



Statens vegvesen

**GEOSØR**  
**Regionalt spunkurs**  
**2006-2007**

**RAPPORT**

Teknologiavdelingen

Nr. 2503



Region sør  
Ressursavdelingen  
Dato: 2008-01-04



**Statens vegvesen**

## TEKNOLOGIRAPPORT nr. 2503

Tittel

### **GEOSØR Regionalt spunkurs 2006-2007**

Vegdirektoratet  
Teknologiavdelingen

Postadr.: Postboks 8142 Dep  
0033 Oslo

Telefon: (+47 915) 02030

www.vegvesen.no

Utarbeidet av

Statens vegvesen Region sør  
Ressursavdelingen  
Vegteknisk seksjon - GEOSØR

Dato:

Saksbehandler

Prosjektnr:

2008-01-04

Bjørn K. Dolva

202951

Kontrollert av

Antall sider og vedlegg:

Rikard Førstøyl

240 / 82 / 1 CD

#### Sammendrag

Rapporten samler foredrag og andre bidrag som ble gitt i forbindelse med vårt 4 dagers regionale spunkurs - som ble avholdt i Drammen 20. - 21. november 2006 og i Skien 29. - 30. januar 2007.

Kursopplegget var basert på forberedte innlegg og aktiv deltagermedvirkning. Kurset tok sikte på å oppdatere deltagerene i både praktiske såvel som teoretiske sider ved prosjektering og bruk av spunt og andre avstivningssystemer. Kurset la opp til gjennomgang og bruk av dataprogrammet SPUNTA3.

Eksterne foredragsholdere var: Guro Brendbekken (Optimal geoteknikk as), Tor Erik Frydenlund (Geo Con) og Arnstein Watn (SINTEF Byggeforsk).

Interne foredragsholdere var: Grete Tvedt, Frode Oset, Inge Grosås og Erik Skredsvig.

Kursdeltagerene var sammensatt av geoteknikere fra Vegteknisk seksjon i Region sør og øst, Vegdirektoratet og 2 studenter fra NTNU.

Rapporten i papirformat er kun ment som oversikt til bruk av foredrag o.a. i elektronisk form.

#### Summary

#### Emneord:

avstivningssystemer, spunt, dataprogrammet SPUNTA3



## REGIONALT SPUNKURS 20. – 21. november 2006



Grete Tvedt  
Statens Vegvesen

## Gratulerer du har fått delta spunkurs!



- Noen utvalgte i Statens vegvesen
- Førsteklasses kursledere:
  - Guro Brendbekken
  - Frode Oset
  - Tor Erik Frydenlund
- Krever en innsats av deltagerne under kurset
- Læring ved erfaring med dimensjonering og oppfølging av spuntarbeider



Spunkurset skal gi opplæring slik at vi kan levere sluttprodukt til oppdragsgiver:

- Geoteknisk anbudsrapport
- Beregninger
- Beskrivelse i G-prog
- Tegninger
- Arbeidsgang med f.eks restriksjoner på graving, utlasting, belastning bak støttekonstruksjon osv
- Oppfølging i anleggsfasen med kontroll av entreprenørens prosedyrer og arbeid

## Beregninger av spunt

- Parametervalg: skjærstyrke, friksjonsvinkel, attraksjon, poretrykk, ruhet osv
- Sikkerhetsfaktor
- Overslag med håndregning
- Spunt beregnet med samvirkeprogram: SPUNTA3  
Jordtrykk – Spunkrefter - Stagkrefter
- Ståldimensjonering: spunt, stag, stivere puter, fotbolt
- Andre forhold: Skrått terreng, korrosjon, setninger på nabobygg

## Tegninger og beskrivelse:

- Tegninger
  - Spuntplaner, kombinert med grave-/sprengningsplaner.
  - Spuntsnitt
  - Spuntoppriss
  - Spuntdetaljer
- Kontraktdokumentet er beskrivelsen på grunnlag håndbok 026 og bruk av G-prog

## Plannivå

- Hovedplan:
  - Valg av alternative veglinjer?
  - Er det gjennomførbart?
  - Kostnader ved valg av spuntløsning.
- Reguleringsplan
  - Hvor stort inngrep gjøres på naboeiendommer?
  - Enkel håndberegning, antall stagnivå
  - Flytte veien noen meter for å redusere inngrep å unngå spunt
  - Kostnader ved valg av spuntløsning.
- Byggeplan
  - Dimensjonering av spunt (dette kurset her)

## Samarbeid med andre fag

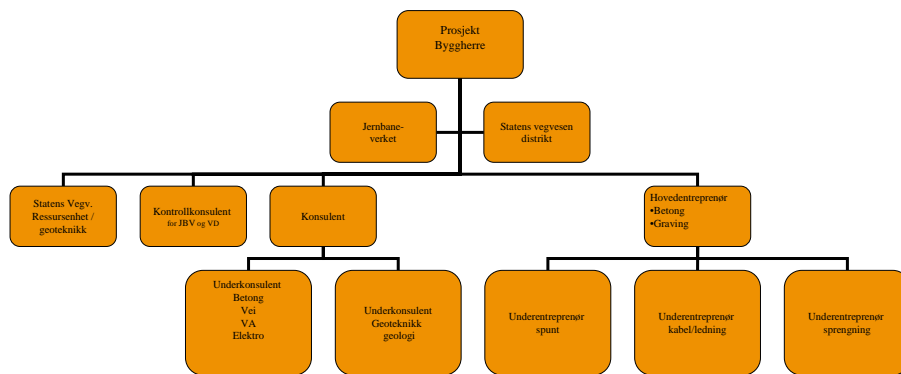


- Vegplanlegger  
Hvor skal spunten stå?  
Kan vi flytte veien og unngå spunt?
- Byggetekniker  
Hvilke krefter kommer fra betongen på spunten?  
Hvordan skal isolasjon og korrosjonsbeskyttelse utformes?
- VA og elektro  
Er det konflikt mellom spunt eller stag og andre konstruksjoner i grunn?
- Geolog  
Hvordan er fjellkvaliteten?  
Skrånende fjell og slepper i fjellet?

## Kvalitetssikring og teknisk delgodkjenning av konstruksjon

- Intern sidemannskontroll av en erfaren kollega
  - Parametervalg: erfaren kollega
  - Samvirkeberegninger: kontroll av en som kan bruke beregningsprogrammet.
  - Tegninger/beskrivelse: erfaren kollega/ byggeledelsen
- 3-parts-kontroll av et uavhengig firma:
  - Kontroll mot 016
  - Kontroll mot jernbaneverkets tekniske regelverk
  - Avvik fra gjeldende regelverk må begrunnes faglig.
  - Kontroll av parametre

## Roller i prosjektet i byggeplan



## Roller i prosjektet

- **Byggherre:**  
Bestiller og betaler rådgiver og entreprenør  
Samordner entreprenør og rådgiver  
Følger opp rådgivers krav til arbeidet  
Stikkprøvekontroll av materialer, stagoppspenning, gliper osv  
Viderefremidler spørsmål fra entreprenør ved mangler eller avvik i prosjekteringen  
**Hvis byggherren beregner, tar han på seg rådgiveransvar**
- **Rådgiver:**  
Prosjekterer (dimensjonerer, beskriver, tegner)  
Beregner på nytt hvis entreprenøren får avvik  
Vurderer om tiltak for å lukke avvik er OK  
Sjekker om prosjekteringskrav blir fulgt opp
- **Entreprenør**  
Bestiller materialer  
Utfører spuntramming og avstivingsarbeid  
Rapporterer avvik på arbeid

Lykke til og god læring!





# Regionalt kurs i spuntberegninger

Drammen 20. – 21. november 2006



(1.2)

## Nødvendig undersøkelsesomfang og bakgrunnsmateriale

Frode Oset

Geo- og tunnelseksjonen

Vegdirektoratet



Statens vegvesen



### Stikkord:

- Nødvendig undersøkelsesomfang og bakgrunnsmateriale, hvor mye og i hvilke faser
- Lab og felt. Treaksialforsøk og ødometer. Hvordan sjekke kvalitet av undersøkelser



Statens vegvesen



## Grunnlag for dimensjonering



### 10.1.1 Grunnlag for dimensjonering

For dimensjonering av spuntkonstruksjoner kan foretas må følgende grunnlagsdata fremskaffes:

- Dybde ( $z$ ) til traubunn, dvs nødvendig dybde av grop/fri høyde av vegg, bestemmes. Her må en ta hensyn til gravetoleranser gitt i Håndbok 026 hvor maksimalt avvik fra prosjektert kotehøyde for ferdig avrettet bunn gravegrop er satt til + 0 mm og - 200 mm.
- Eventuelle ytre laster på terreng og/eller konstruksjon fastlegges (f.eks. gravemaskiner, kraner, trafikklast osv.). Det benyttes lastfaktorer på trafikklast for beregninger i bruksgrensetilstanden på  $\gamma = 1,3$ . Lasten begrenses til å ha effekt til 5 m under terreng. For anleggsfasen blir det ofte benyttet en jevnt fordelt terrenglast på  $q = 10$  kPa. Denne lasten må vurderes spesielt for hvert tilfelle avhengig av anleggsmaskiner, anleggstrafikk og andre forhold på plassen. Lasten kan bli større.
- Grunnforholdene må kartlegges i tilstrekkelig grad.
- Grunnvannstand og eventuell ytre vannstand forskjellig fra denne må bestemmes. Dette innebærer også endring av vannstand over tid; f.eks. p.g.a. pumping eller naturlig strømning.
- Fundamentering av tilstøtende bygninger, ledninger, grøfter osv. som kan komme i konflikt med forankringer kartlegges.
- Krav til deformasjoner / setninger for omgivelsene og spunten skal spesifiseres.
- Dersom e) og/eller f) er aktuelle foretas montering av bolter for setningsobservasjoner og bygningsbesiktigelse for registrering av eksisterende skader. Videre skal piezometere installeres dersom det er fare for senkning av grunnvannstand med påfølgende setninger.

