vil det likevel kunne oppstå et vanntrykk her, på samme måte som for drenerte forhold. Valget om dette skal inkluderes eller ikke må gjøres av bruker (under Jordparametere), med unntak av GEO kombinasjoner, der dette aldri blir inkludert.

Merk at det kan oppstå et horisontalt vanntrykk ved udrenerte forhold, men dette kommer av overflatevann som trenger inn i sprekker i topp av terrenget (i negativ trykksone).

Tyngdetettheten for vann,  $\gamma_w$ , skal reflektere om det er ferskvann, saltvann eller vann med kjemikalier/forurensning (se EC7-1: 9.3.1.4). Da variasjonen er svært liten, antas forskjellen neglisjerbar. Programmet benytter derfor tyngdetettheten for ferskvann i henhold til EC1-1-1 Tabell A.7.

### **Lasttilfelle for vanntrykk**

For støttemur er det forskjellige grunnvannstander på hver side av konstruksjonen, så vi får også horisontalt vanntrykk på begge sider i tillegg til oppdriften. Merk at programmet antar lineær fordeling av oppdrift på sålen ved forskjellig grunnvannsnivå på hver side.

Jorden er ikke nødvendigvis drenert rundt hele konstruksjonen. Vanntrykket er inkludert på sidene der det er drenerte forhold. Dersom det er udrenerte forhold under sålen, eller ved støttemur på fjell, er det et brukervalg om man ønsker å inkludere vanntrykk under sålen (oppdrift). Standardvalg er at det er inkludert. Begrunnelsen for dette er at det er vanskelig å hindre at vann trenger inn og skaper oppdrift, og at det er konservativt å inkludere det.

Bruker har muligheten til å ikke inkludere det passive jordtrykket foran muren, men vanntrykket er alltid inkludert i beregningene. Dersom massene graves bort foran mur, og bruker har derfor valgt å ikke inkludere effekten av jordtrykket, antas at grunnvannsnivået er uendret og at det derfor fortsatt vil virke et horisontalt vanntrykk foran mur.

Merk at de tre vanntrykkene i dette lasttilfellet er ikke alle gunstig/ugunstig. Allikevel ligger de i samme tilfelle og får derfor samme lastfaktorer. Dette gjøres for å oppnå kompatibilitet for vanntrykket (også kalt «single source principle»).

### **Vanntrykk ved kontroll av bæreevne (GEO)**

Ved kontroll av bæreevne og glidning ved udrenerte forhold benyttes en totalspenningsanalyse. I dette tilfellet er poretrykket inkludert i beregningene, og det skal da ikke være noe lasttilfelle for oppdrift (vanntrykk under sålen). Samtidig kan det være at vanntrykk på sidene av støttemuren skal være inkludert. Det vil derfor opprettes et eget lasttilfelle for vanntrykk kun for GEO-kombinasjoner dersom det er udrenerte forhold under sålen, og det er valgt å inkludere oppdrift for de andre kombinasjonstypene. Merk at dette gjelder kun for Støttemur.

### **Horisontalt vanntrykk ved udrenerte forhold**

For udrenerte forhold kan det oppstå negativt jordtrykk bak støttemuren. I dette området kan det oppstå sprekker, og programmet regner derfor med et horisontalt vanntrykk her. Vanntrykket kommer av overflatevann som trenger inn i sprekken.

Merk at utstrekningen til lasten er avhengig av flere andre lasttilfeller. Programmet presenterer det med størst utstrekning, altså størst vanntrykk. Dette kommer ved minst lastfaktor på nyttelastene, og størst lastfaktor på jordtrykkene.

Dette lasttilfellet gjelder kun for lastkombinasjonene EQU og GEO. For STR og SLS er det egne lasttilfeller for jordtrykket som er i hviletilstand, og da oppstår ikke det negative trykket som gir opphav til dette vanntrykket. Dersom bruker har angitt et minimumstrykk ( $q_{A,min} > 0$ ) bak støttemuren vil dette også føre til at lasttilfellet ikke benyttes for EQU og GEO.

I brukergrensesnittet vises det største vanntrykket som kan oppstå, og når lasttilfellet inngår i en lastkombinasjon har bruker mulighet til å styre lastfaktorer. Programmet beregner disse verdiene automatisk som om at tilfellet er en vanlig geoteknisk last. Lasttilfellet er geometrisk avhengig av andre lasttilfeller, men ikke selve lasten. Den skal ha lastfaktorer og  $\psi$ -faktor for en geoteknisk last. Programmet antar også at denne lasten er variabel.

Lasttilfellet for horisontalt vanntrykk ved udrenerte forhold regnes i utgangspunktet som en variabel last. Dersom kritisk kombinasjon er at muren velter bakover vil minste lastfaktor være kritisk. For en variabel laster det typisk 0, altså at lasten ikke er inkludert. Dersom det er en høy naturlig grunnvannstand, kan det være mer praktisk å regne med vanntrykket inkludert. Dette kan gjøres ved å enten sette en egen lastfaktor eller endre lasttype til permanent.

## Jordtrykk

Lasttilfellene som lages for jordtrykkene konstrueres i henhold til valgt teori (V220 eller EC7-1). Ved kontroll av statisk likevekt (EQU) og bæreevne (GEO) benyttes aktivt og passivt jordtrykk, og det benyttes hviletrykk for betongdimensjonering (STR/SLS). Lastene konstrueres basert informasjonen gitt i kapitlet Teoretisk grunnlag for horisontalt jordtrykk.

De fleste lasttilfeller for jordtrykk har en skjærkraft dersom det kan oppstå skjærspenninger. Denne kraften er kun til informasjon til bruker, og gir et inntrykk av hvor mye en del av det totale jordtrykket fører til skjærspenninger. Faktiske skjærspenninger beregnes basert på det totale sammenslåtte jordtrykket. Dette gjøres i beregningene, og vises i resultatene.

Merk at poretrykket i formlene for jordtrykk ved drenerte forhold er trukket ut i eget lasttilfelle (vanntrykk). Det vil si at det er det effektive jordtrykket som konstrueres i disse lasttilfellene.

### **Jordtrykk fra nyttelast**

Jordtrykk fra nyttelast vil bli opprettet som egne lasttilfeller for hvert brukerdefinert lasttilfelle som har definert minst én  $p$ -last (nyttelast på terreng). Jordtrykk fra nyttelast har låste lastfaktorer på 1,0, men vil i beregningene bli skalert med samme lastfaktor som nyttelasten selv, slik at sammenhengen mellom nyttelasten og det tilhørende jordtrykket blir beholdt.

Dersom attraksjonen ved drenerte forhold ikke er 0 (kun støttet for flatt terreng ved beregning etter V220), eller dersom skjærfastheten er større enn nyttelasten ved udrenerte forhold, kan trykket bli negativt i et område. Dette er avhengig av alle ledd i jordtrykksuttrykket. Allikevel lages det eget lasttilfelle for jordtrykket som kommer av nyttelasten,  $p$ , da på grunn av at den skal ha egne lastfaktorer. Kontroll og fjerning av negativt trykk gjøres senere i beregningene.

Legg merke til at jordtrykk fra nyttelast regnes med summen av terrenglastene  $p_1$  og  $p_2$ . Ved beregning av jordtrykket som virker på den «virtuelle boksen» (aktivt jordtrykk) er dette innlysende. Når man regner hviletrykk som virker på muren (for STR/SLS) benyttes samme sum, selv om  $p_1$  ikke nødvendigvis virker inne ved muren.

### **Aktivt og passivt jordtrykk**

Både aktivt og passivt jordtrykk fører til skjærspenninger dersom ruheten ikke er 0 i henhold til kapitlet Skjærspenning. Skjærkraften legges på det lasttilfellet som har trykket som gav opphav til skjærspenningen. Altså, skjærkraft som følge av trykk bak støttemur legges på det lasttilfellet, og det

samme for tilfellet foran mur. I tillegg splittes trykket bak (og dermed skjærkraften også) i to tilfeller. Legg merke til at skjærkraften virker på kant såle (effekten på mur neglisjeres ved dimensjonering av betongen).

### **Hviletrykk**

Ved dimensjonering av betongen benyttes egne lasttilfeller for jordtrykket, nemlig hviletrykk. Det er antatt at det ikke er noe bevegelse av veggen i forhold til grunnen, slik at jordtrykket beregnes fra hvilespenningstilstanden i henhold til EC7-1: 9.5.2(1). Egenvekt av konstruksjon og jord, samt vanntrykk, inkluderes på samme måte som for EQU/GEO.

Programmet antar at det ikke mobiliseres skjærspenninger på muren, altså at  $r = 0$ , for hviletrykk i STR og SLS for flatt terreng. Dette med bakgrunn av at ved hviletrykk står konstruksjonen og jorden i ro i forhold til hverandre. Det kreves deformasjon/bevegelse for at skjærspenninger skal mobiliseres. Eller sagt på en annen måte; det er antatt at største hovedspenning står normalt på muren ved hviletrykk.

For hellende terreng derimot, er det antatt at jordtrykksresultanten er parallell med terrenget (EC7-1: 9.5.2(4)). I dette tilfellet beregnes «skjærkraften» som den vertikale komponenten av jordtrykksresultanten. Merk at ved udrenerte forhold er ikke hellende terreng støttet. Så da vil det ikke oppstå noen skjærkrefter.

Grunntrykket (vertikalt jordtrykk) beregnes på samme måte som for EQU- og GEO-kombinasjoner. Det vil si at programmet benytter hviletrykket ved bakkant/forkant såle (virtuelle plan) på støttemuren. Trykket virker fra terreng høyde og helt ned til underkant såle. Ved dimensjonering av selve konstruksjonen transformeres disse jordtrykkene (og skjærkreftene) inn til betongen. Det er antatt at muren er glatt (ingen skjærspenninger fra jorden), og at skjærkraften i jorden ved bakkant såle tas opp av sålen.

Legg også merke til at hviletrykket på mur kan ligge over muren, dersom  $\beta$  og  $b_2$  er store i forhold til murens overhøyde. Den delen av trykket som ligger over transformeres til en skjærkraft og moment som virker på mur i toppen.

For hviletrykk oppstår det ikke «negative trykksoner» slik det kan gjøre for aktivt og passivt jordtrykk. Dette kommer av at programmet antar/benytter attraksjon lik 0 for beregning av hviletrykket.

Merk at det benyttes jordtrykkskoeffisienten  $K_{0d,\beta}$  for udrenerte forhold, som i utgangspunktet settes til 1,0, men kan overstyres av bruker.

### **Minimumstrykk**

Minimumsgrensen for jordtrykket,  $q'_{min}$  (drenert) eller  $q_{min}$  (udrenert), angis av bruker under Jordparametere for både foran og bak mur, og for både EQU/GEO og STR/SLS. Dette er en enkel måte for bruker å inkludere komprimeringseffekter e.l. på trykket programmet beregner. Merk at verdien er karakteristisk og inkluderes i det totale lastbildet senere i beregningen, men er vist i eget lasttilfelle som en jevnt fordelt last slik at bruker kan angi lastfaktorer på denne. I tillegg påpekes det at programmet antar at minimumstrykket også gir skjærspenninger (vertikal kraft).

## Lastkombinasjoner

Eurokode for Geoteknikk, EN 1997-1 (EC7-1), angir hvilke forskjellige situasjoner som skal kontrolleres, både brudd- og bruksgrense. For bruksgrense (SLS) gjøres riss- og spenningskontroll. For bruddgrense kontrollerer ISY Design Geoteknikk flere av de relevante grensetilstandene angitt i EC7 2.4.7.1(1):

Symbol	Grensetilstand	Beskrivelse av lastkombinasjonstype
EQU	Stabilitet/likevekt	Kontroll av tap av likevekt i grunnen eller konstruksjonen
GEO	Grunnbrudd	Svikt eller for stor deformasjon i grunnen.
STR	Brudd/kapasitet	Intern svikt i konstruksjonen eller bærende deler.

Legg merke til at følgende grensetilstander blir *ikke* kontrollert:

- ▶ UPL: Tap av likevekt i konstruksjon eller i grunnen forårsaket av løfting pga. vanntrykk (oppdrift) eller andre vertikale påvirkninger.
- ▶ HYD: Hydraulisk grunnbrudd, indre erosjon og kanaldannelse i grunnen forårsaket av hydrauliske gradienter.
- ▶ For bruksgrensetilstand gjøres ingen geotekniske kontroller (EC7-1: 6.6, setning, heving og vibrasjonsanalyse), men det gjennomføres en riss-kontroll på betongkonstruksjonen.

I kommende underkapitler er de forskjellige grensetilstandene og hvilke lastfaktorer som bør benyttes definert. Legg merke til at lastfaktorene kan overskrives på alle lasttilfeller, bortsett fra jordtrykk fra nyttelast. De beregnes automatisk til sin standardverdi ved opprettelse av kombinasjon, både manuelt og ved generering, men må alltid kontrolleres i ettertid.

Merk at programmet beregner alle lastkombinasjoner med kombinasjoner av alle lastfaktorer på alle inngående lasttilfeller. På denne måten er man sikker på at den kritiske «subkombinasjonen» blir beregnet og kontrollert.

## Lastkategorier

I dette programmet introduseres nye lastkategorier; «Dimensjonerende laster» og «Geotekniske laster». Merk at disse kan kun brukes i modulen ISY Design Geoteknikk.

### **Dimensjonerende laster**

Lastkategorien «Dimensjonerende laster» gjør det mulig å angi dimensjonerende laster på lasttilfeller. Dette er nyttig ved import av resulterende laster fra andre programmer som FEM-Design. For eksempel oppleggs-reaksjoner fra søyleopplegg for dimensjonering søylefundament i ISY Design.

Følgende gjelder for lasttilfeller med dimensjonerende lastkategori:

- ▶  $\psi$ -faktorene er lik 1,0 ( $\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 1,0$ ), og kan ikke endres.
- ▶ Dimensjonerende laster kan ikke angis som dominerende (på samme måte som for egenvekt).
- ▶ Inkluderes i utgangspunktet som en permanent last i lastkombinasjoner.

- $\gamma$ -faktorer settes da til 1,0 (både største og minste).
  - Langtidsandel er som standard 100%, men bruker kan velge å overstyre verdien.
  - Bruker kan velge å sette lasttilfelle som «Variabel». Da endres minste  $\gamma$ -faktor til 0,0.
- ▶ Merk at denne kategorien benyttes kun i ISY Design Geoteknikk, og ikke de andre bjelke modulene.

### Geotekniske laster

Alle beregnede geotekniske lasttilfeller får kategorien «Geotekniske laster» automatisk. I dette programmet er følgende lasttilfeller regnet som geotekniske laster.

- ▶ Horisontalt jordtrykk
  - Merk at den delen av jordtrykket som kommer fra terrenglast skal ha lastfaktoren til terrenglasten, som normalt *ikke* er en geoteknisk last. Allikevel benyttes lastkategorien «Geoteknisk last». Se mer i kapittel Terrenglast (nyttelast).
- ▶ «Skjærkraft» fra horisontalt jordtrykk
  - Samme unntak som ovenfor gjelder også her. Skjærkraft fra jordtrykk som skyldes terrenglast skal ha terrenglastens lastfaktor.
- ▶ Vertikalt jordtrykk (egenvekt av jord)
- ▶ Vanntrykk, både horisontalt og vertikalt (oppdrift)

Merk at alle de beregnede geotekniske lasttilfellene er låst til å være permanente (dette gjelder også lasttilfelle for egenvekten av konstruksjonen). Unntaket er lasttilfelle for horisontalt vanntrykk ved udrenerte forhold bak støttemur. Programmet antar her at lasten er variabel, men dette kan endres av bruker.

For lasttilfeller med kategori «Geoteknisk last» gjelder følgende:

- ▶  $\psi$ -faktorene er lik 1,0 ( $\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 1,0$ ), og kan ikke endres.
  - Gjelder for både beregnede og brukerdefinerte lasttilfeller med geoteknisk lastkategori.
  - Gjelder også horisontalt vanntrykk ved udrenerte forhold og jordtrykk fra nyttelast.
    - Dersom man ønsker andre faktorer for udrenert vanntrykk, må dette angis der denne lasten inkluderes i en lastkombinasjon ( $\psi$ -faktoren kan endres der).
    - Merk at det er kun horisontalt vanntrykk ved udrenerte forhold av de beregnede lasttilfellene som kan endres i vinduet for lastkombinasjoner.
  - Husk at dette gjelder ikke egenvekt av konstruksjon, da kategorien her er «Egenvekt».
- ▶ Geotekniske laster kan ikke angis som dominerende (på samme måte som for egenvekt).
- ▶ Alle beregnede lasttilfeller skal få langtidsandel låst til 100%.
  - Unntak: Langtidsandel for jordtrykk fra nyttelast settes lik langtidsandelen for det relaterte brukerdefinerte lasttilfellet.
- ▶ Ved inkludering i lastkombinasjoner av typen GEO og STR, vil lasttilfellet benyttes i henhold til formel (6.10) i ECO, selv om det er formlene (6.10a) og (6.10b) som brukes.
  - For kombinasjon i henhold til (6.10b), vil det si at  $\xi = 1,0$  for gjeldende lasttilfelle.
  - For kombinasjon i henhold til (6.10a), vil det si at  $\psi_{0,1} = 1,0$  for gjeldende lasttilfelle (som er automatisk løst da  $\psi$ -faktorene er låst til å være lik 1,0).
  - Gjelder for både beregnede og brukerdefinerte lasttilfeller med geoteknisk lastkategori.
  - Se Brudd i grunnen (GEO) og konstruksjonen (STR) for mer informasjon.

## Bruddgrense

Lastkombinasjoner i bruddgrense (EQU, GEO og STR) beregnes og konstrueres i henhold til EC0: 6.4 og tillegg A1.3.

### Likevekt (EQU)

Lastkombinasjonen er laget for kontroll av (EC7-1: 2.4.7.2)

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d}$$

Der  $E_{dst,d}$  er dimensjonerende verdi av virkning av destabiliserende påvirkninger, og  $E_{stb,d}$  er dimensjonerende verdi av virkning av stabiliserende påvirkninger. Se EC7 2.4.2(4) for hvilke påvirkninger som bør vurderes med i geoteknisk prosjektering.

Merk at bruddgrense EQU benytter ligning (6.10) for oppbygging av kombinasjonen, ikke (6.10a) og (6.10b) som benyttes for STR og GEO (se EC0: 6.4.3.2). Ligningen er gitt som

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Ligningen er lik formel (6.10b), men uten reduksjonsfaktoren  $\xi_j$  for permanente laster. Se Brukermanual ISY Design Statikkbjelke for symbolforklaringer.

I tabellen under er standardverdier for lastfaktorene listet for kombinasjoner i bruddgrense av typen EQU i henhold til EC0: tabell A1.2(A). Merk at det er antatt at lastfaktor for forspenningslast (P), som for eksempel foreskrevne forskyvninger, er lik som lastfaktor for permanente laster (G).

Lastfaktor	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$
$\gamma_G/\gamma_P$	1.10 $K_{fi}$ (NO: 1.20)	0.90
$\gamma_{Q,1}/\gamma_{Q,i}$	1.50 $K_{fi}$	0.00
$\gamma_{Q,1}/\gamma_{Q,i}$ for trafikklaster (Tabell A2.4(A))	1.35 $K_{fi}$	0.00

Norsk tillegg: Endringer er skrevet inn i tabellen. Markert med «NO:».

Under merknad 2 benyttes andre partialfaktorer når konstruksjonsdelens kapasitet påvirker den statiske likevekten. Dette er ikke støttet av programmet.

### Brudd i grunnen (GEO) og konstruksjonen (STR)

Kombinasjonstypene STR og GEO dimensjoneres i henhold til EC0: A1.3.1(5), metode 3.

Kombinasjonstypen STR er grundig forklart i kravspesifikasjonen til Statikkbjelke, med unntak av det som går på geotekniske laster. De samme formlene og faktorene gjelder også for kombinasjonstypen GEO.

Kombinasjonene kontrollerer

$$E_d \leq R_d$$

Der  $E_d$  er dimensjonerende verdi av lastvirkning, og  $R_d$  er dimensjonerende verdi av motstand mot en påvirkning.

EC7-1 (og ECO: A1.3.1(5)) angir tre dimensjoneringsmetoder for hvordan  $E_d$  og  $R_d$  skal brukes. Det norske tillegget tillater kun dimensjoneringsmetode 3 (dimensjoneringsmetode 2 er tillatt for dimensjonering med peler, men dette er ikke inkludert i ISY Design Geoteknikk). Programmet støtter derfor kun dimensjoneringsmetode 3 (EC7-1: 2.4.7.3.4.4). Dette betyr at bruker kan ikke sette lavere lastfaktorer og materialfaktorer mot å bruke en egen faktor i kravet ovenfor.

For lastkombinasjoner som består av både geotekniske og ikke-geotekniske laster, er Eurokode ikke tydelig på hvilke faktorer som skal benyttes. Ikke-geotekniske laster skal benytte ECO: Tabell A1.2(B), mens geotekniske laster skal benytte ECO: Tabell A1.2(C). Det norske tillegget til ECO angir at sett B skal benyttes i ligning (6.10a) og (6.10b), mens sett C skal benyttes i ligning (6.10). Vi benytter dette også for standard EC, selv om den åpner for bruk av enten (6.10a) og (6.10b) eller (6.10) for sett B.

Det sies derimot ingenting om lastkombinasjoner som skal benytte en kombinasjon av sett B og C, og hvilken ligning disse skal benytte. Vår tolkning av dette er at det er meningen at geotekniske laster skal summeres inn i ligning (6.10a) og (6.10b) på samme måte som andre laster, men uten faktoren  $\xi_j$  på permanente laster i (6.10b) og uten faktoren  $\psi_{0,1}$  på dominerende variabel last i (6.10a). Dette er også i henhold til tabellene ECO: A1.2(B) og A1.2(C), der hvert enkelt «ledd» i lastkombinasjonen er skrevet ut.

Siden ulike lasttilfeller skal hente sine lastfaktorer fra ulike sett, er det nødvendig å definere hva som regnes som «geotekniske laster». Dette defineres av lastkategorien. Dersom kategorien er «Geoteknisk last» vil det si at lastfaktorer hentes fra Tabell A1.2(C).

Geotekniske laster skal da få følgende lastfaktorer (ECO: Tabell A1.2(C)):

Lastfaktor	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$
$\gamma_G/\gamma_P$	1.00 $K_{fi}$ (NO: 1.00)	1.00
$\gamma_{Q,1}/\gamma_{Q,i}$	1.30 $K_{fi}$	0.00

Norsk tillegg: Endringer er skrevet inn i tabellen. Markert med «NO:».

Merk at  $\gamma_{inf}$  i henhold til standard EC kan bli større enn  $\gamma_{sup}$ , dersom  $K_{fi} < 1,0$ . Dette ansees som så sært at det ikke er tatt ytterligere hensyn til det i programmet, annet enn at  $\gamma$  kan overstyres av bruker.

Andre laster skal få lastfaktorer etter ECO: Tabell A1.2(B):

Lastfaktor	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$
$\gamma_G/\gamma_P$	1.35 $K_{fi}$ (NO: 1.35)	1.00
$\gamma_{Q,1}/\gamma_{Q,i}$	1.50 $K_{fi}$	0.00

$\gamma_{Q,1}/\gamma_{Q,i}$ for trafikklaster (Tabell A2.4(B))	$1.35K_{fi}$	0.00
---	--------------	------

Norsk tillegg: Endringer er skrevet inn i tabellen. Markert med «NO:».

Reduksjonsfaktoren  $K_{fi}$  er forklart i brukermanualen til Statikkbjelke. Der står det også forklart hvordan permanente laster får en reduksjonsfaktor  $\xi$  i ligning (EC0: 6.10b), men denne faktoren skal altså ikke benyttes for geotekniske laster (regnes da som 1,0), da disse inkluderes som i ligning (6.10).

$$\xi = 0,85$$

Norsk tillegg:  $\xi = 0,89$

## Bruksgrense

Lastkombinasjoner i bruksgrense (SLS) beregnes og konstrueres i henhold til EC0: 6.5 og tillegg A1.4. Formler og lastfaktorer for dette er beskrevet i brukermanualen til Statikkbjelke, og gjelder også for denne modulen.

Kombinasjonene kontrollerer

$$E_d \leq C_d$$

Der  $C_d$  er dimensjonerende grenseverdi for relevant brukskriterie (effekt av en påvirkning).

Programmet har støtte for alle typer bruksgrensekombinasjoner, både «karakteristisk», «ofte forekommende» og «tilnærmet permanent». Ettersom spenningskontrollen skal utføres for alle bruksgrensekombinasjoner, er alle tre valgt som standard i oppsettet for generering av lastkombinasjoner, tilsvarende det som er i de andre statikkmodulene. Alle påkrevde kontroller av både riss og spenningsbegrensninger blir utført på samme måte som i Betongtverrsnitt.

## Generering av lastkombinasjoner

Se Brukermanual ISY Design Statikkbjelke for informasjon om hvordan lastkombinasjoner genereres. Legg merke til at her genereres ikke ulykkeskombinasjoner, men det lages selvfølgelig bruddgrense og bruksgrense som i andre moduler. Bruddgrense innfatter nå likevekt (EQU) og brudd i grunnen (GEO) i tillegg til brudd i konstruksjonen (STR).

## Teoretisk grunnlag for horisontalt jordtrykk

Jordtrykk er i dette programmet kun aktuelt for støttemurer, da programmet ikke regner med at en del av horisontalkraften på søyle/vegg vil kunne tas opp som passivt trykk.

### Tilstander av jordtrykket

Programmet regner med aktivt og passivt jordtrykk og hviletrykk på støttekonstruksjonen i henhold til V220, kapittel 6 og 10, og EC7-1. Følgende definisjoner benyttes:

- ▶ Aktiv tilstand: konstruksjonen unnviker fra jorden.
- ▶ Passiv tilstand: konstruksjonen presses inn mot jorden.

- ▶ Hviletilstand: konstruksjonen har ingen deformasjon i forhold til jorden.

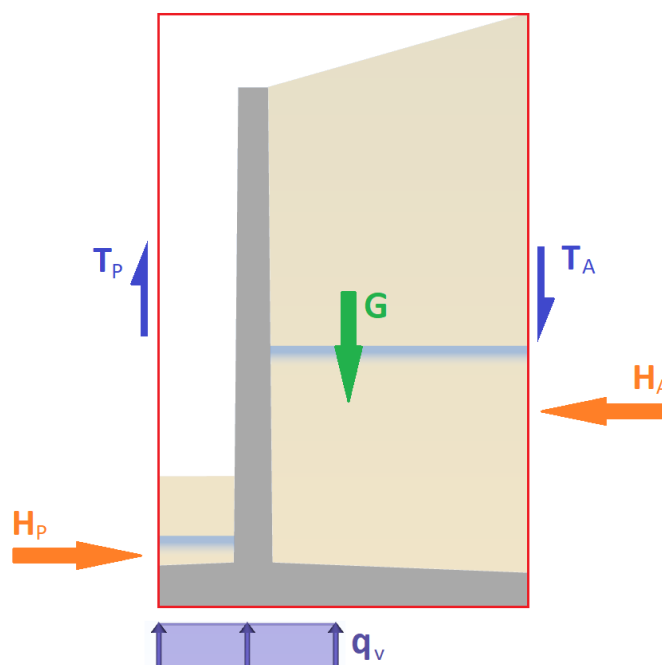
Merk at jordtrykkene er deformasjonsavhengige. Det vil si at mobilisering av aktivt eller passivt jordtrykk fra en hviletrykkstilstand vil kreve deformasjon (se Figur 6.1-1, V220). Deformasjon er ikke benyttet i dette programmet (vi har ikke en samvirkemodell), så grensetilfellene benyttes. Hvor mye deformasjon som skal til for å mobilisere aktivt/passivt jordtrykk kan hentes fra EC7-1 tillegg C.3.

Ved beregning av statisk likevekt og bæreevne (EQU og GEO) benyttes aktivt og passivt jordtrykk, mens rent hviletrykk benyttes for kontroll av konstruksjon (STR og SLS). Programmet antar videre at tilstanden er alltid aktiv bak støttemur og passiv foran støttemur for EQU/GEO.

Legg merke til at jordtrykket foran støttemuren beregnes og benyttes kun dersom det er valgt av bruker. Da trykket virker stabiliserende må bruker ta sannsynligheten for at disse massene ikke alltid er til stede i vurdering. Ta også med i vurderingen at disse kreftene ikke er alltid mobilisert ved rent grunnbrudd. Egenvekten av jorden foran muren og det horisontale vanntrykket (ved drenerte forhold) er derimot alltid med i beregningene.

## Beregningsmodell

Støttemuren modelleres som en «boks» som rammer inn støttemuren og jorden som ligger på sålen. Det vil si at jordtrykket beregnes som om det virker på virtuelle plan ved bakkant og forkant såle.



I figuren over er  $H_P$  resultatanten av det passive trykket foran støttemur,  $H_A$  er resultatanten av det aktive trykket bak støttemur,  $G$  er egenvekten av modellen (egenvekt fundament/mur og jord), og  $T$  er skjærkraft (kun positiv ruhet er støttet i programmet). Høyden til boksen er  $D_2$ . Merk at samme beregningsmodell brukes for STR/SLS (hviletrykk) også.

Ved bruk av denne modellen for beregning av jordtrykk/grunntrykk har ikke formen på konstruksjonen inne i «boksen» noe å si. Det vil si at helning på muren ikke påvirker det horisontale jordtrykket som benyttes i disse beregningene.

Det er viktig at bruker vet hvor og hvordan jordtrykket beregnes med tanke på jordparametere. Benyttes EC7-1 tillegg C.1 skal adhesjon og kohesjon inkluderes i beregningene. Disse er typisk relatert til forhold mellom vegg og grunn. I dette programmet er det det virtuelle planet som er «veggen».

## Terrenglast (nyttelast)

Ved beregning av jordtrykk fra nyttelastene,  $p_1$  og  $p_2$ , er den kun relevant fra bakkant såle (se beregningsmodell). I beregningene benyttes altså

$$p = p_1 + p_2$$

Legg merke til at jordtrykket fra nyttelasten får samme lastfaktor som det relaterte brukerdefinerte lasttilfellet har i den enkelte subkombinasjon. Dette jordtrykket regnes som en geoteknisk last, men skal ikke ha noen egne lastfaktorer. Lastfaktorene tas hensyn til ved at jordtrykket beregnes basert på dimensjonerende verdi på nyttelasten.

Langtidsdelen til jordtrykk fra nyttelast er lik langtidsandelen til sitt relaterte brukerdefinerte lasttilfelle.

For aktivt jordtrykk kan det oppstå negativt trykk dersom nyttelasten er liten i forhold til attraksjon/kohesjon (drenerte forhold) eller skjærfasteheten (udrenerte forhold). Lasttilfellene tar ikke hensyn til dette, da nyttelasten er i eget tilfelle med egne lastfaktorer, men i beregningene senere vil negativ trykkdel bli fjernet. Programmet regner kun med *positivt trykk* på konstruksjonen.

## Jordtrykk fra boggiekvivalent last

I henhold til *Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnett* (*trafikklastforskrift for bruer m.m.*) skal trafikklasten på fylling inntil bærende konstruksjon inkluderes i beregningene. I tillegg til den jevnt fordelte trafikklasten/nyttelast ( $p$ ), inkluderer programmet også ekvivalente boggilaster. Merk at de er kun støttet for flatt terreng.

### **Form og utbredelse**

Bruker angir intensitet ( $p_{Qk}$ ) og avstand fra overgang mur og bakkant såle til lasten ( $a$ ) som beskriver ekvivalent boggilast. Denne gir en forenklet jordtrykksfordeling i henhold til V220 punkt 10.2.1 3) og Figur 10.2.1-2. Se også *Rettelsesblad håndbok V220, 2018-utgaven*, punkt 3.6.3 i *Håndbok V499, 2014*, og punkt 3.3.3 NA Rundskriv 2015/07).

Jordtrykksfordelingen er triangulær med største intensitet i toppen. Det vil si at lasten  $p_{Qk}$  gir et forenklet jordtrykk som reduseres lineært til null ved en dybde på 5 meter. Dersom jorddybden er mindre enn 5 meter vil den delen av jordtrykket som er under klippes bort, og vi står da igjen med en trapesformet jordtrykksfordeling.

I tillegg vil plassering av boggilast føre til at et område i topp ikke genererer jordtrykk på planet. Det forenklede jordtrykket starter i jorddybden  $a$  målt fra terrengnivå. Det vil si at det er et 1:1 forhold mellom avstand fra kant mur til boggilast, og det forenklede horisontale jordtrykkets start.

Vi har at plassering av største intensitet er avhengig av  $a$ , men også hvilke snitt vi betrakter. Det er to snitt som er aktuelle; et snitt ved den virtuelle boksen, og et snitt inne ved muren. Det introduseres følgende verdi for plassering av største intensitet.

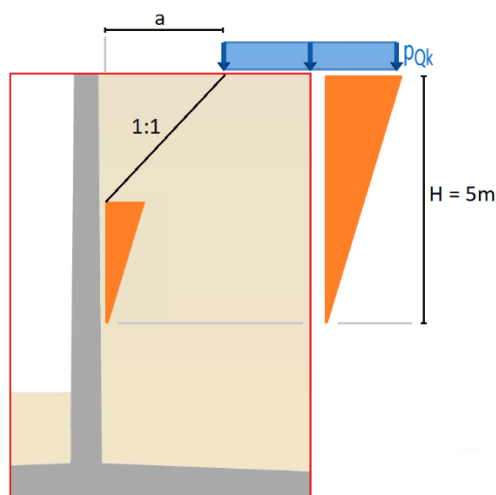
$$a' = \begin{cases} a & \text{snittet ved mur} \\ a - B_2 \geq 0 & \text{snittet ved bakkant såle} \end{cases}$$

Vi har da at utstrekningen til lasten er

$$D_{Qk} = \min\{5000; D\} - a' \geq 0$$

Der  $D$  er total jorddybde i det aktuelle snittet.

Merk at programmet viser boggiekvivalentlasten med «uendelig» utbredelse bakover på støttemuren. På denne måten vil det forenklede jordtrykket alltid være inkludert i beregning av grunntrykk så lenge  $a + 5000 < B_2$ .



Figuren over viser hvordan det forenklede jordtrykket ser ut i de to snittene. Husk at den røde boksen er det virtuelle planet ved kant såle.

### Intensiteter

Største intensiteten på det forenklede jordtrykket regnes som

$$\sigma_{h,Qk} = K \frac{5000 - a'}{5000} p_{Qk} \geq 0$$

Der  $a'$  er gitt i millimeter, og  $K$  er jordtrykkskoeffisienten (ved aktivt/passivt trykk er denne lik 1,0 ved udrenerte forhold). Merk at dersom  $a' > 5000$  vil  $\sigma_{h,Qk} = 0$ . Dette gir at det horisontale jordtrykks intensitet er gitt med følgende formel der  $z$  er jorddybden målt fra topp av terreng.

$$q_{Qk}(z) = \begin{cases} 0 & z < a' \\ K \frac{5000 - z}{5000} p_{Qk} \geq 0 & \text{ellers} \end{cases}$$

Intensitetene i topp og bunn beregnes da som

$$q_{Qk,topp} = q_{Qk}(a')$$

$$q_{Qk,bunn} = q_{Qk}(D_{Qk} + a')$$

Det er antatt at dette forenklete jordtrykket er horisontalt, og dersom det er en ruhet i det betraktete snittet oppstår det også skjærspenninger.

På samme måte som vanlig terrenglast,  $p$ , er det dimensjonerende verdi av  $p_{Qk}$  som benyttes. Da vil også lasttilfellet som inkluderer det forenklete jordtrykket fra boggiekvivalentlasten ha låste lastfaktorer lik 1,0.

## Minimumstrykk

Programmet har en mulighet for å definere en minimumsverdi av jordtrykkene. Dette er et minimumstrykk som kan ta hensyn til at trykket i virkeligheten ikke går mot 0 i terrengnivå (ref. f.eks. siste avsnitt i punk 6.4.3 i V220). Verdien spesifiseres under Jordparametere og benyttes på følgende måte.

$$\begin{aligned} q' &\geq q'_{min} && \text{drenert} \\ q &\geq q_{min} && \text{udrenert} \end{aligned}$$

Minimumstrykket inkluderes som en jevnt fordelt last i eget lasttilfelle med egne lastfaktorer. Dersom  $q_{min} > 0$  bak mur for udrenerte forhold vil det ikke oppstå en negativ trykksone, og dermed vil ikke horisontalt vanntrykk fra overflatevann inkluderes i beregningene. Resultanten av minimumstrykket er antatt å være horisontalt, uansett helning på terreng. Det vil si at jordtrykk som kommer av dette trykket er kun horisontalt.