Utfra de opplysninger som er framkommet over skal geoteknisk prosjekteringsklasse bestemmes. Likeledes skal omfang av kontroll under og etter anleggsfasen bestemmes. Denne kontrollen vil være en del av prosjekteringsgrunnlaget og skal innarbeides med en egen plan i prosjektbeskrivelsen. Kontrollomfanget skal beskrives og legges inn i anbudet.



## Bakgrunnsmateriale

- Tidligere byggevirksomhet; evt erfaringer + gjenstående spunt, stag eller andre hindringer
- Nærliggende konstruksjoner; bygninger, ledningsanlegg eller lignende som det må tas hensyn til;
  - Funderingsmåte og -nivå
  - Tilstand og mulig tålegrense
  - Mulige pågående setninger;
    - Nivellement over tid før byggestart
    - Ikke vær for snau med avstanden mht bygninger som følges opp (direkte påvirkning fra utbøyning inntil 2-3 ggr gravedybden, poretrykksendringer pga gv-senking kan nå vesentlig lengre)



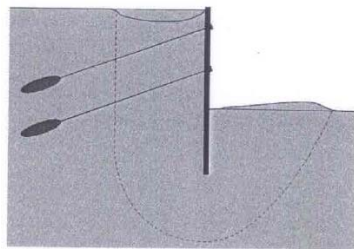
## Grunnundersøkelse



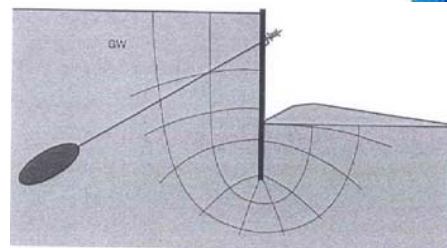
- Kvartærgeologi; type avsetning, mulig forkonsolidering
- Jordart og lagdeling; prøvetaking og sonderinger (totalsondering + evt CPTU). I morene og fyllmasser ofte prøvegraving.
- Grunnvannstand og poretrykk; måle i min 2 dybder + årstidsvariasjon
- Skjærstyrke i leire bestemmes ned til nødvendig dybde for passivt mothold, eller til nødvendig dybde for kontroll av sikkerhet mot bunnoppressing
- Ved bruk av samvirkeprogram:
  - Deformasjonsparametre
  - Initiell spenningstilstand



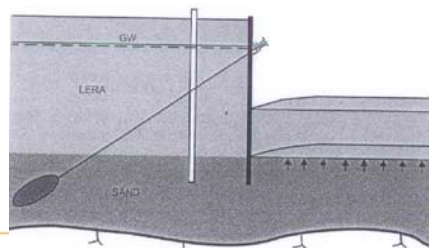
## Jordart og lagdeling



Bunnoppressing



Hydraulisk grunnbrudd



Bunnheving



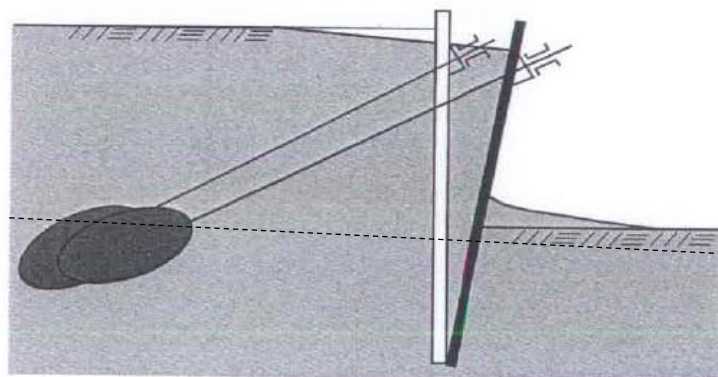
## Rambarhet og dybder til berg



- Rambarhet vurderes oftest ut fra totalsonderinger og annen kartlegging mht forekomst av stein og blokk
- Vurderinger for hydraulisk nedpressing kan baseres på CPTU-korrelasjoner
- Kartlegging av dybde til berg er viktig v/berg nær oppunder eller over gravenivå for traubunn. Ved ujevnt berg kan sonderinger hver 5. meter langs spuntlinjen være aktuelt.
- Geologisk vurdering av berggrunn er aktuelt ved sprengning av byggegrop videre ned fra spuntfot.
- Dybder til berg i stagenes forankringszone bør også kontrolleres



## Lagdeling; viktig ved injiserte løsmassesteg



Brudd i forankringssonen



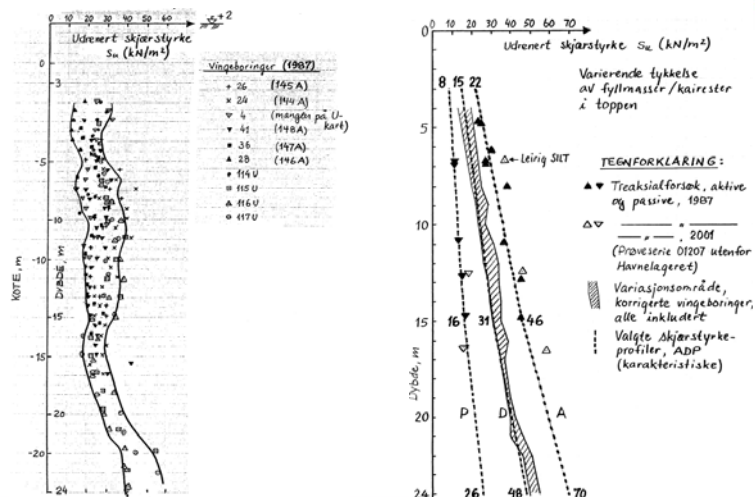
## Parameterbestemmelse

- Enklere arbeider i leire m/innvendig avstivning:  
Totalspenningsanalyse ut fra rutineundersøkelser..
- Mer omfattende og kompliserte spuntarbeider:  
Sammenstilling av parametre, gjerne fra ulike forsøksstyper og flere borpunkt.

Det kan være nyttig å plote dataene med kotenivå på vertikalaksen

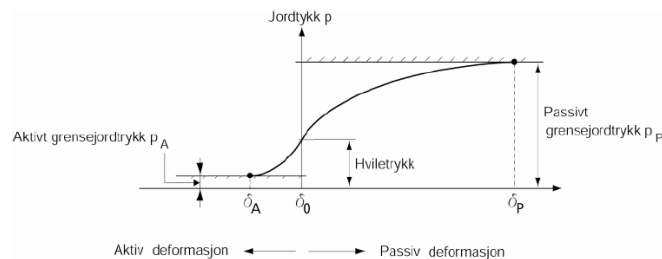


## Eksempler på sammenstilling av parametre fra Bjørvikaprojektet





## Modul og hviletrykkskoeffisient



Modul: Ødometer, treaks, CPTU, erfaringsverdier  
Hviletrykkskoeffisient: Erfaringsverdier, ødotreaks, dilatometer..

## Kvalitet av undersøkelser; kontrollmuligheter:



- Ulike metoder eller flere borpunkt
- Sjekk mot erfaringsverdier
- Forsøkskvalitet i lab:
  - Utpresset porevann i treaks
  - Deformasjon ved brudd i enaks

## Sluttkommentar



- Det er ikke uvanlig å bruke mer tid på innhenting og sammenstilling av grunnlagsdata og valg av beregningsforutsetninger enn på selve beregningene..



Statens vegvesen





# Spunkurs 2006

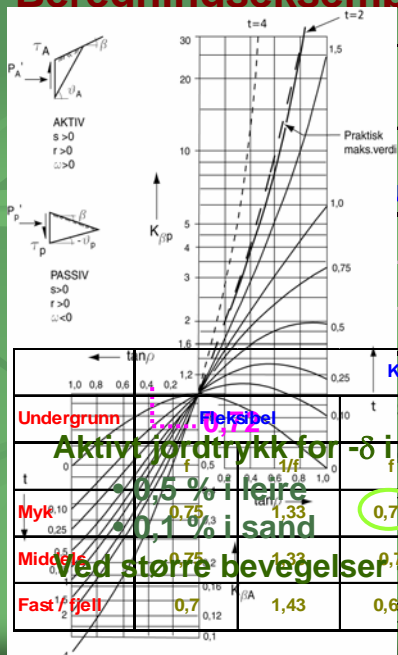
Del 1 - Drammen 20. november

## Jordtrykksberegninger

Region Sør



### Beregningsseksempler



Bruddmekanisme		
Brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
	1,3	1,4
	1,4	1,5
	1,5	1,6