## Ruhet

Ruheten,  $r$ , i beregningsmodellen er definert som forholdet mellom skjærspenningen som er mobilisert langs «boksen» (virtuelle planet) og den mobiliserte skjærfasteheten i jorden (V220: 6.1).

$$r = \frac{\tau}{\tau_c}$$

Skriver vi dette ut for drenerte forhold får vi følgende beskrivelse av ruhet.

$$r = \frac{\tan \delta_d}{\tan \varphi_d}$$

For udrenerte forhold er det ikke en entydig sammenkobling mellom friksjonsvinkel,  $\delta$ , og ruheten. Begrepet «ruhet» er ikke benyttet i EC7-1, men programmet og dette dokumentet opererer med ruhet som definert over (friksjonsvinkel  $\delta_d$  er ikke i bruk), uansett hvilken beregningsmetode som er valgt for jordtrykket. Det vil si at vi definerer skjærspenningen som

$$\tau = r\tau_c$$

Dette gjelder alle beregninger, ved dimensjonering av både grunn og betong. Programmet benytter ruhet (og derfor skjærspenninger) for alle typer jordtrykk. Bruker definerer ruheten for EQU/GEO under Jordparametere. Den benyttes for aktivt og passivt jordtrykk.

For hviletrykk (STR/SLS) bruker programmet en låst geometriavhengig «ruhet». Da det benyttes definisjonen i EC7-1 for hviletrykk (uansett beregningsmetode valgt), tolkes punktet EC7-1: 9.5.2(4) til at det oppstår skjærspenninger kun dersom det er hellende terreng. Det vil si at programmet benytter følgende ruhet i beregning av hviletrykk, som ikke kan endres av bruker.

$$r = \frac{\tan \beta}{\tan \varphi_d}$$

Merk at kun positiv ruhet er støttet i programmet ( $0 \leq r \leq 1$ ).

Programmet beregner ruhet selv under såle ved beregning etter V220, men med en brukerdefinert maksverdi. Ved beregning etter EC7-1 tillegg D benyttes friksjonsvinkel,  $\delta_d$ , som angis av bruker under Jordparametere.

## Beregning av jordtrykk (EQU/GEO)

Bruker kan velge mellom V220 og EC7-1 tillegg C.1 ved beregning av horisontalt jordtrykk. Følgende er teoretisk grunnlag for oppbygging av lasttilfellene. Merk at i dette teorigrunlaget er ikke boggiekivalentlasten med. Det er et eget teorigrunlag for denne lasten og tilhørende forenklet jordtrykk (se kapittel Jordtrykk fra boggiekivalent last).

### V220

#### Drenerte forhold (friksjonsmateriale)

Aktivt og passivt jordtrykk i henhold til V220: 6.2.2 er uttrykt ved følgende ligninger (effektivspenningsanalyse). Ligningene gjelder for hellende terreng.

$$q'_A + a = K_A(q'_v + a) + \frac{s}{s - \omega_A} a$$

Der

$$q'_v = p + z\bar{\gamma}'$$

$$s = \frac{\tan \beta}{\tan \varphi_d}$$

$$\omega_{AP} = 1 \pm \frac{1}{\tan \varphi_d} \sqrt{\frac{(1 + \tan^2 \varphi_d)(1 - s)}{1 + r}}$$

Symbol	Beskrivelse
$q'_{AP}$	Effektivt aktiv/passivt jordtrykk.
$a$	Attraksjon i jorden.
$K_{AP}$	Jordtrykkskoeffisienten. Beregning av jordtrykkskoeffisientene gjøres som beskrevet i kapittelet Aktiv og passiv jordtrykkskoeffisient ved drenerte forhold.
$\omega_{AP}$	Åpningsvinkel i Prandtl-sone.
$s$	Forhold mellom helning i terreng ( $\beta$ ) og materialets friksjonsvinkel.
$r$	Materialets ruhet.
$p$	Påført terrenglast.
$\bar{\gamma}'$	Midlere tyngdetetthet for jorden.

Merk at programmet benytter attraksjon lik 0 for hellende terreng. Dermed beregnes ikke  $\omega$  i dette tilfellet. Formlene skrives ut for aktivt og passivt jordtrykk, og deler opp i ledd slik at det er enklere å se hvordan lasttilfeller skal konstrueres. Samtidig forenkles uttrykket for det passive trykket da det ikke er helning eller terrenglast foran mur.

$$q'_A = \begin{cases} K_A p + K_A z \bar{\gamma}' + a(K_A - 1) & s = 0 \\ K_A p + K_A z \bar{\gamma}' & s > 0 \end{cases}$$

$$q'_P = K_P z \bar{\gamma}' + a(K_P - 1)$$

Dersom  $s \geq 1.0$  er sikkerheten for grunnbrudd i skråningen ovenfor støttemuren lavere enn materialfaktoren for materialet bak muren, og dette brudd skjer først. Dette kontrolleres under inndata i geometrien. Samtidig er det et krav på uttrykket under rottegnet (V220: 6.2.2), men dette er alltid oppfylt i programmet (begrensning på  $r$  og  $s$  alene gjør at grensene under vil aldri nås).

$$0 < (1 + r)(1 - s) < 4$$

Merk attraksjonsleddet i jordtrykkene (flatt terreng for aktivt trykk). Dersom  $K < 1,0$  vil jordtrykket reduseres. Dette betyr at et «negativt» trykk kan oppstå. Programmet fjerner dette da det regnes kun med positivt jordtrykk. Fjerning av negativt trykk gjøres ved bruk av minimumstrykket (som er minst 0). Se kapittel Totalt jordtrykk for mer informasjon for hvordan dette gjøres i programmet.

Udrenerte forhold (kohesjonsmateriale)

Aktivt og passivt jordtrykk i henhold til V220: 6.3.1 er uttrykt ved følgende ligninger (totalspenningsanalyse). Merk at kun flatt (horisontalt) terreng og ruhet lik 0 er støttet ved udrenerte forhold.

$$q_A = p + z\gamma \mp \kappa c_{ud}$$

$$q_P$$

Symbol	Beskrivelse
$q_A$	Aktivt/passivt jordtrykk.
$q_P$	
$\kappa$	Jordtrykkskoeffisient.
$p$	Påført terrenglast.
$\gamma$	Tyngdetetthet for jorden.
$c_{ud}$	Dimensjonerende udrenert skjærfasthet.

Merk at  $z$  virker fra jordnivået og nedover, ned til underkant såle. På samme måte som for drenerte forhold forenkles uttrykkene, i.e.

$$q_A = p + z\gamma - \kappa c_{ud}$$

$$q_P = z\gamma + \kappa c_{ud}$$

Sug (negativt trykk) kan oppstå for aktiv tilstand der  $\kappa c_{ud} > p$ . Der jordtrykket er 0 for aktiv tilstand kan bestemmes fra følgende formel (målt fra underkant såle). Dette gjøres på en annen måte i programmet.

$$D_0 = D_2 - z_0$$

$$z_0 = \frac{\kappa c_{ud} - p}{\gamma} \geq 0$$

Sug (negativt trykk) kan oppstå for aktiv tilstand der  $\kappa c_{ud} > p$ . Dersom det oppstår, vil dette virke gunstig ved beregning av statisk likevekt og bæreevne/glidning. Det er en konservativ vurdering på sikker side å ikke inkludere suget. Programmet inkluderer derfor ikke sug. Derimot, er det større mulighet for at sprekker oppstår der. Disse sprekkeene kan fylles av overflatevann og vil virke med et trykk på konstruksjonen. Programmet regner med dette horisontale vanntrykket dersom minimumstrykket er 0.

For udrenerte forhold er jordtrykkskoeffisienten upåvirket av aktiv eller passiv tilstand. Siden programmet kun støtter  $r = 0$  for udrenerte forhold, blir alltid den automatisk beregnede verdien være  $\kappa = 2$ . Se kapittel 6.4.2 i kompendiet Geoteknikk Beregningsmetoder for mer informasjon.

**EC7-1 tillegg C.1**

Beregning av aktivt og passivt jordtrykk etter EC7-1 benytter tillegg C.1. Alle formler i tillegget er i utgangspunktet skrevet med symbolene for karakteristiske verdier, men det virker underforstått at

det er dimensjonerende verdier som skal benyttes. Programmet gjør derfor det, også med tanke på at dette valget er på sikre siden.

Jordparametere som adhesjon og friksjonsvinkel,  $\delta$  (benytter ruhet i dette programmet), som benyttes i disse beregningene er mellom grunn og vegg. Dette kommer av at tillegg C regner jordtrykk på en vegg i kontakt med jorden. I programmet regner vi jordtrykk på en støttemur, og det benyttes en beregningsmodell som gir jordtrykk på et virtuelt plan ved kant såle. Det er opp til bruker å påse at han eller hun angir jordparametere i henhold til dette.

#### Drenerte forhold (friksjonsmateriale)

Jordtrykket bestemmes i henhold til tillegg C.1 i EC7-1. Følgende formler gjelder for det horisontale jordtrykket (EC7-1, (C.1) og (C.2)). Merk at det er antatt at hele spenningen gir horisontalt jordtrykk ( $\sigma(z) = q(z)$ ), altså det er ikke noe attraksjon/kohesjon som i V220 som inngår i den totale horisontale spenningen.

$$q_A(z) = K_A \left( \int \gamma dz + p - u \right) + u - c_d K_{Ac}$$

$$q_P(z) = K_P \left( \int \gamma dz + p - u \right) + u + c_d K_{Pc}$$

$$K_{Ac} = 2 \sqrt{K_A \left( 1 + \frac{a}{c_d} \right)} \leq 2,56 \sqrt{K_A}$$

$$K_{Pc} = 2 \sqrt{K_P \left( 1 + \frac{a}{c_d} \right)} \leq 2,56 \sqrt{K_P}$$

Symbol	Beskrivelse
$q_{A/P}(z)$	Aktivt/passivt horisontalt jordtrykk i dybde z.
$K_A$ og $K_{Ac}$	Jordtrykkskoeffisienter for aktiv tilstand.
$K_P$ og $K_{Pc}$	Jordtrykkskoeffisienter for passiv tilstand.
$a$	Adhesjon.
$c_d$	Dimensjonerende kohesjon.
$p$	Påført terrenglast (vertikal overflatelast).
$\gamma$	Tyngdetetthet for jord.
$u$	Poretrykk/vanntrykk

Formlene for jordtrykket splittes i flere deler, og vanntrykket trekkes ut i eget lasttilfelle. Man står da igjen med det effektive jordtrykket for aktiv og passiv tilstand ved drenerte forhold, i.e.

$$q'_A(z) = K_A p + K_A z \bar{\gamma}' - c_d K_{Ac}$$

$$q'_P(z) = K_P z \bar{\gamma}' + c_d K_{Pc}$$

Der

$$z\bar{\gamma}' = \int \gamma dz - u$$

Beregning av jordtrykkskoeffisientene gjøres som beskrevet i kapittel Aktiv og passiv jordtrykkskoeffisient ved drenerte forhold, men det anbefales til bruker å angi dem selv (f.eks. lese av diagrammene i tillegg C.1).

Som ved beregning etter V220 kan det oppstå et område med negativt trykk (gjelder kun aktive jordtrykket ved beregning etter EC7-1 tillegg C.1).

#### Udrenerte forhold (kohesjonsmateriale)

Ved udrenerte forhold settes  $K_A = K_P = 1,0$ , og  $c_d = c_{ud}$  i formlene for drenert forhold (EC7-1: Tillegg C.1(2)). Jordtrykkskoeffisientene  $K_{Ac}$  og  $K_{Pc}$  er like for udrenerte forhold og settes lik en felles koeffisient,  $K_c$ . Får da følgende uttrykk for jordtrykkene ved udrenerte forhold.

$$q_A(z) = p + z\gamma - K_c c_{ud}$$

$$q_P(z) = z\gamma + K_c c_{ud}$$

$$K_c = 2 \sqrt{1 + \frac{a}{c_{ud}}} \leq 2,56$$

Der

$$z\gamma = \int \gamma dz$$

Som ved beregning etter V220 kan sug oppstå for aktivt trykk dersom terrenghlasten ikke er stor nok. Her regnes det også med sprekker og overflatevannstrykk i området der sprekkene oppstår.

#### **Aktiv og passiv jordtrykkskoeffisient ved drenerte forhold**

EC7-1 tillegg C.1 benytter en rekke diagrammer for beregning av jordtrykkskoeffisientene. Disse tabellene er ikke inkludert i programmet, da formler er ikke definert, men det brukes formler etter V220 for å gi et konservativt utgangspunkt. Ved beregning etter EC7-1 tillegg C.1 er det forventet at bruker skal vurdere jordtrykkskoeffisientene selv (lese fra diagrammene eller andre empiriske/analytiske løsninger). Disse koeffisientene er inndata under Jordparametere.

For drenerte forhold (effektivspenningsanalyse) har vi følgende formel (se kapittel 6.4.3 i kompendiet Geoteknikk Beregningsmetoder) for beregning av fullt passivt jordtrykk ved flatt terreng ( $\beta = 0$ ). Merk at uttrykket for negativ ruhet er basert på plane skjærflater, og kun er til info da programmet ikke støtter negativ ruhet.

$$K_p = \begin{cases} \frac{1}{\left[\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_d} - \tan \varphi_d \sqrt{(1+r)}\right]^2} & r < 0 \\ \frac{(1 + f_\omega^2)N}{1 + f_\omega^2 N} e^{2\omega \tan \varphi_d} & r \geq 0 \end{cases}$$

Der

$$f_\omega = \frac{r}{1 + \sqrt{1 - r^2}}$$

$$\tan \omega = f_\omega \tan \alpha$$

$$\tan \alpha = \tan \varphi_d + \sqrt{1 + \tan^2 \varphi_d}$$

$$N = \tan^2 \alpha$$

Den aktive jordtrykkskoeffisienten beregnes med samme formel, men da med  $\tan \varphi_d = -\tan \varphi_d$ .

For hellende terreng ( $\beta \neq 0$ ) blir formlene kompliserte, spesielt for  $r < 0$ . De er ofte overoptimistiske, og analytisk løsning for spenningsfelt på sluttet form finnes ikke. Ved å anta plane skjærflater kan det tilnærmes en analytisk løsning for  $r > 0$  (se kapittel 6.6.4 i kompendiet Geoteknikk Beregningsmetoder). Denne benyttes i programmet, og det antas at den gjelder for  $r = 0$  også.

Merk at uttrykket under er gitt for aktiv koeffisient der positiv verdi på helning ( $\beta > 0$ ) er oppover. Ved helning oppover for passivt jordtrykk kan antagelsen om plane skjærflater føre til svært konservative verdier. Dette er uansett ikke støttet av programmet da det er flatt terreng foran mur (der passivt jordtrykk benyttes).

$$K_A = \frac{1}{\left[\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_d} + \tan \varphi_d \sqrt{(1+r)(1-s)}\right]^2} \quad r \geq 0$$

Merk at grenseverdier for jordtrykk som forutsetter plane bruddflater kan føre til usikre resultater (EC7-1: 9.5.3(2)). Dette gjelder beregning av jordtrykkskoeffisientene for negativ ruhet (ikke støttet i programmet) ved flatt terreng, og positiv ruhet ved hellende terreng. Programmet lar bruker overstyre jordtrykkskoeffisientene.

### **Sammenligning av V220 og EC7-1**

Man ser imidlertid at det er store likheter mellom jordtrykksberegningen etter V220 og EC7-1. Det vil si at lasttilfellene som skal bygge opp det totale jordtrykket er for det meste like. Unntakene er «attraksjonsleddet» ved drenerte forhold, altså

$$\begin{array}{ccc} a(K_A - 1) & a(K_P - 1) & \text{V220} \\ -c_d K_{Ac} & c_d K_{Pc} & \text{EC7} \end{array}$$

Merk at V220 benytter attraksjon, og EC7-1 tillegg C.1 benytter kohesjon. Ved udrenerte forhold er det også en forskjell i siste ledd, der V220 benytter jordtrykkskoeffisienten  $\kappa$ , og EC7-1 tillegg C.1 benytter jordtrykkskoeffisienten  $K_c$ .

## Beregning av hviletrykk (STR/SLS)

Hviletrykket bestemmes og regnes i henhold til EC7-1: 9.5.2 (og V220: 6.4.3). Trykket er i hviletilstand dersom horisontaltrykket i jorda er in situ eller mot en vertikal konstruksjon der det ikke er horisontalforskyvning (se Figur 6.1-1 i V220).

Grunnens spenningshistorie (forbelastningsnivå) skal være tatt hensyn til ved bestemmelse av hviletrykket (EC7-1: 9.5.2(1)). Som et eksempel kan hviletrykket være større i bunn av en naturlig skråning enn ved skråningstopp.

Legg merke til at, for normalkonsolidert jord, skal det antas å være hviletilstand i grunnen bak en støttekonstruksjon hvis konstruksjonens bevegelse er mindre enn  $0,0005h$  (EC7-1: 9.5.2(2)). Dette kontrolleres ikke av programmet.

Hviletrykket angis av EC7-1: 9.5.2(4) og V220: 6.4.3, som tolkes til følgende uttrykk.

$$\sigma'_{h,0} = K_{0d,\beta} q'_v$$

Der  $q'_v$  er effektivt overlagingstrykk,  $\sigma'_{h,0}$  er horisontalkomponenten av det effektive jordtrykket, og  $K_{0d,\beta}$  er den dimensjonerende hviletrykkkoeffisienten (se kapittel Hviletrykkkoeffisient). Videre er det gjort en konservativ antagelse om at en eventuell attraksjon ikke påvirker hviletrykket, og at hele den effektive spenningen gir horisontalt hviletrykk ( $\sigma'_{h,0} = q'_0$ ). Vi står da igjen med følgende uttrykk for horisontalt hviletrykk ved drenerte forhold (gjelder både flatt og hellende terreng).

$$q'_0 = K_{0d,\beta} q'_v$$

Da det ikke står spesifikt i EC7-1 eller V220, antas det at denne formel benyttes for både drenert og udrenert hviletrykk, men det er selvfølgelig totalspenningsanalyse ved udrenerte forhold, i.e.

$$q_0 = K_{0d,\beta} q_v$$

Husk at ved beregning av hviletrykket er resultatanten parallell med terrengoverflaten. Det vil si at det oppstår skjærspenninger dersom  $\beta > 0$ . Dette er forklart i kapittelet Ruhet. Se også kapittelet Hviletrykk for mer informasjon om hvordan skjærspenningene beregnes for hviletrykk.