Konstruksjon  $0 < t < 4$  OK

Normal  $K_{\beta A} = 0,72$

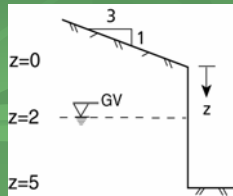
stemples ut fra diagram  $K_{\beta A} = 0,72$

skjærbrudd  $p_v' = K_{\beta A} \cdot (p_v') = 0,72 \cdot (40) = 29 \text{ kPa}$

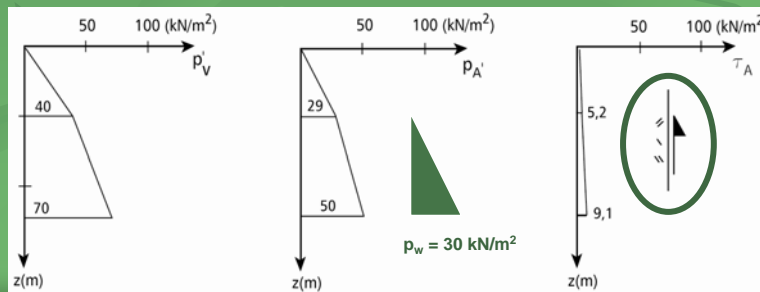
$(29+0) = 5,2 \text{ kPa}$



## Fullstendige beregninger kan føres i tabell

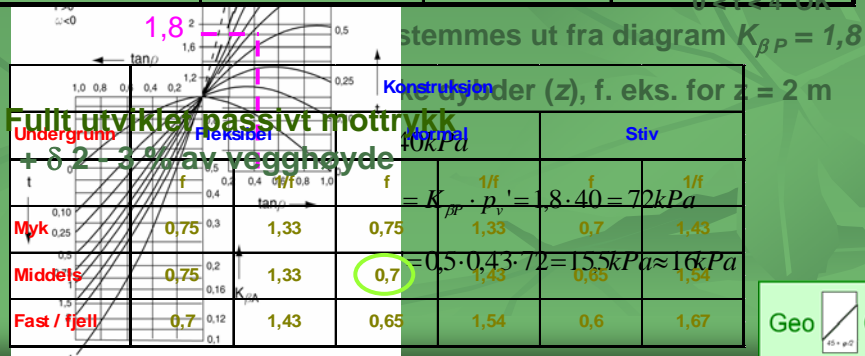


$z$ m	$p_v'$ kPa	$p_A'$ kPa	$\tau_A'$ kPa	$p_w$ kPa
0	0	0	0	
2	40	29	5,2	0
5	70	50	9,1	30



## Effektivspenningsanalyse – hellende terreng – passivt jordtrykk.

Skade-konsekvens	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
Mindre alvorlig	1,3	1,3	1,4
Alvorlig	1,3	1,4	1,5
Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6





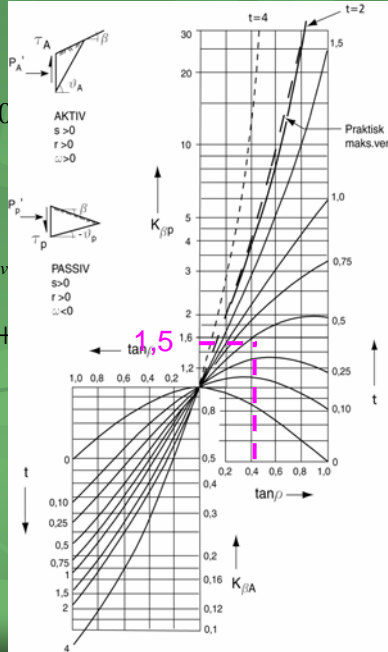
Dersom helning på terreng er 1:3 ville dette gitt:

$$s = \frac{\tan \beta}{\tan \rho} = \frac{0,33}{0,43} = 0,77$$

og  $K_{\beta P} = 1,5$

$$p_p' + a = K_{\beta P} \cdot (p_v' + a)$$

$$\tau_p = r \cdot \tan \rho \cdot (p_p' + a)$$



$$(1 - 0,77) = 0,23$$

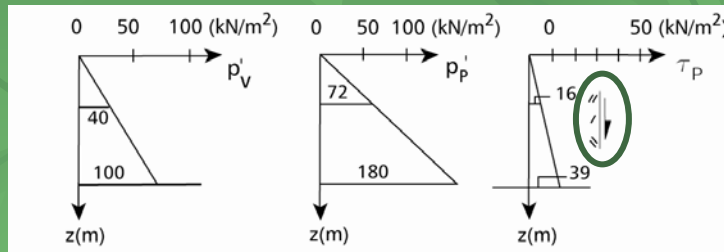
$$20 \cdot 2 = 40 \text{ kPa}$$

$$40 = 60 \text{ kPa}$$

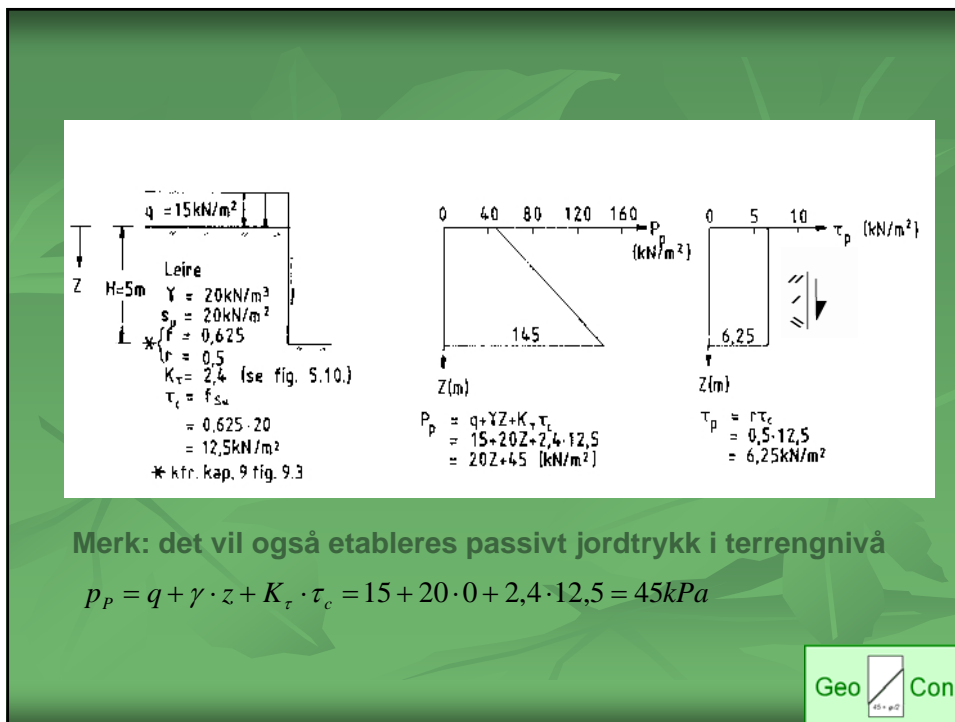
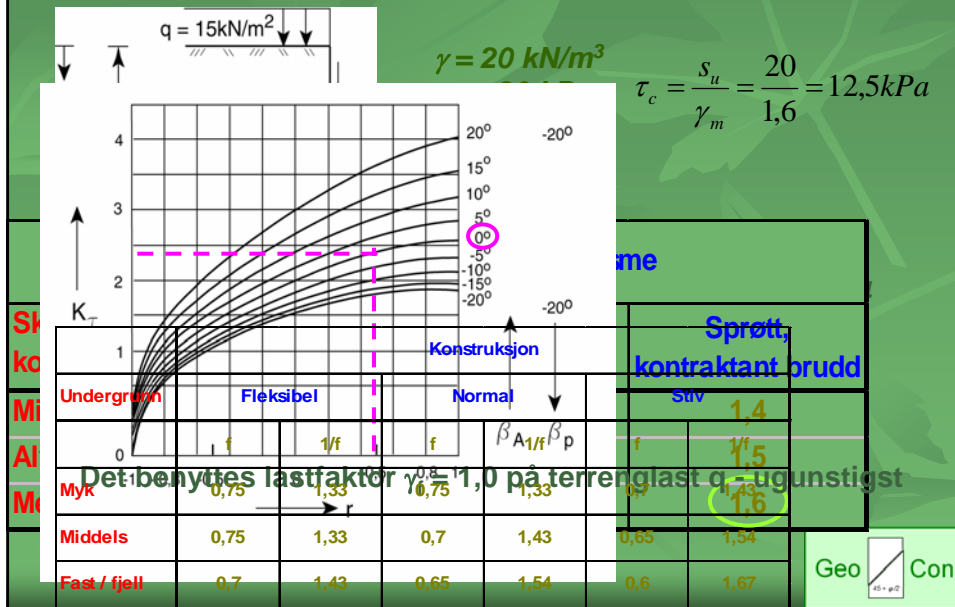
$$= 12,9 \text{ kPa} \approx 13 \text{ kPa}$$



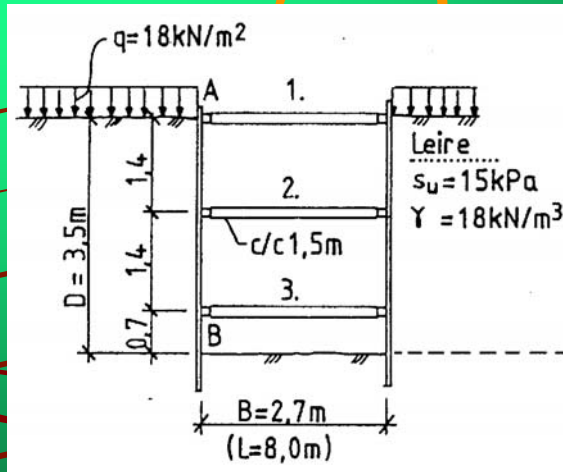
Helning på terreng	Dybde z m	$p_v'$ kPa	$p_p'$ kPa	$\tau_p'$ kPa
1:4	2	40	72	16
	5	100	180	39
1:3	2	40	60	13