### Hviletrykkkoeffisient

Karakteristisk verdi på hviletrykkkoeffisienten (der helning av jord er hensyntatt),  $K_{0,\beta}$ , bestemmes i henhold til EC7-1: 9.5.2(3-4) for drenerte forhold som

$$K_{0,\beta} = (1 - \sin \varphi)(1 + \sin \beta)\sqrt{OCR}$$

Der  $\varphi$  er friksjonsvinkelen i jorden,  $\beta$  er helningen av terrenget bak støttemuren, og  $OCR$  er overkonsolideringsforholdet.

Merk at både V220 og EC7-1 benytter  $\varphi'$  i uttrykket over, altså karakteristisk verdi, uten å gi noen ytterligere presisering eller forklaring på dette. Dersom dette tolkes bokstavelig, og kombineres med at geotekniske laster skal ha lastfaktor 1,0 både for STR og SLS kombinasjoner, resulterer det i at man får det samme dimensjonerende jordtrykket på muren i bruddgrense- og bruksgrensekombinasjoner. Da dette strider mot prinsippet som gjelder i all annen bruddgrensedimensjonering, der både laster og materialegenskaper skal håndteres med en tilhørende sikkerhetsfaktor, benytter derfor programmet en dimensjonerende verdi på jordtrykkskoeffisienten,  $K_{0d,\beta}$ . Dette skjer ved å benytte  $\varphi_d$  i stedet for  $\varphi$  i formelen over.

Dette er en vanlig måte å håndtere sikkerheten på i STR kombinasjoner, selv om det finnes lite detaljert dokumentasjon på dette i standarden (se EC7-1: 9.5.1(10)). Det er derfor sterkt anbefalt å gjøre en egen vurdering av størrelsen på  $K_{0d,\beta}$ , og gjerne overstyre med bedre verdier f.eks. fra grunnundersøkelser. I denne sammenhengen regnes  $\varphi_d$  som den mest kritiske verdien som gjelder for henholdsvis forsiden og baksiden av muren:

$$\varphi_d = \begin{cases} \tan^{-1}(\gamma_\varphi \tan \varphi) & \text{foran muren} \\ \tan^{-1}\left(\frac{\tan \varphi}{\gamma_\varphi}\right) & \text{bak muren} \end{cases}$$

Dimensjonerende verdi av hviletrykkskoeffisienten vil altså være større for jordtrykk bak støttemuren og mindre for jordtrykk foran. Det er antatt at støttemurens totale krefter virker fremover, så justert hviletrykk i bruddgrense vil være konservativt.

Det kan argumenteres at hviletrykket i bruksgrense kan føre til større snittkrefter enn bruddgrensedimensjonering (V220 punkt 10.2.1 6)). I bruksgrensetilstand er det ofte små deformasjoner og dermed liten mobiliseringsgrad, som igjen betyr høyt jordtrykk. I bruddgrensetilstand aksepteres mer deformasjon slik at jordens skjærfasthet mobiliseres i større grad, og jordtrykket blir mindre. Det er derfor viktig gjøre en egen vurdering av hviletrykkskoeffisientene.

$OCR$  er en verdi som forteller noe om grunnens spenningshistorie. Verdien bestemmes gjennom grunnundersøkelser som f.eks. CPTU. For normalkonsolidert jord er  $OCR = 1,0$ . Denne verdien er altså en potensiell økning av hviletrykket. Dette er ikke hensyntatt i programmet, og det antas derfor normalkonsolidert jord bak og foran støttemuren. Dersom bruker ønsker å benytte en overkonsolidering har han eller hun mulighet til å regne ut hviletrykkskoeffisienten selv og overstyre verdien i programmet.

Programmet benytter altså følgende uttrykk for hviletrykkskoeffisienten ved drenerte forhold.

$$K_{0d,\beta} = (1 - \sin \varphi_d)(1 + \sin \beta)$$

Merk at programmet benytter partialfaktor 1,0 for bruksgrensekombinasjoner, slik at man i praksis får  $K_{0d,\beta,SLS} = K_{0,\beta}$  (karakteristisk verdi).

Da man ikke har friksjonsvinkel,  $\varphi$ , ved udrenerte forhold antar programmet  $K_{0d,\beta} = 1,0$ , men verdien kan overstyres av bruker.

### **Drenerte forhold**

Programmet benytter følgende formler for hviletrykket ved drenerte forhold (effektivspenningsanalyse).

$$q'_0 = K_{0d,\beta}(p + z\bar{\gamma}') \geq q'_{0,min}$$

Formelen gjelder for beregning etter både EC7-1 og V220. Merk at det er, som for aktivt/passivt jordtrykk, antatt at tyngdetettheten er konstant i dybden, i.e.

$$z\bar{\gamma}' = \int \gamma dz - u$$

### **Udrenerte forhold**

Programmet benytter følgende formler for hviletrykket ved udrenerte forhold (totalspenningsanalyse) som gjelder for beregning etter både EC7-1 og V220.

$$q_0 = K_{0d,\beta}(p + z\gamma) \geq q_{0,min}$$

Merk at udrenert hviletrykk bak mur kan ikke få en negativ trykksone. Derfor er ikke horisontalt vanntrykk til stede for hviletrykk ved udrenerte forhold, slik det kan være for aktivt jordtrykk.

### **Totalt jordtrykk**

Programmet beregner totalt jordtrykk per subkombinasjon ved å summere jordtrykkslastene. Merk at minimumstrykket legges inn til slutt, men skal ikke summeres. Her settes intensiteten langs høyden lik minimumstrykkets intensitet dersom det er større. Dette fører også til at eventuell negativt trykk (sug) også fjernes.

Det totale jordtrykket er da gitt som ett polygon der høyden er lik jorddybden, og bredden er intensitetene i de aktuelle dybdene. Videre kan resultanten til det totale jordtrykket,  $H_{ep}$ , enkelt regnes ut ved å integrere over jorddybden, i.e.

$$H_{ep} = \int_{z=0}^D \sigma'_h(z)$$

Der resultanten angriper i tyngdepunktet til jordtrykspolygonen.

## Skjærspenning

Ved jordtrykk vil det også mobiliseres skjærspenninger i jorden. Spenningene oppstår dersom det er en ruhet i jorden (aktivt og passivt jordtrykk), eller det er hellende terreng (hviletrykk). For skjærspenninger fra aktivt og passivt jordtrykk benyttes den brukerdefinerte verdien av ruheten. Ved hviletrykk er det benyttet egen «ruhet» som kommer av helningen av terrenget. Se kapitlet Ruhet for mer informasjon om ruhet. Ved ruhet lik 0 mobiliseres ikke skjærspenninger, og vi har da at resulterende skjærkraft,  $T = 0$ . Merk at det er antatt at minimumstrykket også gir skjærspenninger.

Skjærspenningen beregnes med følgende formel.

$$\tau = r\tau_c$$

Skjærkraften er da gitt som integralet over hele jorddybden, i.e.

$$T = \int_{z=0}^D \tau dz$$

### Retning og fortegn

Fortegnet på skjærspenningen (skjærkraften) er avhengig av ruheten,  $r$ . Vi har følgende fra V220 og kompendiet Geoteknikk Beregningsmetoder (se også beregningsmodellen for retning på skjærkraften):

- ▶ Positivt fortegn (kraft virker nedover, altså i positiv  $z$ -retning, på støttemur)
  - Aktivt jordtrykk og  $r > 0$ .
  - Passivt jordtrykk og  $r < 0$ .
- ▶ Negativt fortegn (kraft virker oppover, altså i negativ  $z$ -retning, på støttemur)
  - Aktivt jordtrykk og  $r < 0$ .
  - Passivt jordtrykk og  $r > 0$ .

I programmet støttes kun positiv ruhet, så vi står da igjen med positivt fortegn for aktivt trykk og negativt fortegn for passivt trykk.

### Aktivt og passivt jordtrykk

Ved drenerte forhold bestemmes skjærspenningen som

$$\tau = r \tan \varphi_d \sigma'_h$$

Der  $\sigma'_h$  er den effektive horisontalspenningen (horisontalt jordtrykk) som virker på planet/veggen. Skjærkraften er integralet av skjærspenningen over hele jorddybden. Vi har da følgende formel for skjærkraften.

$$T = \int_{z=0}^D \tau dz = r \tan \varphi_d \int_{z=0}^D \sigma'_h(z) dz$$

I ISY Design regnes den effektive horisontalspenningen som det totale positive horisontale jordtrykket. Det vil si at det eventuelle negative jordtrykket neglisjeres også ved beregning av skjærkraft.

Vi har at resultatanten til det totale positive horisontale jordtrykket,  $H_{ep}$ , bestemmes fra følgende uttrykk (se kapittel Totalt jordtrykk).

$$H_{ep} = \int_{z=0}^D \sigma'_h(z) dz$$

Vi har da at skjærkraften enkelt kan regnes ut på følgende måte.

$$T = r \tan \varphi_d H_{ep}$$

Husk at ved udrenerte forhold er ruhet lik 0, og det oppstår derfor ikke skjærspenninger.

### Hviletrykk

Programmet regner med skjærspenninger, selv for hviletrykket. I motsetning til det aktive og passive jordtrykket, som benytter en brukerdefinert ruhet, bruker hviletrykket en låst geometriavhengig «ruhet».

Setningen «Retningen av jordtrykksresultanten bør så antas å være parallell med terrengoverflaten.» i EC7-1: 9.5.2(4) tolkes som at det oppstår skjærspenninger på veggen for hviletrykk dersom det er helning, i.e.

$$\tau_0 = \tan \beta \sigma'_{h,0}$$

Vi skriver om på samme måte som for aktivt/passivt jordtrykk, og får da følgende formel for skjærkraften ved drenerte forhold.

$$T_0 = r_0 \tan \varphi_d H_{ep,0}$$

Der  $H_{ep,0}$  er resultatanten av det horisontale hviletrykket, og den geometriske «ruheten» er gitt som

$$r_0 = \frac{\tan \beta}{\tan \varphi_d}$$

Ved udrenerte forhold er ikke hellende terreng støttet, noe som gir oss en hvilespenningstilstand. Programmet regner derfor med at det ikke er skjærspenninger for udrenerte forhold ved

hviletilstand, altså  $\tau = 0$ . Legg også merke til at det gjelder for drenerte forhold foran mur. Der er ikke hellende terreng støttet. Det fører til at skjærspenningene (og dermed også skjærkraften) er alltid 0 foran mur ved hviletrykk.

## Jordtrykk foran mur

Det kan være skummelt å stole på at jorden foran mur aldri graves (EC7-1: 9.3.2.2(2-4)). Bruker har derfor mulighet til å velge å ignorere jordtrykket foran muren. Dette valget gjelder både passivt jordtrykk (EQU/GEO) og hviletrykk (STR/SLS).

## Jordtrykk på skrå mur

Jordtrykk mot en skrå støttemur regnes i prinsippet på samme måte som mot en vertikal mur. Eneste forskjellen blir at "kilen" av jord som ligger mellom den vertikale linjen og murens egentlige bakside også vil bidra som en vertikal last på muren. Se Figur 10.3.2-2 i V220 for mer informasjon.

## Geotekniske kontroller

Programmet utfører følgende kontrollerer for alle geometrityper

- ▶ Konstruksjonen er i statisk likevekt (om konstruksjonen velter).
- ▶ Grunnen under fundamentsålen har tilstrekkelig bæreevne.

For støttemurer fundamentert på fjell gjelder et eget sett med beregninger, beskrevet i kapittelet Nødvendig boltekraft ved støttemur på fjell.

Beregninger utføres for alle «subkombinasjoner», altså for alle mulige kombinasjoner av lastfaktorer i en gitt lastkombinasjon. Resultatene fra den mest kritiske subkombinasjonen lagres per utnyttelse per lastkombinasjon og presenteres til bruker.

## Totale lastbildet

For både kontrollen av statisk likevekt og grunnens bæreevne er det nødvendig å kjenne det totale lastbildet, altså summen av alle krefter som virker på konstruksjonen. For Støttemur beregnes det resulterende totale jordtrykket og tilhørende skjærkrefter før det totale lastbildet beregnes.

Programmet regner ut følgende verdier som skal benyttes videre i kontroll av statisk likevekt og bæreevne.

$M_{tot,y}$	Totalt moment om y-aksen. Regnet om forkant såle (positiv x-retning).
$M_{tot,x}$	Totalt moment om x-aksen. Regnet om forkant såle (positiv y-retning). Denne verdien er kun aktuell for søylefundamenter.
$Q_v$	Total vertikal kraft
$Q_{h,x}$	Total horisontalkraft i x-retning.
$Q_{h,y}$	Total horisontalkraft i y-retning. Denne verdien er kun aktuell for søylefundamenter.
$Q_h$	Total horisontalkraft, beregnet som $Q_h = \sqrt{Q_{h,x}^2 + Q_{h,y}^2}$ (Dette gir $Q_h =  Q_{h,x} $ for stripefundament og støttemur.)

Punktet momentene over skal beregnes om er det punktet på sålen med størst positiv verdi på både x-, y- og z-aksen. Altså nederst (z-aksen) til venstre (x-aksen), samt innerst i planet (y-aksen) for søylefundament.

## Statisk likevekt

Kontrollen av statisk likevekt utføres for alle lastkombinasjoner som er av typen «EQU», der lastfaktorene som benyttes er størst mulig for veltende krefter, og minst mulig for stabiliserende krefter. I praksis løses dette ved å kontrollere alle tenkelige kombinasjoner av lastfaktorer på alle inngående lasttilfeller, slik at man er garantert å finne den mest kritiske situasjonen, uansett fortegn på kreftene. Ved kontroll av statisk likevekt antas grunnen å ha tilstrekkelig bæreevne, både vertikalt og horisontalt.

Merk at for støttemur kan bruker velge å ikke inkludere skjærkreftene i forkant og bakkant såle. Dette gjelder kun beregning av EQU-kombinasjoner. EC7-1 sier at skjærmotstand, som da er stabiliserende, skal være ubetydelig dersom inkludert (se Merknad 1 under EC7-1: 2.4.7.2(2)).

For at en konstruksjon skal være i statisk likevekt kreves det generelt at summen av alle krefter horisontalt, vertikalt og momenter er 0. Disse kreftene inkluderer alle effekter fra lastfaktorene som skal benyttes på den enkelte lastkombinasjon (subkombinasjon).

Det kontrolleres at summen av alle vertikale krefter virker nedover

$$Q_v > 0$$

Dersom summen av vertikale krefter virker oppover har vi et lastbilde som ikke kan gi statisk likevekt. Programmet vil derfor avbryte beregning av gjeldende lastkombinasjon med en feilmelding.

Legg merke til at dersom horisontalkraften virker i motsatt retning av det aktive trykket bak mur ( $Q_{h,x} < 0$ ) indikerer det at lastbildet ikke er i henhold til forutsetningene og antagelsene i programmet. Jordtrykkene er da sannsynligvis feil. Programmet gir en informasjonsmelding dersom denne situasjonen oppstår.

Det blir så kontrollert at veltende moment ikke er større enn stabiliserende moment. Dette gjøres ved å se på eksentrisiteten som det totale momentet,  $M_{tot}$ , representerer, og se at denne eksentrisiteten befinner seg innenfor fundamentsåleens utstrekning. For søylefundamenter utføres denne kontrollen om x- og y-aksen hver for seg, mens det kun er om y-aksen som er relevant for stripefundamenter og støttemurer. I tillegg beregnes stabiliserende og destabiliserende moment om veltepunktet. Dette gjøres for de kritiske subkombinasjonene for henholdsvis B- og L-retning.

Eksentrisitet fra påførte laster, målt fra midten av fundamentsålen, er

$$\Delta B = \frac{B}{2} - \frac{M_{tot,y}}{Q_v}$$

$$\Delta L = \frac{L}{2} + \frac{M_{tot,x}}{Q_v}$$

Så lenge  $|\Delta B| < \frac{B}{2}$  og  $|\Delta L| < \frac{L}{2}$  er det mulig å oppnå statisk likevekt på konstruksjonen (gitt at grunnen har tilstrekkelig kapasitet), men EC7-1 punkt 6.5.4(1) angir at det må vurderes tiltak dersom  $|\Delta B| > \frac{B}{3}$  (eller  $|\Delta L| > \frac{L}{3}$ ). I tillegg gir N400 kapittel 7.2.3-1 en metode for å kontrollere dette for begge retninger samtidig. Programmet utfører altså følgende kontroll, for alle typer lastkombinasjoner.

$$\sqrt{\left(\frac{\Delta B}{B}\right)^2 + \left(\frac{\Delta L}{L}\right)^2} \leq \frac{1}{3}$$

Programmet presenterer til slutt resultatet i form av en utnyttelse

$$utn_{EQU} = \frac{|\Delta B|}{B/2} = \frac{2|\Delta B|}{B}$$

For søylefundament må man selvfølgelig se på begge retningene og får  $utn_{EQU,B}$  og  $utn_{EQU,L}$ .

Merk at denne utnyttelsen er ikke det samme som forholdet mellom destabiliserende og stabiliserende moment. En eksentrisk normalkraft innenfor fundamentets ytterkanter er f.eks. alltid stabiliserende, men kan allikevel gi en økt eksentrisitet.

## Grunnens bæreevne

Grunnens bæreevne må kontrolleres opp imot konstruksjonens trykk på fundamentsålen. Kontrollen utføres for alle lastkombinasjoner som er av typen «GEO», og utføres for alle tenkelige kombinasjoner av lastfaktorene. Før kontrollen av bæreevne kan utføres, blir det først kjørt en kontroll av statisk likevekt tilsvarende den som gjøres for EQU-kombinasjoner. Dersom kontroll av statisk likevekt ikke er godkjent avbrytes beregningene.

For støttemurer kontrolleres i tillegg at total horisontalkraft virker i samme retning som det aktive jordtrykket bak muren, altså at

$$Q_{h,x} \geq 0$$

Dersom dette ikke er tilfellet, avbrytes beregningene av bæreevne for gjeldende subkombinasjon, men resultater fra likevektsberegning tas vare på. Merk at dette gjelder kun for beregning av bæreevne. Kontroll av glidning utføres uansett fortegn på horisontalkraften.

Dersom minst én subkombinasjon har negativ horisontalkraft gis det en feilmelding. Kontrollen av bæreevne forutsetter at de totale horisontale kreftene ikke virker innover i jorden bak muren. Da er sannsynligheten svært stor for at jordtrykket som inkluderes i beregningene er feil.

Den vertikale kraften  $Q_v$  antas å tas opp som et jevnt fordelt trykk over en effektiv del av fundamentsålen. For stripefundament og støttemurer er det snakk om en effektiv bredde,  $B'$  (ofte omtalt som  $B_0$ ), mens man opererer med et effektivt areal,  $A'$ , for søylefundamenter. Formlene under er skrevet for det generelle tilfellet, med effektivt areal, men prinsippet blir det samme for konstruksjoner som benytter effektiv bredde i stedet.

$$B' = B - 2|\Delta B|$$

$$L' = L - 2|\Delta L|$$

$$A' = B' L'$$

Dette gir et jordtrykk,  $q_v$ , som skal kontrolleres mot jordens bæreevne

$$q_v = \frac{Q_v}{A'}$$

I dette programmet er grunntrykket,  $q_v$ , antatt rektangulær for GEO/EQU, og lineær (triangulær) for STR/SLS. Avhengig av fundamentsålens stivhet og grunnforhold vil den reelle trykkfordelingen under fundamentet kunne ha andre ikke-lineære former. De forenklede beregningsmetodene kan da gi for lave randspenninger ved store krefter. Det anbefales da å benytte en samvirkemodell. Se V220: 7.7 for mer informasjon.

I tillegg benyttes resulterende horisontalkraft,  $Q_h$ , ved kontroll av glidning/bæreevne.

### **Manuell kontroll**

Bruker kan velge å kontrollere bæreevne med en brukerdefinert dimensjonerende bæreevne for Stripe- og Søylefundament. I denne situasjonen beregnes ikke bæreevne etter kapitlene under. Legg også merke til at glidning ikke kontrolleres, så det er viktig at horisontalkrefter er hensyntatt i den dimensjonerende bæreevnen.

Ved manuell kontroll beregnes utnyttelsen på følgende måte.

$$Utn_{GEO} = \frac{q_v}{\sigma_v}$$

Der  $q_v$  er beregnet grunntrykk, og  $\sigma_v$  er den brukerdefinerte dimensjonerende bæreevnen.

### **Beskrivelse av utvalgte størrelser**

Overlagringstrykket (trykket på jorden i sålens nivå) beregnes generelt som

$$p_v = \gamma D$$

Der  $\gamma$  hentes fra jord over underkant såle.

Effektivt overlagingstrykk beregnes tilsvarende som

$$p'_v = \gamma D - \gamma_w D_w \geq \gamma' D$$

Der  $D_w \geq 0$ . Merk at for støttemur er det  $D_1$  som skal benyttes i stedet for  $D$  her, da det er jordnivået i den retningen som grunnbruddet vil oppstå i som er relevant. Verdien  $\gamma$  som benyttes her skal for støttemur være tyngdetettheten til massene foran muren.

Dimensjonerende effektiv tyngdetetthet for jorden under fundamentnivået,  $\gamma'_{under}$ , regnes som en middelvei av tyngdetettheten ned til en dybde lik 1,5 ganger  $B'$  under sålens nivå. (Faktoren 1,5 er hentet fra V220, punkt 7.2, underpunkt «8») Den effektive tyngdetettheten beregnes derfor som

$$\gamma'_{under} = \begin{cases} \gamma' & \text{for } D_w > 0 \\ \gamma - \gamma_w \left(1 + \frac{D_w}{1,5B'}\right) & \text{for } -1,5B' \leq D_w \leq 0 \\ \gamma & \text{for } D_w < -1,5B' \end{cases}$$

Samme formel gjelder for  $L$ -retning, med  $L'$  i stedet for  $B'$ .

### **Glidning (EC7-1 punkt 6.5.3)**

Kapasiteten mot glidning beregnes avhengig av forholdene under fundamentsålen. EC7-1 punkt 6.5.3 angir hvordan glidning skal kontrolleres, og dette gjøres ved beregning etter EC7-1 tillegg D og V220.

For drenerte forhold gjelder formel (6.3a), altså

$$H_{max} = Q_v \tan \delta_d$$

Der  $H_{max}$  er grunnens kapasitet mot glidning.

For udrenerte forhold gjelder formlene (6.4a) og (6.5), i.e.

$$H_{max} = A' c_{ud} \leq 0,4 Q_v$$

Husk at følgende gjelder for beregning etter V220.

$$\tan \delta_d = r_{max} \frac{\tan \varphi}{\gamma_{M,min}}$$

$$c_{ud} = \frac{c_u}{\gamma_{M,min}}$$

Formel i punkt 6.5.3(12) (formel (6.5)) må inkluderes dersom det er mulig at vann eller luft kan trenge inn til kontaktflaten mellom fundament og udrenert leirgrunn. Siden dette normalt vil være tilfelle, blir denne kontrollen alltid utført, noe som medfører at vi får en øvre grense på kapasiteten mot glidning på 40% av total vertikalkraft.

Dette gir oss utnyttelse for glidning ved beregning etter EC7-1.

$$utn_{GEO,h} = \frac{Q_h}{H_{max}}$$

Merk at det ikke kontrolleres eventuell risiko for at sølen på et søylefundament kan rotere mot underlaget. Dette er sjelden noe stort problem, men i spesielle situasjoner, f.eks. med usymmetrisk plassering av søylen, er det teoretisk sett mulig at søylen vil rotere mot underlaget uten at kontrollen av glidning i dette programmet fanger det opp.

### V220

ISY Design støtter to metoder å kontrollere bæreevne etter V220. Den første, og standardmetoden, vil være normal beregning etter V220 med kontroll av kapasitet med angitt krav til sikkerhetsfaktor,  $\gamma_{M,min}$ . I denne metoden vil også ruheten kontrolleres i henhold til angitt krav,  $r_{max}$ . Dersom beregnet ruhet er større enn kravet, vil beregningen avsluttes med en feilmelding. I denne situasjonen kan ikke bæreevne beregnes da det oppstår glidning.

Den andre metoden er kontroll av bæreevne etter V220 ved vertikal likevekt. Dette er en iterasjonsprosess der programmet finner sikkerhetsfaktoren,  $\gamma_M$ , som gir vertikal likevekt. Bruker kan velge mellom disse metodene i beregningsinnstillingene i programmet. Se kapittel «Kontroll ved statisk likevekt (iterasjon)» for informasjon om hvordan iterasjonen fungerer.

Formlene som benyttes for beregning av bæreevne etter V220 forutsetter plan spenningstilstand og at fundamentet er plassert på overflaten. Kapittel 7.4 i kompendiet Geoteknikk Beregningsmetoder anbefaler bruk av formfaktorer (dybdefaktor og arealfaktor) for å ta hensyn til at forutsetningene ikke alltid er oppfylt. Dette gjøres ikke i programmet.

### Udrenerte forhold

For udrenerte forhold (kohesjonsmateriale) beregnes grunnens bæreevne generelt ved å benytte en totalspenningsanalyse (også kalt  $c_u$ -analyse eller  $s_u$ -analyse). Her er det totalspenninger som er aktuelle å se på, og grunnvannets nivå har derfor ikke innvirkning på resultatet. Grunnens bæreevne er da gitt med følgende formel

$$\sigma_v = N_c c_{ud} + p_v$$

Ruhetsforholdet beregnes som

$$r = \frac{Q_h}{A' c_{ud}}$$

Beregning av bæreevnafaktoren  $N_c$  står beskrevet i kapittel 7.2.1 kompendiet Geoteknikk Beregningsmetoder, i.e.

$$N_c = 1 + \pi - 2\omega + \cos(2\omega)$$

$$\omega = \frac{1}{2} \sin^{-1} r$$

Dersom bæreevne kontrolleres ved statisk likevekt (iterasjon) beregnes utnyttelse basert på sikkerhetsfaktor ved likevekt. Ellers beregnes utnyttelsen som

$$Utn_{GEO} = \frac{q_v}{\sigma_v}$$

Der  $q_v$  er beregnet grunntrykk, og  $\sigma_v$  er den dimensjonerende bæreevnen.

#### Drenerte forhold

For drenerte forhold (frikksjonsmateriale) beregnes grunnens bæreevne generelt ved å benytte en effektivspenningsanalyse (også kalt  $\alpha\varphi$ -analyse), som baserer seg på utregning av bæreevnafaktorene  $N_q$  og  $N_\gamma$ . Fremfor å bruke diagrammer for å finne dem frem benytter programmet et formelverk. Formlene under er i stor grad hentet fra kapittel 7.2.2 og 7.3.2 i kompendiet Geoteknikk Beregningsmetoder.

Grunnens bæreevne er gitt ved følgende ligning

$$\sigma'_v = N_q(p'_v + a) - a + \frac{1}{2} N_\gamma B' \gamma'_{under}$$

Merk at programmet tar ikke hensyn til poreovertryksresponsen (udrenert poreovertrykk). Derfor benyttes ikke bæreevnafaktoren  $N_u$  i formelen over. Det vil si at det ikke regnes med en udrenert andel av vertikalktrykket. Det antas at all vertikalktrykk er drenert.

For søylefundament beregnes bæreevnen for hver retning for seg, og den retningen med den laveste bæreevnen blir benyttet videre i beregningen av utnyttelsesgraden. Siden beregningene blir identiske, bare med  $L'$  i stedet for  $B'$ , blir formlene kun skrevet med tanke på  $B$ -retningen. For å ivareta avviket fra egentlig bruddflate, beregnes ruheten,  $r$ , med total horisontalkraft,  $Q_h$ , altså ikke kun komponenten i den aktuelle retningen ( $Q_{h,x}$  eller  $Q_{h,y}$ ). Denne kraften skal likevel begrenses til å ikke bli mer enn  $\sqrt{2}$  ganger større enn den delen av  $Q_h$  som virker i den aktuelle retningen. Formulert med formler benyttes altså følgende verdier for henholdsvis  $B$ - og  $L$ -retningen:

$$Q_{h,B} = Q_h \leq \sqrt{2} |Q_{h,x}|$$

$$Q_{h,L} = Q_h \leq \sqrt{2} |Q_{h,y}|$$

Andel dimensjonerende skjærstyrke som er mobilisert horisontalt under fundamentet, dvs. ruheten  $r$ , beregnes som

$$r = \frac{\tau_h}{(q'_v + a) \tan \varphi_d} = \frac{\frac{Q_{h,B}}{L'}}{\left(\frac{Q_v}{L'} + aB'\right) \tan \varphi_d} = \frac{Q_{h,B}}{(Q_v + aA') \tan \varphi_d}$$

Merk at  $B'$  benyttes i stedet for  $A'$  for stripefundament og støttemur, da kreftene også er "per lengdeenhet".

Bæreevnefaktoren,  $N_q$ , beregnes med følgende formel.

$$N_q = \frac{(1 + f_\omega^2)N}{1 + f_\omega^2 N} e^{(\pi - 2\omega) \tan \varphi_d}$$

Der

$$f_\omega = \frac{r}{1 + \sqrt{1 - r^2}}$$

$$\tan \omega = f_\omega \tan \alpha$$

$$\tan \alpha = \tan \varphi_d + \sqrt{1 + \tan^2 \varphi_d}$$

$$N = \tan^2 \alpha$$

Beregning av bæreevnefaktor  $N_\gamma$  er avhengig av valgt beregningsmetode. Dersom det er valgt å kontrollere bæreevne ved statisk likevekt (iterasjon) vil faktoren beregnes med følgende formler i henhold til kompendiet Geoteknikk Beregningsmetoder. Grunnen til dette er at metoden kan finne likevekt med en sikkerhetsfaktor som gir  $\tan \varphi_d > 1$ , som ligger utenfor gyldighetsområdet til grafene i V220.

$$N_\gamma = 2d_0(N_q - 1)$$

$$d_0 = \frac{4}{5(2 - r)} \sin(\alpha - \omega) e^{(\alpha - \omega) \tan \varphi_d}$$

Merk at  $d_0$  er en dimensjonsløs verdi som angir forholdet mellom den effektive fundamentbredden  $B'$  og den maksimale «dybden» av den passive rankinesonen, kalt  $z_0$ . Eller sagt på en annen måte:

$$z_0 = d_0 B'$$

Ved kontroll av bæreevne uten iterasjon (normal beregning i henhold til V220) benyttes grafene i Figur 7.2.1-4 i V220 for å hente faktoren  $N_\gamma$ .

Dersom bæreevne kontrolleres ved statisk likevekt (iterasjon) beregnes utnyttelse basert på sikkerhetsfaktor ved likevekt. Ellers beregnes utnyttelsen som

$$Utn_{GEO} = \frac{q'_v}{\sigma'_v}$$

Der  $q'_v$  er beregnet grunntrykk, og  $\sigma'_v$  er den dimensjonerende bæreevnen.

#### Kontroll ved statisk likevekt (iterasjon)

Ved en iterasjonsprosess bestemmes dimensjonerende materialfaktor som kontrolleres mot en minsteverdi ( $\gamma_{M,min}$ ). På denne måten blir både glidning og vertikal bæreevne kontrollert for en situasjon med statisk likevekt ( $q_v = \sigma_v$  og  $t_h = \tau_h$ ).

Programmet iterer seg frem til en materialfaktor som gir statisk likevekt, altså

$$\sigma_v(\gamma_M) = q_v$$

Iterasjonen konvergerer når

$$\left| \frac{\sigma_v(\gamma_M)}{q_v} - 1 \right| < \epsilon$$

Der  $\epsilon = 10^{-3}$ . Samtidig er det et krav at ruheten ikke kan være større enn  $r_{max}$ , i.e.

$$r \leq r_{max}$$

Etter endt iterasjon er det bestemt en materialfaktor og tilhørende ruhet. Materialfaktoren skal kontrolleres mot en minimumsverdi ( $\gamma_{M,min}$ ) som er brukerdefinert under Jordparametere. Programmet presenterer kontroll av total bæreevne som en utnyttelse, i.e.

$$utn_{GEO} = \frac{\gamma_{M,min}}{\gamma_M}$$

Dersom iterasjonen gir  $r = r_{max}$ , og det fortsatt ikke er oppnådd likevekt ( $\sigma_v > q_v$ ), er det ikke et vertikalt bæreevneproblem. I så fall er det ren glidning som er problemet som skal kontrolleres. Hvis dette tilfellet oppstår, benyttes den  $\gamma_M$  som gjelder for  $r = r_{max}$ .

#### **EC7-1 tillegg D**

EC7-1 har sin egen måte å regne grunnens bæreevne på, som avviker nokså mye i forhold til beregningene til V220. Beregningen er *ikke* en iterasjonsprosess, og kontroll av glidning og bæreevne er (delvis) separate beregninger.

Det er generelt diskutabelt hvor gode disse beregningene egentlig er, noe som trolig er årsaken til at tillegg D ikke er tillatt benyttet i Norge (se EC7-1, under norsk NA – Bruk av informative tillegg).

- ▶ Formlene for  $i_q$  og  $i_\gamma$  kan, for store horisontalkrefter, inneholde et negativt tall opphøyd i et desimaltall, noe som ikke gir et reelt tall. For søylefundamenter fører dette til at beregningene feiler. Men for støttemurer og stripefundamenter blir eksponenten 2 resp. 3 og beregningene går igjennom. En ytterligere økning av horisontalkraften gir da en redusert utnyttelse.
- ▶ Kapasiteten øker jo mer et søylefundament nærmer seg kvadratisk form. Ved enakset belastning, og ellers identiske forhold, kan kapasiteten for et kvadratisk søylefundament bli mer enn det dobbelte av kapasiteten for et stripefundament.
- ▶ Det er anbefalt å benytte beregningene etter V220, men programmet tilbyr begge alternativer.

Kapittel D.2 i standarden skriver at grunnens fasthet vanligvis er representert med de dimensjonerende verdiene på  $c_u$ ,  $c'$  og  $\varphi'$ , noe vi har tolket til at standarden mener vi skal benytte henholdsvis  $c_{ud}$ ,  $c'_d$  og  $\varphi'_d$  i alle formler i kapittel D.3 og D.4. Siden vi har brukt betegnelsen  $c$  i stedet for  $c'$  og  $\varphi$  i stedet for  $\varphi'$ , er dette benyttet i formlene nedenfor, men det er i realiteten snakk om forskjellig navn på samme verdier.

Merk at beregning av bæreevnen etter tillegg D i EC7-1 er ikke en iterasjonsprosess som ved beregning etter V220. Her inngår partialfaktor for jordparametere før beregning, som resulterer i en kapasitet som resulterende grunntrykk kontrolleres mot. Utnyttelsen for grunnens bæreevne (utnyttelse for grunnbrudd) beregnes altså som

$$utn_{GEO} = \frac{q_v}{\sigma_v}$$

Der grunnens bæreevne,  $\sigma_v$ , som beregnes etter metodene under avhengig av jordens forhold (drenert/udrenert).

#### Udrenerte forhold (D.3)

For udrenerte forhold (kohesjonsmateriale) er grenseverdien for grunntrykket

$$\sigma_v = (\pi + 2)c_{ud}b_c s_c i_c + \frac{p_v}{\gamma_\gamma}$$

Siden programmet ikke støtter helning på underkant av sålen, har vi at  $b_c = 1,0$ . Videre regnes faktoren for fundamentets form ut som

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$$

Dersom  $B' > L'$  for søylefundamenter, byttes disse om i formelen over, slik at faktoren  $\frac{B'}{L'}$  alltid er mindre eller lik 1,0. For støttemur og stripefundament, med  $L' = \infty$ , får vi  $s_c = 1,0$ .

Selv om beregningene i henhold til EC7-1 kapittel D.3 ikke opererer med begrepet ruhetsforhold, er en tilsvarende størrelse benyttet i formlene. Programmet beregner derfor dette ruhetsforholdet på samme måte som i beregningene i V220, gitt som

$$r = \frac{Q_h}{A' c_{ud}}$$

Dersom  $r > 1,0$  (utnyttelsen for glidning er overskredet) er det ikke mulig å beregne grunnens bæreevne, og beregningene avbrytes.

Ruhetsforholdet benyttes så i faktoren  $i_c$ , som tar hensyn til lastens helning

$$i_c = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{Q_h}{A' c_{ud}}} \right) = \frac{1}{2} (1 + \sqrt{1 - r})$$

#### Drenerte forhold (D.4)

For drenerte forhold (frikjonsmateriale) er grenseverdien for grunntrykket gitt som

$$\sigma_v = c_d N_c b_c s_c i_c + \frac{p'_v}{\gamma} N_q b_q s_q i_q + \frac{1}{2} \frac{\gamma'_{under}}{\gamma} B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Merk at  $B'$  i formelen over skal være den minste av  $B'$  og  $L'$ , på samme måte som i formlene for  $s_q$  og  $s_\gamma$  nedenfor.