## Totalspenningsanalyse – horisontalt terreng – passivt jordtrykk



## Innvendig avstivet spunt

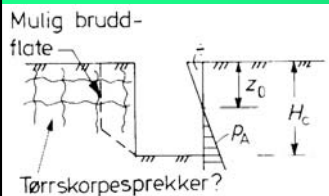


Gitt:  
 $z = 3,5 \text{ m}$  graving  
 $B = 2,7 \text{ m}$   
 $L = 8 \text{ m}$   
 Terrenglast =  
 $q_d = q \cdot \gamma_f = 18 \text{ kPa}$   
 $p_d = p \cdot \gamma_f = 5 \text{ kPa}$   
 Finn:  
 Nødvendig  
 spuntlengde,  
 spuntprofil og  
 kraft i stivere

Fra grunnundersøkelser:  
 Leire,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  og  $s_u = 15 \text{ kPa}$



## Kort repetisjon



I løsmasser med attraksjon (kohesjon) vil det oppstå strekkpåkjenning i de øvre lag og det er mulig å grave uten forstøtning ned til Kritisk gravedybde  $H_c$

For  $p_A = 0$

$$\gamma \cdot z_0 - 2 \cdot s_u / \gamma_m = 0$$

$$z_0 = 2 \cdot s_u / (\gamma \cdot \gamma_m)$$

Jordtrykk  $p_A = q + \gamma z - K_c \tau_c$

Siden  $H_c = 2 \cdot z_0$

$$H_c = 4 \cdot s_u / (\gamma \cdot \gamma_m)$$

Med  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

og  $\gamma_m = 2,0$

blir  $H_c = 0,1 s_u$

Dette viser teoretisk gravedybde, men i praksis må en være forsiktig med å utnytte dette (sprekker i tørrskorpe etc).

Arbeidsdirektoratet: *Graving og avstiving av grøfter*

Krav om avstiving ved grøftedybder over 2 m

Geoteknisk vurdering




**Vanligvis kreves utgravde masser fjernet for å unngå tilleggslast på terreng**

**Det graves ut etappevis og stivere monteres for hver etappe.**

**Dette gir en stivere konstruksjon med større jordtrykk enn aktivt**

**For beregning av avstivningskrefter antas stivene leddet i festepunkt**

**På grunn av mulig ujevn kraftfordeling i samme stivernivå bør beregnede verdier erfaringsmessig økes med 20 - 30 %**

Geo  Con


### Deformasjoner og jordtrykksfordeling

**Veggen vil deformere forskjellig i de ulike stadier av utgravingen**

**Vurder ugunstigste fase**

**Målinger på avstivet spunt viser variasjoner med avvik fra klassisk teori vertikalt**

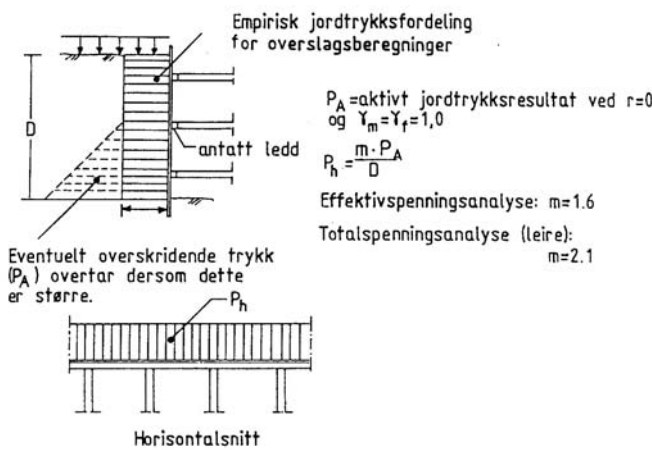
**Horisontalt vil trykket være størst over stivere da deformasjonen her er mindre enn i mellomliggende felt**

Geo  Con

# Håndregning av innvendig avstivet spunt:

Kan utføres som for forankret spunt

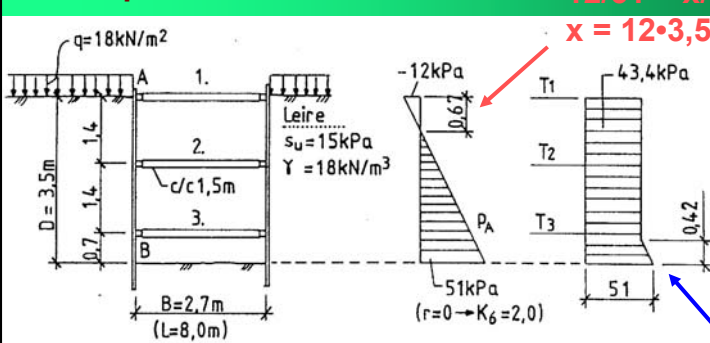
Utgraving mellom avstivede vegger gir jordtrykk forskjellig fra klassisk aktivt jordtrykk



Alternativt kan jordtrykket mot avstivede vegger beregnes ved å benytte empiriske jordtrykksfordelinger



## Eksempel fra Håndbok 016



$$12/51 = x/(3,5-x)$$

$$x = 12 \cdot 3,5 / 63 = 0,67$$

Horizontal avstand stivere = 1,5 m

$p_A$  overskrider  $p_h$  i nedre del

Jordtrykk  $p_A = q + \gamma z - K_r \tau_c = 18 + 18z - 2 \cdot 15$  (for  $\gamma_m = \gamma_f = 1,0$ )

I terrengnivå  $p_A = 18 - 30 = -12 \text{ kPa}$

I bunn utgraving  $p_A = 18 \cdot 3,5 - 12 = 51 \text{ kPa}$

$P_A = \frac{1}{2} \cdot 51 \cdot (3,5 - 0,67) = 72,3 \text{ kN/m}$

$W \geq M_m / 0,8 f_d$

$p_h = m \cdot P_A / D = 2,1 \cdot 72,3 / 3,5 = 43,4 \text{ kPa}$

$W \geq M_m / f_d$

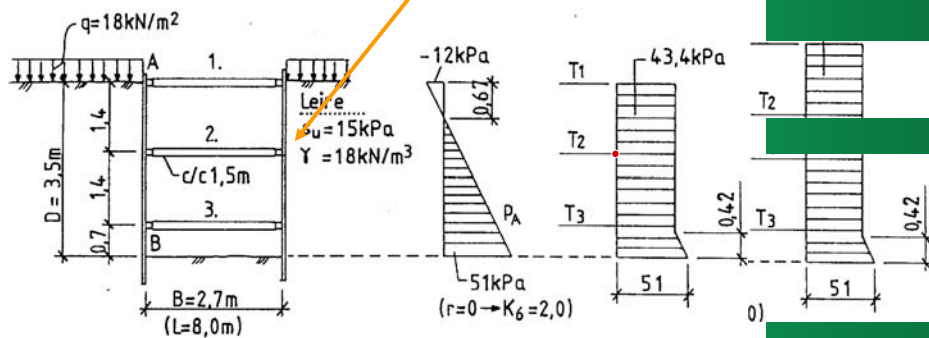
$M_{spunt} = 0,1 \cdot 43,4 \cdot 1,4^2 = 8,5 \text{ kNm/m}$





## Putebelastninger

## Regner spunt leddet



### Putebelastninger

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot 43,4 \cdot 1,4 = 30,4 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 30,4 + 22,1 = 52,5 \text{ kN/m}$$

$$P_3 = 70,6 \text{ kN/m}$$

### Krefter i tverrstivere

$$T1 = 1,5 \cdot 30,4 = 45,6 \text{ kN}$$

$$T2 = 1,5 \cdot 52,5 = 78,8 \text{ kN}$$

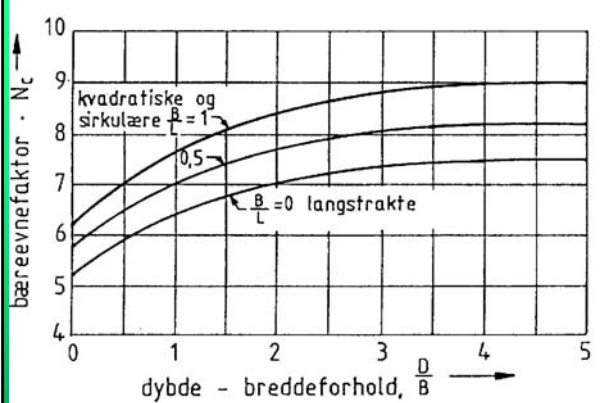
$$T3 = 1,5 \cdot 70,6 = 105,9 \text{ kN}$$

$$M_m \text{ i pute} = 0,1 \cdot 70,6 \cdot 1,5^2 = 15,9 \text{ kNm}$$

Vurdere økning 20 – 30 %



## Stabilitet av bunn i bvaearop



skal kontrolleres med hydraulisk grunnbrudd

kommer hovedsakelig i hydraulisk grunnbrudd  
fraksjonene fra grov

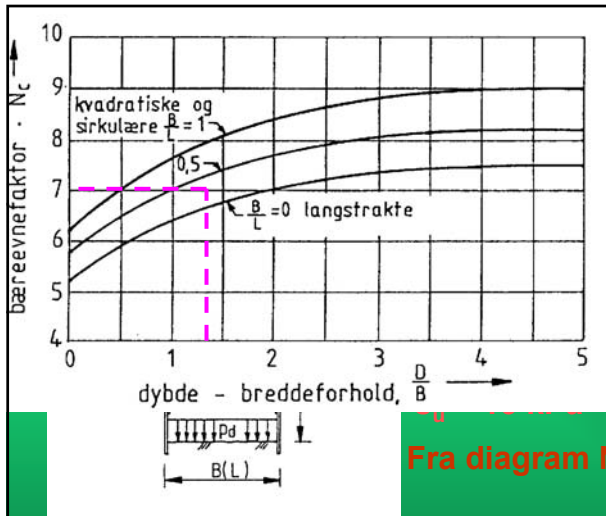
kontrolleres ved en  
standen. Sikkerheten

uttrykkes ved materialkoeffisienten ( $\gamma_m$ ) som beregnes ved følgende formel:

$$\gamma_m = \frac{N_c \cdot s_u}{\gamma \cdot z + q_d - p_d}$$

- $N_c$  = dimensjonsavhengig bæreevnefaktor,
- $s_u$  = representativ udrenert skjærstyrke
- $\gamma$  = midlere tyngdetetthet over graveplanet
- $z$  = gravedybde
- $q_d$  = dimensjonerende terrengbelastning
- $p_d$  = dimensjonerende trykk mot bunn av byggegrøp





s<sub>u</sub>) settes lik en  
 n dybde lik 2/3 B  
 ell vekt på svært bløte  
 er utgravingens

D/B = 1,3  
 B/L = 0,34

L = 8,0 m  
 5 m

Fra diagram  $N_c = 7,0$

$$\gamma_m = \frac{N_c \cdot s_u}{\gamma \cdot z + q_d - p_d}$$

$$\gamma_m = 7,0 \cdot 15 / (18 \cdot 3,5 + 18 - 0) = 1,3$$

Tiltak for høyere  $\gamma_m$  = fjerne  $q_d$  og redusere D eller fylle i vann  
 dvs. øke  $p_d$

$$\gamma_m = 7,0 \cdot 15 / (18 \cdot 3,5 + 18 - 5) = 1,38$$



## Hydraulisk grunnbrudd

For utgravninger under grunnvannstanden i  
 friksjonsjordarter (dvs. fraksjonene fra silt til grus) kan det  
 oppadrettede strømningstrykket bli så stort at hydraulisk  
 grunnbrudd oppstår. Dette skjer når det vertikale  
 strømtrykket er lik den neddykkede tyngdetettheten av  
 løsmassene under traubunn ( $\gamma'$ )

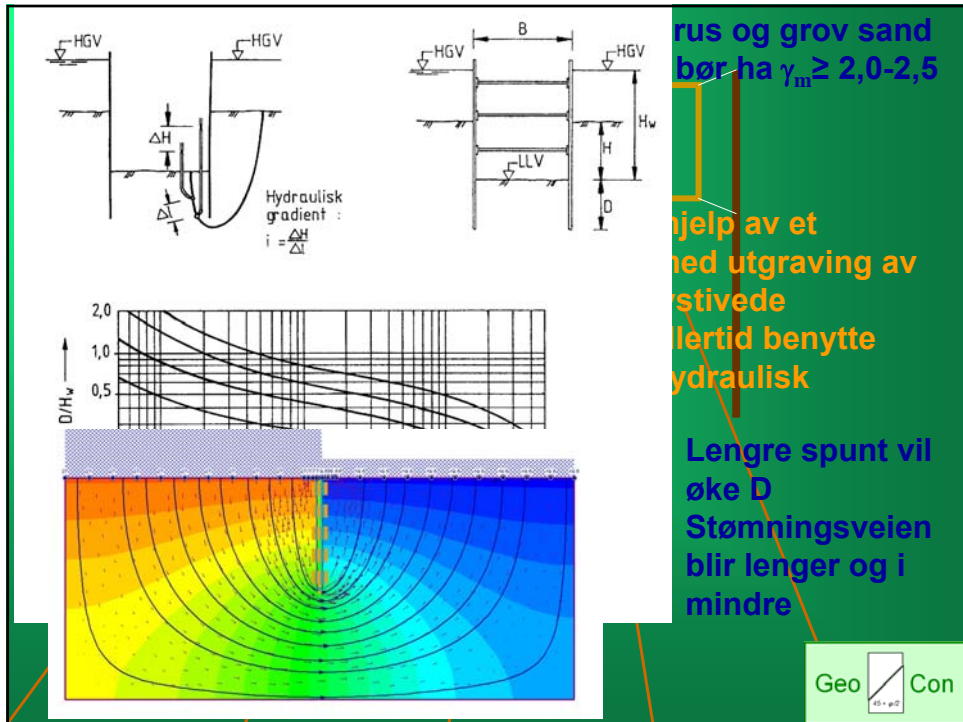
$$i \cdot \gamma_w = \gamma' \quad i = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Grenseverdi for gradienten som ved oppadrettet strømning  
 fører til hydraulisk grunnbrudd, ( $i_c$ ) er derved gitt ved  
 uttrykket:

Ved ferdig utgraving må derfor den største opptredende  
 utløpsgradient ( $i_0$ ) ved bunnen være mindre eller lik den tillatte

$$i_0 \leq \frac{i_c}{\gamma_m} = \frac{\gamma'}{\gamma_m \cdot \gamma_w} \quad \text{der } \gamma_m \text{ er materialkoeffisient i} \\
 \text{bruddgrensetilstanden } (i_0 \text{ bestemt for HGV).}$$



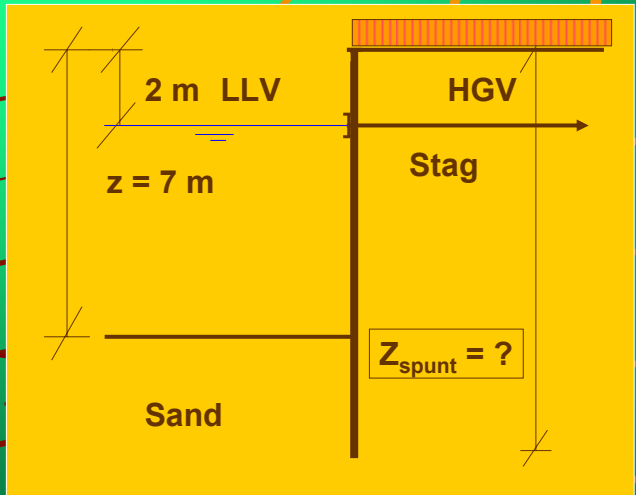


rus og grov sand  
 bør ha  $\gamma_m \geq 2,0-2,5$

hjelp av et  
 med utgraving av  
 stive  
 lertid benytte  
 hydraulisk

Lengre spunt vil  
 øke D  
 Stømningsveien  
 blir lenger og i  
 mindre

# Stagforankret spunt i sand



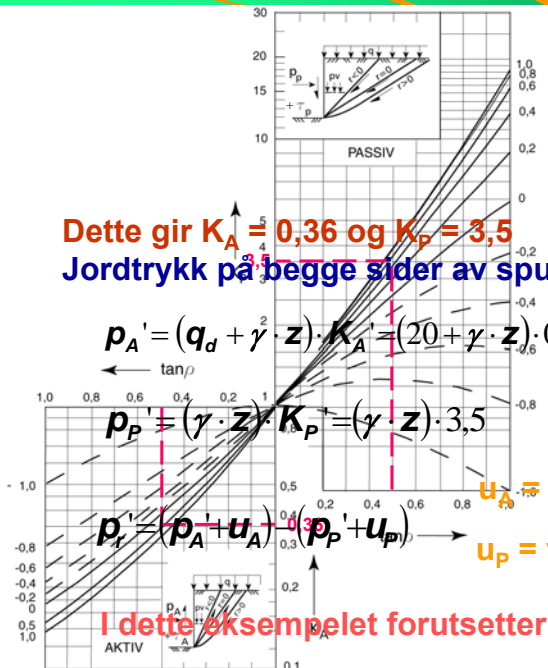
Gitt:  
 $z = 7 \text{ m}$  graving  
 Terrenglast =  $q \cdot \gamma_f = 20 \text{ kPa}$   
 Finn:  
 Nødvendig spuntlengde, stagkraft og spuntprofil



## Fra grunnundersøkelser

Sand:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$   
 $\mu = 0,5$      $a = 0, \tan \phi = 0,7$

Dette gir  $K_A = 0,36$  og  $K_P = 3,5$   
 Jordtrykk på begge sider av spunten kan da beregnes