Faktorer for bæreevne er beregnet som følger.

$$N_q = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_d}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi_d}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi_d$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi_d$$

Faktorer for helning på sålen er 1,0 ettersom programmet ikke har støtte for dette, i.e.

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1,0$$

Faktorer for fundamentets form er gitt som

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi_d$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dersom  $B' > L'$  for søylefundamenter, byttes disse om i formlene over, slik at faktoren  $\frac{B'}{L'}$  alltid er mindre eller lik 1,0. For støttemur og stripefundament, med  $L' = \infty$ , får vi  $s_c = s_q = s_\gamma = 1,0$ .

Faktorer for lastens helning er angitt under. Merk at  $r$  i denne sammenheng kun er en hjelpestørrelse, og ikke må forveksles med en ruhet, selv om formelen har store likheter.

$$r = \frac{Q_h}{Q_v + A' c_d \cot \varphi_d}$$

$$i_q = (1 - r)^m$$

$$i_\gamma = (1 - r)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi_d}$$

Eksponenten  $m$  beregnes som følger:

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

For støttemur og stripefundament med  $L' = \infty$  får man  $m = 2,0$ .

Setter man inn for  $\sin \theta = \left| \frac{Q_{h,x}}{Q_h} \right|$  og  $\cos \theta = \left| \frac{Q_{h,y}}{Q_h} \right|$ , blir uttrykket forenklet til følgende.

$$m = \frac{1}{Q_h^2} (m_L Q_{h,y}^2 + m_B Q_{h,x}^2)$$

Der

$$m_B = 1 + \frac{L'}{L' + B'}$$

$$m_L = 1 + \frac{B'}{L' + B'}$$

Merk: I disse formlene skal  $L'$  og  $B'$  alltid være som de er, også selv om  $B' > L'$ .

## Nødvendig boltekraft ved støttemur på fjell

Dersom en støttemur står på fjell, vil det ofte være behov/ønskelig å forankre sålen med bergbolter i bakkant av sålen. Det forutsettes i dette programmet at bergboltene er tilstrekkelig forankret i fjellet. Det forutsettes også at muren velter fremover. Altså, dersom eksentrisiteten for den enkelte subkombinasjonen virker bakover beregnes ikke nødvendig boltekraft for den subkombinasjonen. Eksentrisitet bakover vil i realiteten gi et større jordtrykk enn aktivt jordtrykk i dette tilfellet.

Nødvendig boltekraft blir beregnet for alle lastkombinasjonstyper, mens de ulike kontrollene er avhengig av lastkombinasjonstype:

1. Bruddgrensekombinasjoner kontrolleres i henhold til N400 og «Intern rapport nr. 2374» (Teknologiavdelingen, 2004).
  - a. Kontroll av bergbolters bidrag til kapasitet mot velting i henhold til N400 punkt 7.4.4-1 (EQU/GEO)
    - i. Se kapittel «Kontroll av bergbolters andel av kapasitet» for mer informasjon.
  - b. Kontroll av om konstruksjonen velter uten bruk av bergbolter (EQU)
    - i. Her benyttes partialfaktorer lik 1,0.
    - ii. Kan velges å inkluderes (var et krav i «Intern rapport nr. 2374» (Teknologiavdelingen, 2004), men er ikke et krav i N400).
    - iii. Se kapittel «Kontroll av velting uten bergbolter (EQU)» for mer informasjon.
  - c. Kontroll av såletrykk – knusing av fjell/betong (GEO/STR)
    - i. Grunntrykket må ikke overstige fjellets eller betongens bæreevne.
  - d. Kontroll av glidning (GEO)
    - i. Total friksjonskraft skal kunne motstå total horisontalkraft i henhold til N400 punkt 7.2.2-3.
    - ii. I tillegg utføres kontroll av bergbolters bidrag til kapasitet mot glidning i henhold til N400 punkt 7.4.4-1.
2. SLS kombinasjoner kontrolleres i henhold til N400 punkt 7.2.3-1.
  - a. Krav til maksimal eksentrisitet.

### Beregning av nødvendig boltekraft

Beregningene av nødvendig boltekraft tar utgangspunkt i at man ønsker en viss størrelse på den effektive sålebredden. Første steg er å beregne utnyttelsen uten bruk av bergbolter

$$\Delta B_{ub} = \frac{B}{2} - \frac{M_{tot,ub,y}}{Q_{v,ub}}$$

$$utn_{ub} = 2 \frac{\Delta B_{ub}}{B}$$

Dersom  $utn_{ub} > 1 - k_b$  er det behov for beregning av strekkraften i boltene. I denne sammenheng er  $k_b = 1/5$  for bruddgrense (EQU/GEO/STR, ref. Intern rapport nr. 2374) og  $k_b = 1/3$  for bruksgrense (SLS, ref. N400 punkt 7.2.3-1).

For bruddgrensekombinasjoner har vi 3 mulige situasjoner

1. Dersom  $utn_{ub} > 0,8$  (dvs.  $0,4B < \Delta B_{ub}$ ) beregnes strekkraften i boltene etter prosedyren nedenfor.
2. Dersom  $0,8 \geq utn_{ub} > 0,6$  (dvs.  $0,3B < \Delta B_{ub} \leq 0,4B$ ) settes boltekraften til 0, men det gjelder likevel minimumskrav til boltene.
3. Dersom  $0,6 \geq utn_{ub}$  (dvs.  $\Delta B_{ub} \leq 0,3B$ ) er det ikke behov for bergbolter, og boltekraften settes til 0.

Dersom det er behov for beregning av nødvendig boltekraft,  $Q_b$ , (for  $\Delta B_{ub} > 0,4B$ ) er kriteriet at man skal oppnå

$$B' = k_b B$$

Dette gir en likevekt som følger

$$M_{tot,y} + Q_b B_b - (Q_v + Q_b) \frac{B'}{2} = 0$$

Der  $Q_v$  er total vertikalkraft uten kraften fra boltene, og  $Q_v + Q_b$  dermed blir det motvirkende grunntrykket.

Avstand fra venstre kant og til boltenes plassering er

$$B_b = B - c_0$$

Dette gir oss nødvendig boltekraft

$$Q_b = \frac{Q_v k_b B - 2M_{tot,y}}{2B_b - k_b B}$$

### **Kontroll av velting uten bergbolter (EQU)**

I henhold til Intern rapport nr. 2374 kapittel 2.2.1 er det et krav at konstruksjonen ikke velter uten bruk av bergbolter, men da med et mer realistisk lastbilde (mindre konservativt) der alle partialfaktorene satt til 1,0 (altså  $\gamma_\phi = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1,0$ ). Denne kontrollen blir kun utført for EQU kombinasjoner, da det er disse som er ment å skulle kontrollere velting. Merk også at denne kontrollen kun blir utført med den forutsetning om at muren velter framover. Det ansees som lite aktuelt å kontrollere dette for situasjoner hvor muren kan velte i motsatt retning ("innover" i jorden bak muren).

Legg merke til at denne kontrollen vil som standard ikke utføres, men bruker kan velge å inkludere den under beregningsinnstillingene. Grunnen til dette er at bergbolter skal beregnes og kontrolleres i henhold til N400, der denne kontrollen ikke er et krav. Intern rapport nr. 2374 har status som veiledning.

Kontrollen utføres kun for den subkombinasjonen som gir størst fare for velting med normale partialfaktorer, altså den som gir størst nødvendig boltekraft,  $Q_b$ . Teoretisk sett kan det da bli brukt en lastfaktor på nyttelast på terrenget bak muren som ikke nødvendigvis vil være den mest ugunstige faktoren, men det ansees likevel som en akseptabel forenkling.

For denne kontrollen beregner programmet modifiserte  $K$ -faktorer for jordtrykket der partialfaktorene er satt til 1,0. Videre beregnes nye lasttilfeller, nytt totalt jordtrykk og det totale lastbildet for den aktuelle subkombinasjonen. Til slutt regnes eksentrisiteten og utnyttelsen på vanlige måte, i.e.

$$\Delta B_{ub,\gamma 1} = \frac{B}{2} - \frac{M_{tot,ub,\gamma 1}}{Q_{v,ub,\gamma 1}}$$
$$utn_{ub,\gamma 1} = \frac{\Delta B_{ub,\gamma 1}}{B/2} = 2 \frac{\Delta B_{ub,\gamma 1}}{B}$$

Merk at det kun er denne ene kontrollen som benytter partialfaktorer lik 1,0. Resten av beregningene beregnes med normale partialfaktorer.

### **Kontroll av glidning og såletrykk**

Kontrollen av glidning og såletrykket har som antagelse at nødvendig boltekraft,  $Q_b$ , blir mobilisert. Det er opp til bruker å avgjøre om dette er en rimelig antagelse. Dersom faktisk boltekraft er mindre enn den beregnede nødvendige boltekraften, vil det kunne medføre en økt fare for glidning. Beregningene nedenfor blir utført også selv om det ikke er behov for bergbolter, bare med  $Q_b = 0$ .

Kravet til glidning på berg er hentet fra N400 punkt 7.2.2-3, og gir en utnyttelse for glidning på samme form som vi har ved jord under sålen. Denne kontrollen utføres kun for GEO kombinasjoner.

$$H_{max} = \mu(Q_v + Q_b)$$

$$utn_{GEO,h} = \frac{Q_h}{H_{max}}$$

For GEO og STR kombinasjoner blir det også kontrollert om det vertikale såletrykket vil kunne føre til at berg og/eller betong knuses (N400 punkt 7.2.2-2). Vertikalt effektivt såletrykk beregnes på vanlig måte som

$$q_v = \frac{Q_v + Q_b}{B'}$$

Merk at det er faktisk effektiv sålebredde med boltekraft som benyttes i denne formelen. Det vil si at den er lik  $k_b B$  dersom det er behov for bolter, og beregnes ellers som vanlig (se beregning av likevekt).

Dersom  $q_v > \sigma_v$  (berget knuses) eller  $q_v > f_{cd}$  (betongen knuses) gir programmet en valideringsfeil som advarer om problemet (men det presenteres ikke som en utnyttelse), ellers valideres verdien som godkjent.

### **Kontroll av bergbolters andel av kapasitet**

I henhold til N400 punkt 7.4.4-1 skal bergbolters nødvendige bidrag til bæreevne og stabilitet begrenses til en andel  $p \leq p_{maks}$ . Ettersom kravet går på geotekniske kontroller (velting og glidning) begrenses den i programmet til å utføres for EQU og GEO kombinasjoner. For EQU kombinasjoner kontrolleres kun velting, mens det for GEO kombinasjoner utføres kontroll av  $p$  for både velting og glidning. For støttemurer er  $p_{maks}$  gitt som 50% i henhold til N400 punkt 7.4.4-1, men dette kan overstyres av bruker under beregningsinnstillinger.

Andelen av bergbolters nødvendige bidrag til kapasitet er gitt som

$$p = \frac{E_d - R_d}{E_d} = 1 - \frac{R_d}{E_d} \geq 0$$

Der  $E_d$  er dimensjonerende lastvirkning, og  $R_d$  og  $R_{s,d}$  er dimensjonerende kapasitet (motstand mot velting/glidning) for henholdsvis uten og med bergbolter. I henhold til N400 skal dette kravet kontrolleres for kapasitet mot velting og glidning.

Merk at programmet regner kun med positivt bidrag av bergbolter. Det vil si at  $p \geq 0$ , der  $p = 0$  dersom  $R_d > E_d$  (bergbolter er ikke nødvendig).

### Statisk likevekt (velting)

Dimensjonerende lastvirkning,  $E_d$ , ved kontroll av bergbolters bidrag til kapasitet mot velting (statisk likevekt), er gitt som det totale ubalanserte momentet på støttemuren,  $M_{tot,ub,y}$ . Dimensjonerende kapasitet mot velting uten bergbolter bestemmes basert på statisk likevekt med opptredende total vertikal kraft,  $Q_v$ , og bæreevnen til fjellet og trykkapasitet til betongen, i.e.

$$M_{Rd,ub} = B' f_g e_g$$

Der

$$B' = \frac{Q_v}{f_g}$$

$$f_g = \min\{f_{cd}; \sigma_v\}$$

$$e_g = \frac{B - B'}{2}$$

Vi har da at

$$p = 1 - \frac{M_{Rd,ub}}{M_{tot,ub,y}} \geq 0$$

Merk at dersom  $B' > B$  så vil betong eller fjell knuses uansett bidraget til boltene. I dette tilfellet vil ikke  $p$  kunne beregnes.

### Glidning

Dimensjonerende lastvirkning,  $E_d$ , ved kontroll av bergbolters bidrag til kapasitet mot glidning, er gitt som total horisontalkraft,  $Q_h$ . Dimensjonerende kapasitet mot velting uten bergbolter er gitt som  $\mu Q_v$ . Vi har da at

$$p = 1 - \frac{\mu Q_v}{Q_h} \geq 0$$

## Dimensjonering av betongen

Ved beregning av betongen, altså lastkombinasjonstyper STR og SLS, benyttes egne beregnede lasttilfeller. Likt som GEO og EQU inkluderes egenvekt av konstruksjon og jord og vanntrykk på samme måte her, men horisontalt jordtrykk på støttemurer er konstruert på en mer konservativ måte og tvinges til hviletrykk.

Programmet inkluderer geometrisk avvik og minste eksentrisitet når søylen på et søylefundament og muren på en støttemur beregnes og dimensjoneres. Det utføres også 2. ordens beregning dersom knekk lengden er ulik 0. Merk at 2. ordens analyse gjøres i betongdimensjoneringen, ikke i statikkberegningen (snittkrefter). Se kravspesifikasjon for Betongtverrsnitt for mer informasjon.

På samme måte som i Betongbjelke, utføres dimensjonering av betongen med rutinene i Betongtverrsnitt, i henhold til EC2-1-1. I motsetning til i Betongbjelke, vil statikken i Geoteknikk ikke kunne benytte superponering. Grunnen til det er at vertikalt og horisontalt jordtrykk må bestemmes per subkombinasjon før statikken kan beregnes. Programmet kan ikke kjøre full betongdimensjonering på alle mulige subkombinasjoner da det blir for ressurskrevende. Det vil derfor benyttes utvelgelse av kritiske snittkrefter (se kapittel Utvelgelse av snittkrefter).

Merk at forskyvninger (utbøyning) kun beregnes for muren i støttemurer, med en antagelse om at sålen forblir horisontal. Mer om dette i kapittelet «Deformasjoner av støttemurer».

Noen viktige forutsetninger som gjelder for dimensjonering av betongen:

- ▶ Dersom det er helning på mur og/eller såle, antas det fortsatt at kraftresultanten til armeringen er horisontal i hvert enkelt snitt.

- ▶ Det antas at muren er glatt, altså at jorden på baksiden av muren ikke overfører noe skjærkraft som normalkraft inn i muren ved dimensjonering av muren.
- ▶ All normalkraft i sålen antas neglisjerbar, og er ikke inkludert i dimensjoneringen.
- ▶ Jorden bak muren antas å ha hvilespenningstilstand. Dette innebærer at jorden ikke overfører skjærkrefter i jorden til konstruksjonen, med mindre det er hellende terreng.
- ▶ Eventuell skjærkraft fra helning på terreng vil tas opp av sålen som en triangulært fordelt last. Denne antagelsen gjelder også selv om  $B_2 = 0$ , men er da på konservativ side (gitt at muren er glatt), da skjærkraften i så fall ikke burde vært med i beregningen av grunntrykk.
- ▶ Når permanente og variable snittkrefter har forskjellig fortegn, kan utnyttelsen for permanente krefter bli større enn den totale utnyttelsen. Det samme gjelder for søyler og vegger, hvis normalkraften hovedsakelig er variabel. Programmet velger den største utnyttelsen.
- ▶ Programmet regner ikke med at betongen kan oppta strekkrefter. Når de ytre kreftene er så små at svinnet er større enn maksimal tøyning, gir dette tøyninger og spenninger som avviker betraktelig fra virkeligheten. Da kapasitetskontrollen sammenligner med fullt utnyttet tverrsnitt, er dette oftest av underordnet betydelse.

## Laster på konstruksjon

Ved dimensjonering av betongen (STR/SLS) er man interessert i lastbildet som virker direkte på konstruksjonen, ikke i det virtuelle plan ved forkant og bakkant såle. Programmet benytter først lastbildet på den «virtuelle boksen» på samme måte som ved dimensjonering av grunnen. Dette lastbildet ligger til grunn for lastbildet til konstruksjonen. I følgende kapitler forklares hvilke og hvordan laster transformeres til å gjelde på konstruksjonen.

### Lineært grunntrykk

Lastene beskrevet i dette kapitlet er vertikalt jordtrykk (grunntrykk) på konstruksjoner som benyttes i lastkombinasjoner for kontroll av kapasiteter (STR og SLS). Legg merke til at grunntrykket blir beregnet på ny for hver verdi på lastfaktorene (for hver subkombinasjon) da grunntrykket er et resultat av statisk likevekt.

Vi har at grunntrykket  $q_v$  beregnes først, etter samme formler som benyttes i kontroll av grunnens bæreevne (se kapittel Geotekniske kontroller). Dette gir rektangulær fordeling. Husk at for støttemur er jordtrykket som benyttes i denne beregningen hviletrykk.

$$q_v = \frac{Q_v}{B'}$$

$$B' = B - 2|\Delta B|$$

For søylefundament transformeres total vertikal kraft til å gjelde per meter, slik at de samme formlene over kan benyttes. Dette gjøres ved å dele kraften på den effektive lengden i den andre retningen enn den som betraktes, i.e.

$$Q_{v,B} = \frac{Q_v}{L'}$$

$$Q_{v,L} = \frac{Q_v}{B'}$$

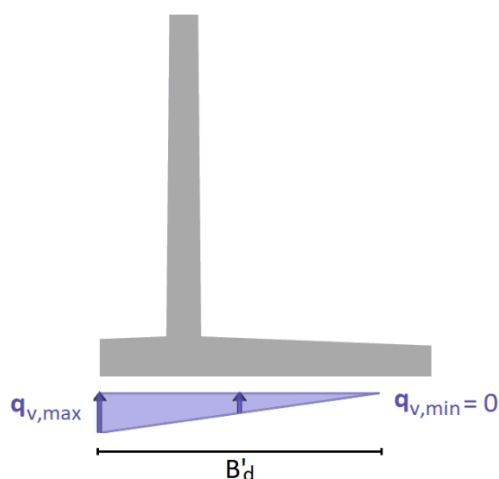
Merk at dersom  $A' = B'L' = 0$ , altså modellen velter, går kraften mot uendelig, noe som ikke er støttet. Det vil si at beregningene avbrytes med en feilmelding dersom  $A' = 0$  for søylefundament. Støttemur og stripefundament beregner grunntrykket som normalt selv om  $B' = 0$  (punktlast).

Legg merke til at ved beregning av støttemur på fjell benyttes samme beregning, men bidraget til største boltekraft legges selvfølgelig til. I beregningene for å finne største boltekraft tas det vare på totalt moment, for å så legge til største boltekraftens bidrag til moment og vertikalkraft.

I henhold til EC7 punkt 6.8(2), blir grunntrykket antatt å være lineært fordelt på hele eller deler av sålen. Eksentrisiteten og den totale vertikale lasten (som er det samme uansett grunntrykksfordeling) benyttes for å beregne lasten.

Vi har at dersom  $|\Delta B| > B/2$  så kan ikke grunntrykket regnes som fordelt last under sålen. Programmet benytter da en punktlast  $Q_v$  ved kant såle. Samtidig gir programmet en advarsel som forklarer at konstruksjonen egentlig velter (har ikke statisk likevekt), og at dette skal være sjekket og kontrollert i EQU. Begrunnelsen for å sette punktlasten i kanten av sålen er at dette er den teoretisk sett mest kritiske belastningen sålen kan utsettes for (uten å endre egenvekter eller andre påførte laster). Den vil ikke gi likevekt i konstruksjonen, men i et slikt tilfelle vil en virkelig konstruksjon normalt oppnå likevekt ved at den flytter på seg, og på den måten reduserer jordtrykket fra hviletrykk til aktivt trykk, eller til og med også høyden på jorden.

For  $|\Delta B| > \frac{B}{6}$  gjelder følgende.

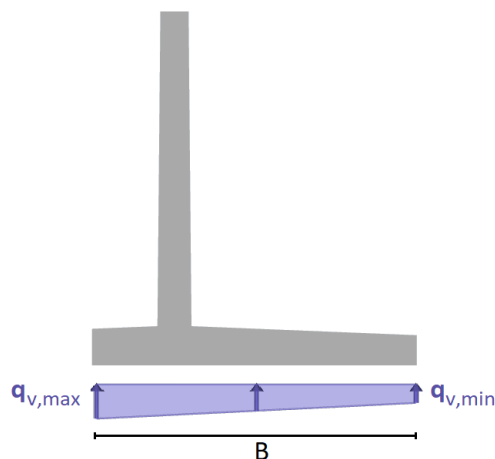


$$B'_d = \frac{3}{2} B'$$

$$q_{v,max} = \frac{2Q_v}{B'_d}$$

$$q_{v,min} = 0$$

Ellers, altså når  $|\Delta B| \leq \frac{B}{6}$ , gjelder følgende.



$$B'_d = B$$

$$q_{v,max} = \frac{Q_v}{B} + \frac{6Q_v|\Delta B|}{B^2}$$

$$q_{v,min} = \frac{Q_v}{B} - \frac{6Q_v|\Delta B|}{B^2}$$

Dette beregnes som en middelværdi for hver retning separat for søylefundament. Formlene over gjelder for B-retningen. Ved beregning av L-retning benyttes samme formler med  $B = L$ .

Figurene viser kun effektiv sålebredde i forkant, men formlene gjelder også for effektivsålebredde i bakkant. Da er  $q_{v,max}$  på høyre siden og  $q_{v,min}$  på venstre siden.

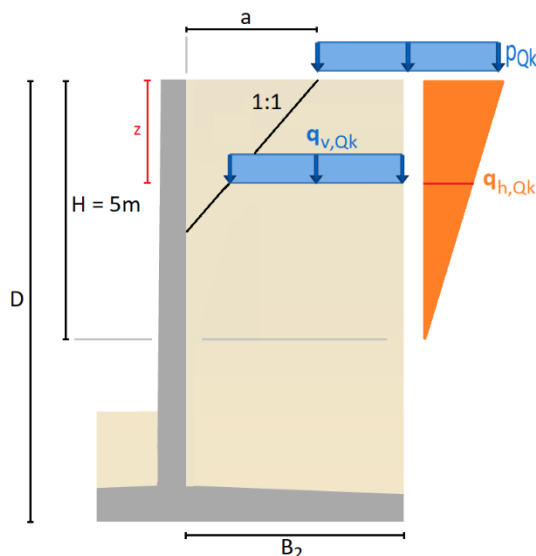
### **Vertikalt trykk på såle fra boggiekvivalent last**

Ved dimensjonering av sålen kan det oppstå et økt vertikalt trykk på oversiden av såle som følge av boggiekvivalentlasten. Dette vertikale trykket sprer seg nedover og utover i et 1:1 forhold. Da trykket spres utover vil intensiteten bli lavere og lavere jo dypere man går. I en dybde av 5 meter eller mer er intensiteten neglisjerbar og settes da til 0.

Dette har følgende konsekvenser:

- ▶ Denne beskrivelsen av virkningen av boggiekvivalentlasten fører til det horisontale jordtrykket også (se kapittel Jordtrykk fra boggiekvivalent last) ved bruk av jordtrykkskoeffisienten.
- ▶ Dersom jordnivået ligger i en avstand større enn 5 meter vil ikke sålen få noe økt trykk.
- ▶ Selv om boggiekvivalentlasten ligger utenfor sålen ( $a \geq B_2$ ) vil sålen allikevel kunne få et økt trykk på grunn av 1:1 forholdet nedover jorddybden.

Merk at programmet regner med en boggiekivalent last som har en utbredelse som går «uendelig» langt bakover bak støttemuren. Det har ingenting å si for beregningene av horisontalt og vertikalt trykk fra denne lasten så lenge bakkant såle ikke er mye bredere enn høyden til muren.



Vi har at jordtrykkskoeffisienten,  $K$ , gir forholdet mellom horisontal og vertikalt trykk, i.e.

$$K = \frac{q_{h,Qk}}{q_{v,Qk}}$$

Se kapittel Jordtrykk fra boggiekivalent last for forklaring og formel for det horisontale trykket. Videre antas det at det forenklete vertikale jordtrykk som følge av boggiekivalentlasten er rektangulær. Vi har altså at intensiteten til trykket i jorddybden  $z$  er gitt som

$$q_{v,Qk}(z) = \begin{cases} 0 & z \geq 5000 \\ \frac{5000 - z}{5000} p_{Qk} \geq 0 & \text{ellers} \end{cases}$$

Intensiteten på sålen er da

$$q_{v,Qk,s\grave{a}le} = q_{v,Qk}(D)$$

Der  $D$  er jorddybden i snittet ved overgang mur og såle. Da vi ikke har boggiekivalent last ved hellende terreng har vi at  $D = D_3 - t$ .

Dersom  $a > 0$  vil ikke det vertikale trykket virke over hele bredden til bakkant såle ( $B_2$ ). Avstanden fra kant mur til det vertikale trykket er gitt som

$$\Delta B_{Qk} = \begin{cases} 0 & z \geq a' \\ a' - z & z < a' \end{cases}$$

Da kan vi regne ut utstrekningen på trykket som virker på sålen, i.e.

$$B_{Qk} = B_2 - \Delta B_{Qk} \geq 0$$

### **Vertikalt trykk på såle fra skjærspenninger i jorden**

Siden det antas hvilespenningstilstand vil det normalt ikke være skjærspenninger i jorden som påvirker dimensjoneringen av sålen. Hvis det derimot er hellende terreng bak muren, vil det oppstå skjærspenninger som følge av at resultanten til jordtrykket skal være parallell med terrengoverflaten, i henhold til EC7-1 punkt 9.5.2(4). Den totale skjærkraften,  $T$ , i et vertikalt plan plassert rett bak sålens bakkant beregnes som forklart i kapittel Hviletrykk. Denne kraften føres så inn i sålen som en triangelformet fordelt last på bakre såle, der intensiteten inne ved sålen er 0, og intensiteten ytterst på sålen er gitt som

$$q = \frac{2T}{B_2}$$

Dette er en konservativ plassering av denne lasten, som i de fleste tilfeller også er svært nær sannheten. Dersom bakre såle er kort i forhold til jorddybden, og/eller friksjonen mellom jord og mur er stor (slik at muren tar opp en del av skjærkraften), vil denne lasten kunne være veldig konservativ, men i slike tilfeller er det også sjelden problemer med dimensjoneringen av bakre såle.

### **Horisontalt hviletrykk på mur**

Ved dimensjonering av mur benyttes et horisontalt hviletrykk på muren som beregnes med jorddybden i snittet ved overgangen mellom mur og såle. Dersom det er helning bak støttemuren må alle jordtrykkslastene beregnes på nytt, men skal nå gjelde i snittet for muren. Merk at det er de samme lastfaktorene på lasttilfellene som gjelder ved bakkant såle som også benyttes her. Dette er en selvfølge da vi på dette tidspunktet er per subkombinasjon.

Dersom det er flatt terreng ( $\beta = 0$ ) kan boggiekivalentlasten være inkludert. Det forenklete jordtrykket fra disse lastene må beregnes på nytt for hviletrykk på muren dersom  $a \neq 0$ .

Merk at ved helning på bakkant mur og hellende terreng bak støttemuren kan jordtrykket ligge over selve muren. Den biten som stikker over transformeres til et punktmoment og skjærkraft som virker i topp av mur.

## **Beregningsmetode**

I motsetning til andre ISY Design moduler er konstruksjonen i Geoteknikk en ramme. Vi har såledimensjoneringen, og evt. mur/søyle i tillegg. Da geometrien er komplisert for støttemur og bestemmelse av største moment,  $M_{max}$ , som benyttes i betongdimensjonering må bestemmes, bruker også denne modulen lignende statikkberegninger. Altså, konstruksjonsdelene deles inn i et gitt antall korte bjelkeelementer, stivhetsmatrisen og lastvektor konstrueres, og statikkresultater (snittkrefter) beregnes med samme rutiner som ellers i ISY Design. Videre benyttes de samme elementene med tilhørende snittkrefter i dimensjoneringen av betongen.

Legg merke til at programmet *ikke* dimensjonerer/regner på veggen for stripefundament da det ikke benyttes jordtrykk (som har et betydelig bidrag i kontrollen). Det er likevel nødvendig med geometrisk og geoteknisk beskrivelse av jorden over underkant fundament da dette benyttes i kontroll av bæreevne og egenvekter som virker på sålen. Dersom veggen skal dimensjoneres bør jordtrykk bli tatt hensyn til, noe modulen Støttemur gjør. Da kan den modulen benyttes istedenfor.

### **Såle**

Følgende gjelder ved dimensjonering av sålen.

- ▶ Ingen normalkrefter.
  - Både jordtrykket i enden, og friksjonskreftene langs sålen, vil strengt tatt gi normalkrefter i sålen, men dette er neglisjert.
  - Geometrisk avvik og minste eksentrisitet (og 2. ordens analyse) er da ikke inkludert.
- ▶ Modelleres som flere separate utkrager (enkel statikkbjelke).
  - For søylefundament transformeres krefter, armering og geometri til å gjelde for en 1m bredt dekke. I tillegg benyttes denne beregningsmodellen i hver retning for seg (B- og L-retning).
- ▶ Dimensjoneres per snitt, med rutinene til Betongtverrsnitt - Dekke, på samme måte som i Betongbjelke.

Statikken beregnes først, for å så dimensjonere hvert snitt med tilhørende snittkrefter i henhold til EC2-1-1. De fleste krefter som skal inngå er innlysende, men det er et par som kan trenge en ekstra forklaring

- ▶ Grunntrykket, altså den fordelte lasten som jorden trykker på sålen med, må beregnes per subkombinasjon, som forklart i kapittel Lineært grunntrykk.
- ▶ Skjærkraften i jorden i bakkant såle ved hellende terreng, som bidrar til å både stabilisere konstruksjonen og øke grunntrykket, føres inn som en fordelt last på overkant av bakre såle. Detaljer rundt dette er beskrevet i kapittel Vertikalt trykk på såle fra skjærspenninger i jorden.

Legg merke til at grunntrykket er avhengig av andre laster (på andre konstruksjonsdeler som ikke inngår i beregningsmodellen til sålen). Denne må altså beregnes for hver subkombinasjon før lastvektor og statikkresultater for den subkombinasjonen evt. kontrolleres.

Merk at sålen kan ha varierende tykkelse, men beregningsmodellen til utkrageren er statisk bestemt. Det vil si at varierende tykkelse ikke er et problem for statikkberegningen – snittkreftene er uavhengig av tverrsnittsdimensjoner. I tillegg beregnes ikke forskyvninger (deformasjoner) av sålen, hverken med tanke på deformasjoner av betongen eller eventuelle setninger i grunnen.

### **Mur (kun støttemur)**

På samme måte som dimensjonering av sålen, benyttes det også her en beregningsmodell for muren ved å modellere en enkel utkrager, men med følgende forskjeller.

- ▶ Dimensjoneringen skjer med rutinene i Betongtverrsnitt - Vegg.
- ▶ Normalkrefter er inkludert.
  - Geometrisk avvik og minste eksentrisitet (og 2. ordens analyse) er da også inkludert.
  - Muren sin egenvekt vil måtte modelleres som en fordelt normalkraft
  - Normalkreftene skal føres inn i neste element med en eksentrisitet som tilsvarer forflytningen av tyngdepunktet til tilgrensende element.

Punktene over tas hensyn til ved at statikkberegningen utføres *uten* normalkrefter. Når statikken er ferdig, og utvelgelsen av hvilke snittkrefter som skal dimensjoneres startes, beregnes normalkraften manuelt i hvert enkelt snitt, og legges til på snittkreftene. I tillegg beregnes et tilleggsmoment som beregnes fra normalkraften i snittet og dens eksentrisitet i forhold til betongens tyngdepunkt i snittet. Merk at både beregning av normalkraft og eksentrisitetsmoment skiller på langtids- og korttidslaster.

Ved beregning av 2. ordens moment på veggen benyttes samme rutiner som er beskrevet i Kravspesifikasjon Betongtverrsnitt. Metoden benytter  $c$  lik 10 (EC2: 5.8.8.2(4)) for sinusformet krumning. For vegger som er tykkere i underkant er  $c$  egentlig mindre enn 10, så beregning av 2. ordens moment er konservativ.

### **Søyle (kun søylefundament)**

Søylen på et søylefundament dimensjoneres/regnes på, selv om jordtrykk ikke er inkludert. Jordtrykket vil i virkeligheten ha et bidrag til å motstå horisontalkraften som et passivt trykk, men dette er neglisjert. Merk at ISY Design Geoteknikk benytter toakset beregning av søylen.

For søylen dimensjoneres kun ett snitt – i bunn av søyle (overgang til såle). Da det er kun de brukerdefinerte lasttilfellene som fører til krefter i snittet (jordtrykk på søylen er ikke støttet), benyttes ikke statikkberegning på samme måte som for sålen og muren. Merk at dette snittet ikke nødvendigvis er det kritiske snittet i søylen. Det er opp til bruker å kontrollere resten av søylen selv.

## **Utvelgelse av snittkrefter**

Da vertikalt og horisontalt jordtrykk må beregnes for hver subkombinasjon før statikkberegning kan kjøres, kan ikke superponering benyttes for statikkberegningen. Programmet vil derfor bruke en lignende utvelgelse som i de andre bjelkemodulene for å finne de dimensjonerende (kritiske) snittkreftene. Følgende beskriver hvordan dette gjøres.

### **Såle**

I dimensjonering av sålen benyttes samme dimensjonerende snittkrefter som i Betongbjelke. Det dimensjoneres 4 sett snittkrefter per lastkombinasjonstype, der vi har 3 ulike typer SLS-kombinasjoner (karakteristiske laster, ofte forekommende laster og tilnærmet permanente laster). De 4 settene av snittkrefter er kombinasjoner av lang- og korttidsmomenter:

- ▶ Maks verdi av langtidsmoment med tilhørende korttidsmoment.
- ▶ Maks verdi av summen av langtidsmoment og tilhørende korttidsmoment.
- ▶ Minste langtidsmoment med tilhørende korttidsmoment.
- ▶ Minste sum av langtidsmoment og tilhørende korttidsmoment.

I tillegg kombineres hvert av disse settene med største opptredende skjærkraft i snittet som vanlig, og største moment,  $M_{max}$ .

Programmet beregner altså statikken for hver subkombinasjon der de kritiske settene av snittkrefter (og tilhørende verdier) lagres for hvert snitt.

### **Mur (kun støttemur)**

Ved dimensjonering av mur på støttemur er normalkraft inkludert i tillegg til enakset moment og skjærkraft. De kritiske kreftene per snitt er da de 4 settene per lastkombinasjonstype som for sålen per sett normalkraft (lang- og korttids).

### **Søyle (kun søylefundament)**

Da jordtrykk er neglisjert på søylen er det kun brukerdefinerte lasttilfeller som gjelder ved bestemmelse av snittkrefter på søylen. I tillegg er det kun ett snitt som skal dimensjoneres. Ved svært mange laster (lastsituasjoner) kan beregning av søylen ta svært lang tid, spesielt siden søylen dimensjoneres med en toakset analyse. Programmet benytter rutiner som fjerner alle snittkrefter som vi vet at *ikke* er kritiske for noen resultater. Denne utvelgelsen fjerner i praksis det meste av snittkreftene, slik at vi står igjen med et håndterbart antall. I tillegg vil programmet kun vise de resultater som viser kritisk informasjon (største utnyttelse, feilmeldinger, osv.).

Det er teoretisk mulig å få situasjoner der de mest kritiske settene snittkrefter blir eliminert. Dette kan, for spesielle situasjoner, resultere i noe redusert utnyttelse for gjennomlokking og enkelte andre kontroller. For å kompensere for dette, er det lagt inn beregningsinnstillinger som lar bruker selv velge om snittkreftene skal filtreres eller ikke.