$$p_A' = (q_d + \gamma \cdot z) \cdot K_A = (20 + \gamma \cdot z) \cdot 0,36$$

$$p_P' = (\gamma \cdot z) \cdot K_P = (\gamma \cdot z) \cdot 3,5$$

$$p_A = p_A' + u_A$$

$$p_P = p_P' + u_P$$

$$p_A = (20 + \gamma \cdot z) \cdot 0,36 + u_A$$

$$p_P = (\gamma \cdot z) \cdot 3,5 + u_P$$

$$p_A = (20 + \gamma \cdot z) \cdot 0,36 + u_A$$

$$p_P = (\gamma \cdot z) \cdot 3,5 + u_P$$

$$p_A = (20 + \gamma \cdot z) \cdot 0,36 + u_A$$

$$p_P = (\gamma \cdot z) \cdot 3,5 + u_P$$

$$p_A = (20 + \gamma \cdot z) \cdot 0,36 + u_A$$

$$p_P = (\gamma \cdot z) \cdot 3,5 + u_P$$

$$p_A = (20 + \gamma \cdot z) \cdot 0,36 + u_A$$

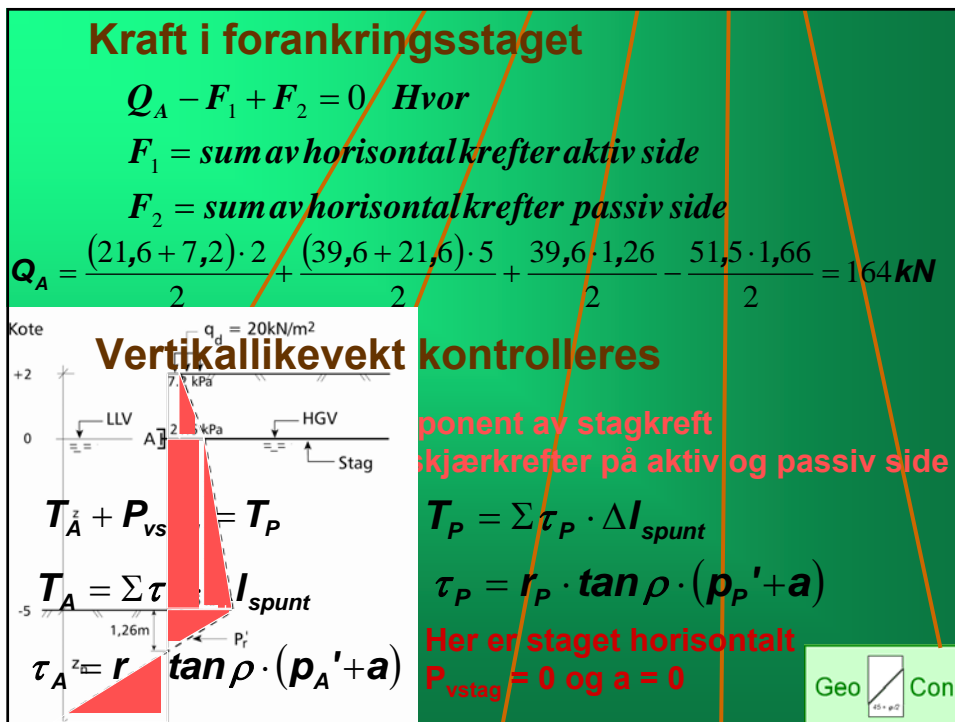
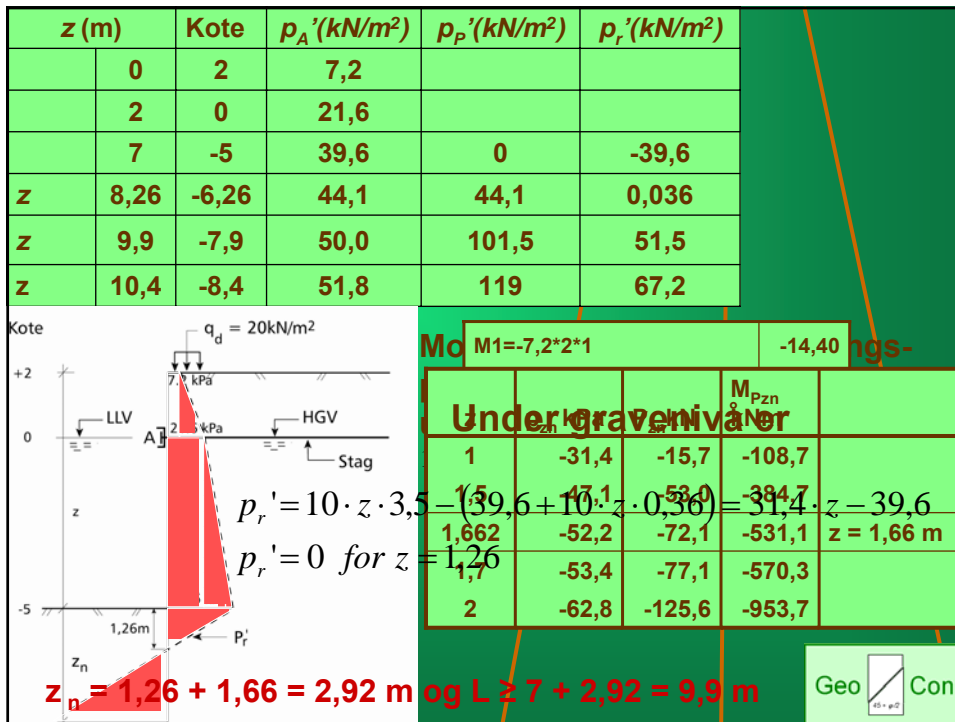
$$p_P = (\gamma \cdot z) \cdot 3,5 + u_P$$

$$p_A = (20 + \gamma \cdot z) \cdot 0,36 + u_A$$

**anisotrope**  
 Sprøtt, kontraktant brudd  
 $u_A = 1,4$   
 $u_P = 1,5$   
 $u_P = 1,6$

I dette eksempelet forutsetter vi at  $u_A = u_P$





Kote	z (m)	$\rho_A'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau'_A$ (kN/m <sup>2</sup> ) $T_A$ kN	$\rho_P'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau'_P$ (kN/m <sup>2</sup> ) $T_P$ kN
2	0	7,2	1,08		0
			4,32		
0	2	21,6	3,24		0
			22,95		
-5	7	39,6	5,94	0	0
			8,18		7,39
-6,3	8,3	44,3	6,64	45,5	11,375
			15,14		43,18
-8,4	10,4	51,8	7,776	119	29,75
	Sum		50,59		50,58

$$T_P - T_A = 50,58 - 50,59 = -0,01 \text{ kN}$$

Vertikal likevekt er OK  
Spunten er ikke i vertikal likevekt.

Beregner støtkraft på punten med 0,5 m.

$$Q_A = \frac{(21,6 + 7,2) \cdot 2}{2} + \frac{(39,6 + 21,6) \cdot 5}{2} + \frac{39,6 \cdot 1,26}{2} - \frac{67,2 \cdot 2,44}{2} = 134,8 \text{ kN}$$



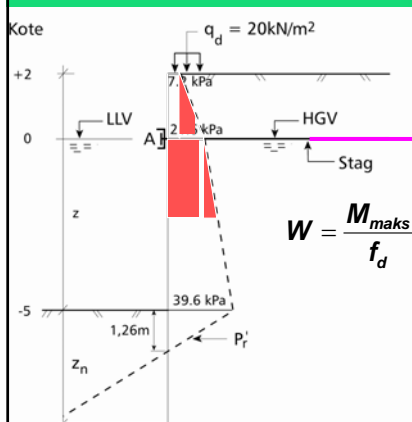
## Dybde til momentmaksimum

Beregner dybde  $z_m$  under stag der skjærkraft = 0

$$\Sigma H = \frac{(7,2 + 21,6)}{2} \cdot 2 + \frac{(21,6 + (21,6 + 10 \cdot z_m \cdot 0,36))}{2} \cdot z_m - 134,8 = 0$$

$$\Sigma H = 1,8z_m^2 + 21,6z_m - 106 = 0 \quad \text{gir } z_m = 3,74 \text{ m}$$

$$M_{maks} = -7,2 \cdot 2 \cdot (1 + 3,74) - (21,6 - 7,2) \cdot 2 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 3,74\right) / 2 + 134,8 \cdot 3,74 - 21,6 \cdot 3,74 \cdot 3,74 / 2 - 10 \cdot 3,74 \cdot 0,36 \cdot 3,74 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,74 / 2 = 190,2 \text{ kNm}$$



Nødvendig momentkapasitet for spunt med stålqualität  $f_y = 355 \text{ MPa}$

$$134,8 \text{ kN}$$

$$\gamma_{m, \text{stål}} = 1,15$$

$$f_d = 355 / 1,15 = 309 \text{ MPa}$$

$$W = \frac{M_{maks}}{f_d} = \frac{190}{309} \cdot 10^3 \text{ cm}^3 / \text{m} = 615 \text{ cm}^3 / \text{m} \approx 620 \text{ cm}^3 / \text{m}$$

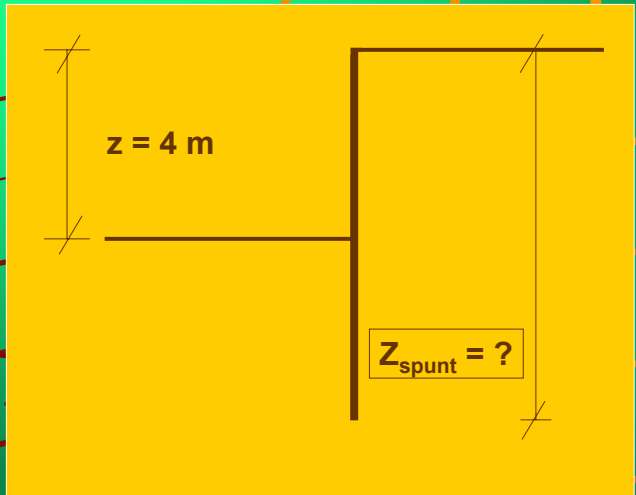
Z-spunt  $W \geq 620 \text{ cm}^3/\text{m}$

U-spunt  $W \geq 775 \text{ cm}^3/\text{m}$





# Fri spuntvegg i leire - totalspenningsanalyse



Gitt:  
 $z = 4 \text{ m}$  graving  
 0 terrenglast

Finn:  
 Nødvendig  
 spuntlengde  
 og  
 spuntprofil



## Fra grunnundersøkelser

Bestemmer  $\gamma_m = 1,6$

LEIRE  
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$   
 $s_u = 4,0 \text{ kPa}$

$$p_A = q + \gamma z - K_v \tau_c$$

## Bruddmekanisme

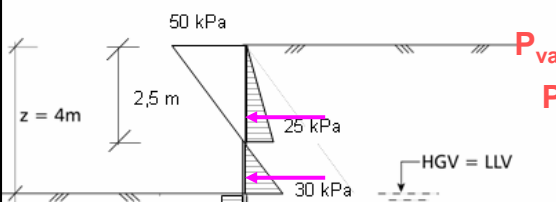
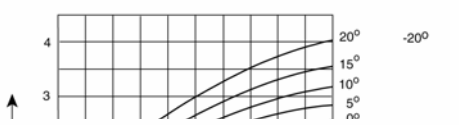
Skadekonse-  
 kven

Seigt,

Nøytralt

Sprøtt,  
 kontraktant  
 brudd

Mind



Figur 5.7 Hb 016

$$P_{\text{vann}} = \frac{1}{2} 25 \cdot 1,5 = 31,25 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{jord}} = \frac{1}{2} 30 \cdot 1,5 = 22,5 \text{ kN/m}$$

$$h_v = \frac{2}{3} 2,5 = 1,7 \text{ m}$$

$$h_j = \frac{2}{3} 1,5 + 2,5 = 3,5 \text{ m}$$





### Mottrykk foran spunten

$$P_r = P_P - P_A \quad p_p = q + \gamma z + K_r \tau_c$$

På terrenng foran spunten er  $p_p = 2 \cdot 25 = 50 \text{ kPa}$   
 bak spunten i samme nivå er  $p_A = 30 \text{ kPa}$

$$p_p - p_A = 20 \text{ kPa}$$

Nivå til 0 skjærkraft

$$20 z_m - (P_{\text{vann}} + P_{\text{jord}}) = 0$$

$$20 z_m = 31,25 + 22,5$$

$$z_m = 2,7 \text{ m}$$

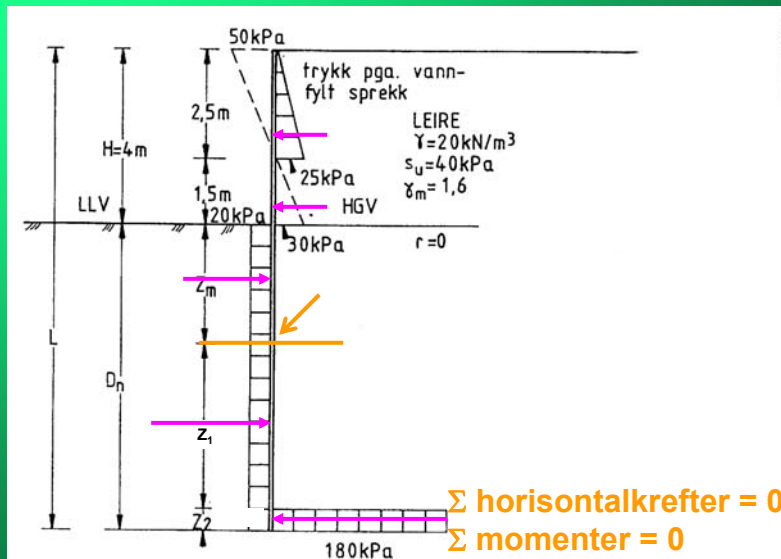
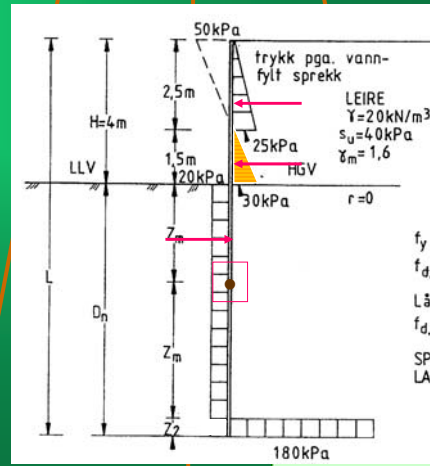
Bestemmer rotasjonspunkt

Under punkt for 0 skjærkraft er

$$p_p = 20 (4 + D_n) + 50$$

$$p_A = 20 D_n - 50$$

$$p_p - p_A = 180 \text{ kPa}$$



$\Sigma$  horisontalkrefter  $\Sigma$  momenter  
 $20 z_1 - 180 z_2 = 0$   $20 z_1 \cdot \frac{1}{2} z_1 - 180 z_2 (\frac{1}{2} z_2 + z_1) = M_m$   
 $z_1 = 9 z_2$   $900 (z_2)^2 = M_m$

$D_n = z_m + z_1 + z_2 = 2,7 + 3,74 + 0,42 = 6,86 \text{ m}$   
 $L = 4 + 6,9 = 10,9 \text{ m}$   
 $M_m = 155,4 \text{ kNm/m}$   
 $Q_m = 180 \cdot z_2 = 74,7 \text{ KN/m}$

Velger spuntprofil for S 355  
 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$  og  $\gamma_m = 1,15$   
 $f_d = 355/1,15 = 309 \text{ N/mm}^2$

$f_d \geq M_m / 0,8 W$   $W \geq M_m / 0,8 f_d = 629 \approx 630 \text{ cm}^3$  U-spunt  
 $W \geq M_m / f_d = 503 \text{ cm}^3$  Z-spunt

Geo Con

$L = 10,9 \text{ m}$   
 Spuntprofil  
 U-spunt  
 $W \geq 630 \text{ cm}^3$   
 Z-spunt  
 $W \geq 503 \text{ cm}^3$

Section	Section	Dimensions				Sectional area	Mass of single pile	Mass per m <sup>2</sup> of wall	Section modulus	Moment of inertia
		b	h	e	a					
	AZ 12	670	302	8,5	8,5	126	66.1	99	1200	18140
	AZ 13	670	303	9,5	9,5	137	72.0	107	1300	19700
	AZ 13 10/10	670	304	10.0	10.0	143	75.2	112	1350	20480
New L755	AZ 14	670	304	10,5	10,5	149	78.3	117	1400	21300
L703	AZ 17	630	379	8,5	8,5	138	68.4	109	1665	31580
L703K	AZ 18	630	380	9,5	9,5	150	74.4	118	1800	34200
L703/10.0	AZ 18 10/10	630	381	10.0	10.0	157	77.8	123	1870	35540
L704	AZ 19	630	381	10,5	10,5	164	81.0	129	1940	36980
L600	AZ 25	630	426	12.0	11,2	185	91.5	145	2455	52250
L600K	AZ 26	630	427	13.0	12,2	198	97.8	155	2600	55510
L601	AZ 28	630	428	14.0	13,2	211	104.4	166	2755	58940
L602	AZ 34	630	459	17.0	13.0	234	115.5	183	3430	78700

Hvis deformasjoner kan gi problemer  
 kontroller med samvirkeprogram (eks. SPUNT A3)



# Statens Vegvesen Vegdirektoratet

## prosjektering av

# spunkonstruksjoner

## PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER GEOTEKNIKK

*forutsetningene bygger på*

*NS3480 med veiledning*

*HB016*

*Andre relevante Norske Standarder og rettleddninger fra Vegvesenet*

Den geoteknisk prosjekterende skal gi sin oppdragsgiver råd om hvilke oppgaver som skal inngå i prosjekteringen.

Geoteknisk prosjektering utføres i det omfang oppdragsgiver bestemmer i henhold til avtale.

Oppgaver som inngår i prosjekteringen kan være relatert til områder utenfor anleggsområdet.

Oppgavene skal utføres av kvalifiserte personer.

**NS3480 Pkt. 4. PROSJEKTERINGSOPPGAVER**

1. Klarlegge aktuelle geotekniske oppgaver og sørge for at geoteknisk prosjektklasse blir fastlagt.
2. Sørge for at nødvendig grunnlagsdata blir innhentet
3. Sørge for at
  - i. Løsninger blir vurdert
  - ii. Nødvendige beregninger blir utført
  - iii. Nødvendige tegninger og beskrivelser blir utarbeidet
  - iv. Planlegge nødvendig kontroll i byggefasen og evt. oppfølging av prosjektet etter utbygging
4. Sørge for kontroll av prosjekteringen

**NS3480 Pkt. 5. KRAV TIL DOKUMENTASJON**

- Pkt. 5.1 Prosjektering etter NS3480 skal dokumenteres, dateres og signeres.

Følgende skal dokumenteres:

- Pkt. 5.2 Grunnlagsdata (grunnforhold, geometri, laster m.m.)
- Pkt. 5.3 Dimensjonering og beregning
- Pkt. 5.4 Tegninger og beskrivelse etter Norsk Standard/prosesskoden
- Pkt. 5.5 Plan for kontroll i byggefasen og senere oppfølging
- Pkt. 5.6 Kontroll av prosjekteringen

**NS3480 Pkt. 6. GEOTEKNISK PROSJEKTKLASSE**

Dette er den ene styringsparameteren for hvordan prosjekteringen skal utføres.

Den andre styringsparameteren er **grunnforholdene**.

Geoteknisk prosjektklasse skal fastlegges i samråd mellom oppdragsgiver og geoteknisk prosjekterende.

Geoteknisk prosjektklasse kan endres som følge av grunnforholdene.

**Geoteknisk prosjektklasse****NS3480****pkt. 6.2 Skadekonsekvens og pkt. 6.3 Vanskelighetsgrad**

Skadekonsekvens- klasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
Mindre alvorlig	1	1	2
Alvorlig	1	2	2
Meget alvorlig	2	2	3

**NS3480 pkt. 8.1 Bestemmelse av karakteristiske parametre.**

og

**HB 016 kapittel 0.3.2 Karakteristisk styrke  $\tau_k$ .**

Karakteristiske styrke- og deformasjonsparametere for jord og berg skal bestemmes slik at det er liten sannsynlighet for at ugunstigere materiale forekommer i et omfang av betydning for det problem parametrene skal anvendes for.

Ved valg av parametere skal det utvises forsiktighet med å utnytte styrke som er betinget av store deformasjoner.

Det kan i spesielle tilfeller velges høy styrke dersom dette er dimensjonerende for konstruksjonen

**NS3480 pkt. 8.2 Dimensjonering**

Dimensjonering skal omfatte  
*spesifikasjon, utforming og behandling av materialer og konstruksjonselementer*

i den hensikt å tilfredsstille  
*bruksformål, varighet, økonomi og sikkerhet.*

Det skal anvendes erfaringsregler og/eller teoretiske analyser.