Situasjonen beskrevet over er særlig synlig for gjennomlokking der det er store moment i forhold til normalkraft (eksentriske laster), og  $\beta$ -faktor beregnes i kritisk kontrollsnitt for trykkbruddkontrollen. Dersom fordelingen av grunntrykket påvirkes mer enn kreftene påvirker  $\beta$ -faktor og momenter, kan den reelle skjærspenningen i enkelte kontrollsnitt øke for reduserte krefter.

### **Redusert skjærkraft**

For dimensjonerende skjærkraft tillates det bruk av punkt 6.2.2(6) i EC2-1-1, for reduksjon av skjærkraft nært opplegg. Denne reduksjonen forutsetter at kreftene skal kunne tas opp som trykkkrefter i tilstøtende staver. Siden det ikke er åpenbart når dette er tilfellet, er det et brukervalg under beregningsinnstillinger om det skal være tillatt å redusere skjærkreftene. Standardvalget er at det er tillatt.

Følgende forutsetninger/begrensninger er viktig å være klar over.

- ▶ Skjærkraft på sålen som skyldes et lastbilde som totalt sett presser ned på sålen blir uansett ikke redusert (uavhengig av innstilling).
- ▶ Skjærkraft på sålen i et søylefundament tillattes redusert (gitt at punktet over ikke slår til), også selv om søylen ikke vil kunne ta opp skjærkrefter i hele fundamentets bredde. Det er opp til bruker å avgjøre om dette er en gyldig antagelse i hvert enkelt tilfelle.
- ▶ Skjærkrefter i muren til en støttemur tillattes redusert, uavhengig av fortegn, også selv om  $B_1$  og/eller  $B_2$  er 0 (eller svært liten). Også her er det opp til bruker å avgjøre hva som blir riktig for hver enkelt modell.

### **Skjærstrekkbrudd ved opplegg**

For konstruksjonsdeler som er hovedsakelig påvirket av jevnt fordelt belastning, er det ikke nødvendig å utføre kontroll av skjærstrekkbrudd i en avstand mindre enn  $d$  fra kanten av opplegget, i henhold til EC2-1-1, punkt 6.2.1(8). Merk at beregningsmessig nødvendig skjærarmering skal legges helt frem til opplegget, og at trykkbrudd ( $V_{Rd,max}$ ) skal kontrolleres som normalt.

Merk at programmet kun støtter bruk av dette punktet for sålen dersom lasten kan gå opp i opplegget (skjærkraften peker oppover). Det vil si at søylen i Søylefundament og muren i Støttemur dimensjoneres som normalt (vegg i stripefundament dimensjoneres ikke). I tillegg er det opp til bruker å velge å ta hensyn til dette punktet eller ikke, ved å velge det i beregningsinnstillingene.

Punktet i standarden hensyntas ved å sette den reduserte skjærkraften på nodene innenfor avstand  $d$  lik den reduserte skjærkraften i avstand  $d$ . På denne måten kan alle noder dimensjoneres som «normalt», og nodene innenfor avstanden  $d$  vil få eventuell armeringsbehov. Merk at siden strekkbruddkapasiteten kan variere langs sålen, på grunn av varierende tykkelse eller korte såler (forankring av lengdearmering), kan programmet vise at nodene innenfor  $d$  ikke har behov for armering til tross for at noden i avstand  $d$  har det. I slike tilfeller må likevel all armering føres helt inn til opplegget, i henhold til punkt 6.2.1(8) i EC2-1-1.

Dersom sålen er kortere enn  $d$ , og bruker har valgt å benytte punktet i standarden, samt at lasten går opp i opplegget, settes den reduserte skjærkraften til 0 på alle nodene i såledelen.

### Fortegn på snittkrefter

Fortegn på snittkrefter virker på følgende måte:

- ▶ Positivt moment
  - Strekk i underkant såle.
  - Strekk bak muren på Støttemur.
  - Strekk på følgende sider av søylen i Søyelfundament.
    - Venstre side (positiv x-retning) for moment om y-aksen.
    - Underkant (negativ y-retning) for moment om x-aksen.
- ▶ Positiv normalkraft
  - Strekk i muren på Støttemur.
  - Strekk i søylen på Søyelfundament.
- ▶ For skjærkreftene er den generelle regelen at fortegnet styres av den deriverte momentkurven. For sålen vil økende moment (inkludert avtagende negativt moment) utover i sålen gi positiv skjærkraft, mens avtagende (inkludert økende negativt) moment vil gi negativ skjærkraft. Det samme gjelder oppover i søylen/muren.

## Kontroll av gjennomlokking (EC2-1-1: 6.4)

Kontroll av gjennomlokking utføres i henhold til EC2-1-1: 6.4 med rutineene i modulen Gjennomlokking (se Brukermanual ISY Design Gjennomlokking).

I dette programmet gjelder følgende for kontroll av gjennomlokking:

- ▶ Kun for søyelfundament.
- ▶ Kun lastkombinasjoner av typen STR (bruddgrense) kontrolleres.
- ▶ Vouter er ikke støttet.
- ▶ Utsparinger er ikke støttet.
- ▶ Ved strekk i søylen blir ikke gjennomlokking kontrollert.

Ved beregning av betongens kapasitet mot gjennomlokkingsbrudd,  $v_{Rd,c}$ , og effektiv høyde,  $d_{eff}$ , inngår sålens strekkarmering. For søyelfundament er denne strekkarmeringen definert som de jern som ligger i lag som er valgt å plasseres i underkant. Strekkarmeringen er også antatt å alltid være inkludert i kapasiteten – også selv om armeringen i modellen er avsluttet innenfor det betraktede kontrollsnittet.

For fundamenter vil det utføres samme kontroller som i ISY Design Gjennomlokking, inkludert kontroll av strekkbrudd i kritisk kontrollsnitt og innenfor  $2d$ .

På samme måte som i modulen Gjennomlokking kan bruker angi skjærarmering langs valgt primært kritisk kontrollsnitt i avstanden  $2d$ . Merk likevel at denne armeringen ikke inngår i kontrollen av kontrollsnittet  $u_a$  (EC2-1-1: 6.4.4(2)).

Resultatene for gjennomlokkingskontrollen lagres per lastkombinasjon per kontrollsnitt-type. Merk at det lagres resultater fra kritisk subkombinasjon per utnyttelse også. På denne måten vil bruker alltid se de kritiske verdiene for de forskjellige kontrollene per lastkombinasjon (STR).

## Krefter

Gjennomlokking kontrolleres ved at den belastede flaten er søylen som ligger over fundamentet (dekket). Programmet benytter snittkreftene fra søylen på sålen, for hver subkombinasjon som beskrevet i kapittel Søyler (kun søylefundament). I tillegg er det nødvendig å trekke fra den motvirkende kraften som grunntrykket har innenfor søylens areal, slik at det er netto skjærkraft i kanten av søylen som benyttes i beregningene, som definert i kapittel Netto skjærkraft for kontroll av gjennomlokking. Alle snittkreftene skal kontrolleres med beregningene i Gjennomlokking.

### **Grunntrykkets lineære fordeling**

Både beregning av netto skjærkraft innenfor søylens areal, og beregning av den reduserte skjærkraften i det aktuelle kontrollsnittet, må kjenne grunntrykkets fordeling under sålen. På samme måte som for alle STR (og SLS) beregninger, antas grunntrykket å være lineært fordelt under sålen. I motsetning til dimensjoneringen av dekket i sålen, der man ser på y- og z-aksen hver for seg, må man nå se på en trykkfordeling i 3D.

Programmet finner det lineære grunntrykket gitt som et plan på formen

$$q = C_1 + C_2x + C_3y$$

Merk at  $x$  og  $y$  i dette kapitlet er målt fra sålens senter (altså origo plassert i midten av sålen). For beregning av grunntrykksplanet er kravet at det totale grunntrykket skal balansere  $Q_v$ ,  $M_{tot,x}$  og  $M_{tot,y}$  (se kapittel Totale lastbildet). Dette gjøres med en iterasjon som justerer  $C$ -faktorene fram til en tilstrekkelig nøyaktighet er oppnådd.

### **Netto skjærkraft for kontroll av gjennomlokking**

Netto skjærkraft på sålen ved kontroll av gjennomlokking regnes ut på følgende måte.

$$V_{Ed,søyle} = N_{Ed} - A_q(C_1 + C_2e_x + C_3e_y)$$

Der  $N_{Ed}$  er normalkraften i søylen i snittet ved sålen,  $A_q$  er arealet under søylen som har grunntrykk, og  $e_x$  og  $e_y$  er x- og y-koordinatene til arealets tyngdepunkt. Faktorene  $C_1$ ,  $C_2$  og  $C_3$  er det lineære planet som beskriver grunntrykket i henhold til kapittel Grunntrykkets lineære fordeling.

Merk at det i spesielle situasjoner også vil kunne være et momentbidrag fra grunntrykket, som følge av usymmetrisk fordeling under søylen. Dette bidraget er normalt ubetydelig, og er derfor neglisjert i programmet.

### Dimensjonerende skjærkraft og moment

Dimensjonerende skjærkraft,  $V_{Ed}$ , regnes som den konsentrerte lasten med fratrukk fra en netto oppadrettet kraft innenfor omkretsen av det aktuelle kontrollsnittet, som vil si trykk fra grunnen minus fundamentets egenvekt, egenvekt av eventuell jord på oversiden av sålen, og eventuelt oppdrift fra grunnvann (EC2-1-1: 6.4.4(2)).

Redusert skjærkraft regnes ut som følger.

$$V_{Ed} = V_{Ed,søyle} + \Delta V_{Ed,pos} - \Delta V_{Ed}$$

Der  $V_{Ed,søyle}$  er netto skjærkraft,  $\Delta V_{Ed}$  er reduksjon fra grunntrykket, og  $\Delta V_{Ed,pos}$  er bidraget fra alle andre laster som virker på sålen. Merk at  $\Delta V_{Ed,pos}$  er en verdi som normalt vil øke  $V_{Ed}$ . I tillegg vil det sees bort ifra en eventuell innvirkning av en skrå bruddlinje når laster som virker på oversiden av sålen inkluderes, noe som er konservativt i normale tilfeller.

Følgende laster er inkludert i beregning av  $\Delta V_{Ed,pos}$ :

- ▶ Fundamentets egenvekt
- ▶ Egenvekt fra jord over fundamentet
- ▶ Oppdrift

Beregningen av  $\Delta V_{Ed}$  gjøres per kontrollsnitt, etter de samme prinsippene som beregning av netto skjærkraft. Først beregnes arealet innenfor kontrollsnittet som overlapper med arealet til grunntrykket, uten å ta med areal under søylen. Dette arealet,  $A$ , er området hvor skjærkraften i kontrollsnittet kan reduseres på grunn av grunntrykket.

$$\Delta V_{Ed} = A(C_1 + C_2 e_x + C_3 e_y) \geq 0$$

I tillegg til å redusere skjærkraften, vil både grunntrykket og de andre omtalte lastene også bidra til å modifisere momentene som virker i det aktuelle kontrollsnittets tyngdepunkt. Det dimensjonerende momentet finnes på samme måte som i Gjennomlokking. Se Brukermanual Gjennomlokking for mer informasjon.

### Mengde strekkarmering

Armeringsprosenten  $\rho_l$  beregnes i utgangspunktet på samme måte som i modulen Gjennomlokking. I motsetning til Gjennomlokking er forankring av strekkarmering hensyntatt i ISY Design Geoteknikk. Dette påvirker beregning av armeringsprosenten.

Måten det gjøres på er å se på den effektive armeringen i avstand  $2d$  fra kant belastet flate. For armering i x-retning benyttes den gjennomsnittlige effektive armeringen i avstanden  $2d$  på hver side av søylen. Det samme gjelder for y-retning. Merk at dersom det ikke finnes armering i denne avstanden, bestemmes armeringsprosenten i det ytterste snittet som har armering. Legg også merke til at verdien  $\rho_l$  benyttes i alle kontrollsnitt, inkludert  $u_a$  og eventuelle kontrollsnitt utenfor  $2d$ .

## Kontrollsnitt $u_a$

Skjærkraftkapasiteten for søylefundamenter bør påvises ved kontrollsnitt innenfor  $2d$  fra søylens omkrets i henhold til EC2-1-1, punkt 6.4.4(2). Disse kontrollsnittene kontrolleres på samme måte som i ISY Design Gjennomlokking, men for søylefundament vil den alltid utføres (i Gjennomlokking utføres denne kontrollen kun dersom  $p > 0$ ).

## Trykkbruddkontroll

Kontroll av trykkbrudd gjøres ved kant søyle med kontrollsnittet  $u_0$ . ISY Design beregner alle former av kontrollsnitt, og noen ganger vil det ikke være relevant å regne på kant- og hjørnesnitt for trykkbrudd for symmetriske søylefundament. Spesielt der det er åpenbart at det interne kontrollsnittet  $u_0$  er kortere enn en  $u_0$  som går ut til en eller flere kanter. Dette kombinert med at  $\beta$  hentes fra kritisk kontrollsnitt, og at beregning av  $u_0$  etter EC2-1-1 punkt 6.4.5(3) kan gi svært korte kontrollsnitt, kan føre til at trykkbruddkontroll gir usannsynlig høye utnyttelser.

Programmet har derfor en beregningsinnstilling som gir bruker valget om å ignorere kontroll av trykkbrudd for kant- og hjørnesnitt. Merk at dersom dette er valgt vil trykkbrudd uansett kontrolleres dersom kanten(e) er mindre enn  $0,1d$  fra kant søyle. For å sikre at trykkbrudd kontrolleres vil alltid det interne kontrollsnittet være beregnet, selv om både kritisk kontrollsnitt og brukerdefinert kontrollsnitt  $u_a$  treffer en kant (kun  $u_0$  som er relevant da).

## Deformasjoner av støttemurer

For støttemurer beregnes deformasjoner (utbøyning) på selve muren. Det er ingen beregning av deformasjoner på sålen, og det beregnes ingen form for deformasjoner på fundamentmodulene. Følgende forutsetninger / prinsipper gjelder for beregningene av deformasjoner av støttemuren:

- ▶ Det beregnes ingen form for geotekniske deformasjoner, som kompresjon av jorden eller setninger i grunnen.
  - Deformasjoner av muren påvirker heller ikke beregningene av hverken horisontalt jordtrykk på muren eller grunntrykket.
- ▶ Sålen forutsettes å forbli horisontal, slik at muren kan regnes som en fast innspent utkrager.
- ▶ Beregningene bygger på de samme prinsippene som benyttes i Betongbjelke, men behovet for varierende normalkraft, samt beregning av horisontalt grunntrykk og jordtrykk, gjør at beregningsmetodene har visse forskjeller.
- ▶ Som for Betongbjelke, utføres deformasjonsberegningene kun for bruksgrensekombinasjoner.
  - I motsetning til Betongbjelke, påvirker valgene om hvilke kombinasjonstyper som skal kontrolleres også hvilke kombinasjonstyper som blir beregnet.
- ▶ Deformasjoner beregnes kun for totale laster. Det beregnes ikke deformasjoner som kommer av langtidsandelen alene, i motsetning til Betongbjelke.
- ▶ Kontrollen av godkjent / ikke godkjent blir kun utført på toppen av støttemuren. Det er altså mulig å ha en større deformasjon lengre ned i muren, som ikke blir med i kontrollen. Dette er som regel punktet man er mest opptatt av med tanke på tilstøtende konstruksjoner. Det er alltid mulig å manuelt vurdere deformasjonene i hele murens høyde.

## Fiberarmering

Dersom det angis fiberarmering, blir beregningene modifisert for å hensynta dette. Det henvises til brukermanualen til Betongtverrsnitt for detaljer rundt hvordan fiberarmering påvirker programmet og resultatene.

Merk at det ikke tas hensyn til eventuell fiberarmering i kontrollen av gjennomlokking for søylefundamenter. Dette skyldes at Publikasjon nr. 38 fra Norsk Betongforening, som beregningene i programmet baserer seg på, kun retter seg mot den kommende versjonen av EN 1992-1-1, og at denne har så store endringer i kontrollen av gjennomlokking i forhold til dagens versjon. Ettersom programmet baserer seg på dagens versjoner av Eurokodene, utsettes støtten for fiberarmering i kontrollen av gjennomlokking fram til ny versjon av EN 1992-1-1 er allment tilgjengelig.

# Forbedringer i forhold til G-Prog

ISY Design Geoteknikk er betraktelig forbedret fra ISY G-Prog Geoteknikk.

- ▶ Ved kontroll av bæreevne etter V220 benyttes det en iterasjonsprosess i ISY Design for å finne materialfaktor ved statisk likevekt. G-Prog beregner bæreevnen med valgt materialfaktor.
- ▶ Bruker kan velge antall snitt som ved dimensjonering av betong.
- ▶ Inspeksjon av enkeltsnitt.
- ▶ Beregnede lasttilfeller oppdateres automatisk og vises i inndata.
- ▶ Toakset beregning av søylen i Søylofundament.
- ▶ Stor forbedring ved kontroll av gjennomlokking på Søylofundament.
  - Se Brukermanual ISY Design Gjennomlokking for mer informasjon.
  - Ved beregning av kontrollsnitt innenfor  $2d$  vil ISY Design regne et brukerdefinert antall kontrollsnitt, og det kritiske snittet blir presentert.
- ▶ Kontrollerer forankring i fundament i henhold til EC2-1-1: 9.8.2.2.
- ▶ Beregning av jordtrykk for Støttemur er svært forbedret:
  - Regner udrenert jordtrykk etter EC7-1 tillegg C.1.
  - Splitter aktivt og passivt jordtrykk i egne lasttilfeller.
  - Vanntrykk i eget lasttilfellet for kompatibilitet.
  - Attraksjon er hensyntatt ved flatt terreng.
  - Kohesjon er hensyntatt ved beregning etter EC7-1 tillegg C.1.
  - Skjærspenninger ved jordtrykk er nå støttet for:
    - Foran mur (passivt jordtrykk)
    - Udrenerte forhold
  - Brukerdefinert grunnvannsnivå foran mur.
  - Lagt til støtte mur minimumstrykk.
  - Jordtrykkskoeffisienter kan overstyres av bruker.
  - Dimensjonerende hviletrykkskoeffisienter ved dimensjonering av betongen.
- ▶ Generell forbedret brukeropplevelse.
  - Forbedret grafisk editering av geometri.
  - Ny og moderne visning av inndata og resultater.
  - Modell kan vises i både 2D og 3D med visning av krefter, kontrollsnitt, og armering.
  - Forbedret feilmeldingssystem.
  - Bruker har flere avanserte valg som gir bedre kontroll på hva programmet skal regne.