Der parametere er usikre, bør beregninger utføres med variasjonsområde.

**NS3480 pkt. 8.3 Analyser og beregninger:**

Spunt skal prosjekteres med utgangspunkt i Vegvesenets HB016.

Geotekniske modeller som benyttes er som regel ADP og  $\alpha$ - $\phi$ -jordmodell i spuntberegningene.

Det kan også benyttes ren  $s_u$ -analyse, men det er ofte ugunstig.

Alle analyser baserer seg på grensetilstander.

*Bruddgrensetilstand er i HB016 hovedsakelig basert på å legge materialfaktorer på løsmassene mens Eurocoden er basert på partielle ekvivalente materialfaktorer som legges på konstruksjonen.*

**NS 3480 pkt. 8.3.1 Laster og lastkoeffisienter for bruddgrensetilstanden**

Kapitlet angir retningslinjer og regler for bruk av lastkoeffisienter. Videre henvises til NS 3490 / NS 3491 (laster).

**HB016 kap. 0.3.4 Laster og lastkoeffisienter**

Kapitlet angir retningslinjer og regler for bruk av lastkoeffisienter.

Laster med tilhørende lastkoeffisienter og deres bruk angis også i

- HB184 Lastforskrifter for bruer og ferjekaier samt
- HB185 Prosjekteringsregler for bruer.

For Jernbaneanverket gjelder teknisk regelverk JD501, JD520 og JD525.



**HB016 kap. 0.3.3. og kap. 10.2.3 Grensetilstander**

Pr. i dag gjelder i Norge ENV 1997 (Eurocode 7) med nasjonalt applikasjonsdokument parallelt med NS3480.

Det gis ikke konkrete krav til beregningsmetoder for spunt.

Det fastslås at man må vise at konstruksjonen er kontrollert for alle faser og dimensjoneringsstilstander og det kreves bevist at beregningsmetodene er i tråd med god praksis.

**SPESIELLE FORHOLD FOR MATERIALFAKTORER I BRUDDGRENSE FOR SPUNTBREGNING**

Eurocode 7 operer med ekvivalente materialfaktorer for beregning av spuntkonstruksjoner i bruddgrense.

Det legges da en lastfaktor på spuntkonstruksjonen som kalles en ekvivalent materialfaktor for løsmassene.

For de tilstander der det ikke er løsmassene, men spuntkonstruksjonen som begrenser et brudd er dette ofte OK.

***Dersom spuntkonstruksjonen ikke definerer bruddsystemet, er det fremdeles løsmassene som skal påføres en materialfaktor også ifølge Eurocoden.***

HB016 anbefaler ikke denne metoden i dag.

SpuntA3 kan regne etter begge metoder. I dette kurset vil vi gå igjennom bruk av materialfaktorer på løsmassene.

### 10.2.3.1 Bruddgrensetilstanden

I bruddgrense baseres dimensjoneringen av konstruksjonselementene på

NS 3470 (tre),  
NS 3472 (stål)  
NS 3473 (armert betong)

Ved dimensjoneringen av konstruksjonselementene bestemmes materialkoeffisient ( $\gamma_m$ ) avhengig av skadekonsekvens og bruddform, det vises til kapittel 0 og Kapittel 9.

Vurderingen av stabilitet av byggegrop, kfr. avsnitt 10.3 utføres i bruddgrensetilstanden. Dette gjelder også for injiserte løsmassestag og stagforankring i fjell.

### 10.2.3.2 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden kan deformasjonene og opptredende stagkrefter beregnes med samvirkeprogrammer; f. eks. SPUNT-A3 eller PLAXIS.

### 10.2.3.3 Ulykkesgrensetilstanden

Ulykkesgrensetilstanden skal forhindre progressive brudd i konstruksjonen.

Stagbortfall er en slik typisk situasjon. Stag/stivere og puter skal dimensjoneres for bortfall av ett stag/en stiver.

### NS3840 pkt. 8.3 Utmattingsgrensetilstanden

Utmattingsgrensetilstanden kan inntreffe ved sykliske laster som jordskjelv, oppbygging av poretrykk, temperaturvariasjoner og strukturforstyrrelser som kan påvirke styrke eller deformasjonsegenskaper.

NS 3480 angir retningslinjer for materialkoeffisienter for de forskjellige grensetilstandene:

Alle grensetilstander unntatt bruddgrensetilstanden benytter materialkoeffisient  $\gamma_m = 1,0$ .

HB016 kap. 0.3.5 Materialkoeffisient  $\gamma_m$  og mobiliseringsgrad  $f$  angir hvordan materialkoeffisienter for bruddgrensetilstand og mobiliseringsgrad bestemmes.

Materialkoeffisienter i bruddgrensetilstand defineres av skadekonsekvensklasse og bruddmekanisme i jordarten.

Skadekonsekvens- klasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
Mindre alvorlig	1,3	1,3	1,4
Alvorlig	1,3	1,4	1,5
Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

**Grunnlag for dimensjonering**

- a) Geometri av byggegrøp og omgivelser.
- b) Laster på terreng og/eller konstruksjon.
- c) Grunnforholdene kartlegges; terreng, løsmasser og fjell.
- d) Grunnvannstand, ytre vannstand og strømming.
- e) Installasjoner, bygg / konstruksjoner, vegger etc. i nærheten kartlegges
- f) Krav til deformasjoner / setninger for omgivelser / spunt spesifiseres.
- g) For naboforhold skal det i god tid før byggestart:
  - monteres setningsbolter
  - utføres bygningsbesiktigelse
  - installeres piezometere

=> **Geoteknisk prosjekteringsklasse bestemmes**

**Geoteknisk prosjektklasse etter NS3480  
setter krav til  
pkt. 8.5.2 Planlegging av kontroll i og etter byggefase  
pkt. 9 Kontroll av prosjekteringen**

**Planlegging av kontroll i og etter byggefasen betyr at**

- den prosjekterende skal planlegge og sørge for at kontrollen kommer inn i planene, dvs i anbudsbeskrivelsen, på tegninger og i prispåbærende poster der dette er nødvendig.

**Kontroll av prosjekteringen skal følge prosjekteringsdokumentasjonen.**

- prosjektklasse 1, egenkontroll
- prosjektklasse 2, sidemannskontroll
- prosjektklasse 3, uavhengig kontroll (3.partskontroll)

For permanent spunt bør prosjektklasse 3 benyttes.

**Vurderinger av tilliggende geotekniske problemer**

Stabiliteten av bunnen i ferdig byggegrop skal kontrolleres.

Stabilitet i alle faser under utgraving skal kontrolleres

Stabiliteten av tilliggende terreng.

Anleggstekniske forhold som influerer på prosjektet skal vurderes.

**10.4 STABILITET AV BYGGEGROP**

**10.4.1 Bunnoppressing**

**10.4.2 Hydraulisk grunnbrudd.**

**10.4.3 Bunnheving**

**10.4 STABILITET AV BYGGEGROP forts****10.4.4 Anleggstekniske forhold**

Ved lange og/eller dype utgravinger kan det være nødvendig å beregne internstabilitet i byggegropa samt å angi maksimale gravehøyder.

Andre forhold som kan påvirke stabiliteten av byggegropa er:

- pelearbeid, både rammede og borede peler med oppbygging av poretrykk og erosjon under borearbeider
- tung anleggstrafikk med omrøring av masser under gravenivå
- punktlaster fra kraner eller spesielle anleggsmaskiner

**10.4 STABILITET AV BYGGEGROP forts****10.4.5 Tiltak for å bedre stabilitet av byggegrop.**

Ved fare for hydraulisk grunnbrudd og bunnheving vil tiltak kunne være:

- installere lengre spunt,
- nedsetting av brønner (pumpesumper).
- seksjonsvis utgraving
- utgraving under vann eller med annen tilleggslast på gravenivå
- stabilisering av grunnen for eksempel med kalk- sementpeler

**10.7 PRAKTISKE HENSYN****Hensyn til omgivelser**

Deformasjoner av konstruksjoner og installasjoner  
Valg av utstyr mhp støy og forurensning

**Rammetekniske forhold**

Tiltak for å bedre rammeforholdene og -resultatene

**Hensyn ved stag og stivere**

Plassering av innvendige stivere.  
Plassering av stag.  
Boring av stag.  
Tetting av staghull.  
Tetting av spuntfot

**Hensyn til rigg og drift**

**DIMENSJONERINGSPRINSIPPER****Nødvendige analyser**

Dimensjonering av spuntkonstruksjoner kan omfatte:

- a) nødvendig fotdybde ( $z_n$ ); evt maksimal tillatt gravedybde ( $z$ ).
- b) dimensjonerende maksimalmoment ( $M_{maks}$ ).
- c) dimensjoner og kvaliteter for avstivninger og/eller forankringer.
- d) bunnoppressing, hydraulisk grunnbrudd og bunnheving ved lagdelt grunn.
- e) vurdering av om dimensjoneringen ivaretar alle konstruksjonsfaser.

**DIMENSJONERINGSPRINSIPPER forts.**

- f) ytterligere analyser av totalstabiliteten foretas ved vesentlig svakere jordlag under spuntfoten. For cellespunt må totalstabiliteten vurderes spesielt
- g) For spuntede kaikonstruksjoner vurderes erosjons- og korrosjonseffekter
- h) For permanent spunt må korrosjon vurderes.
- i) Beregning / vurdering av deformasjoner i og bak spuntveggen i bruksgrensetilstanden.
- j) For permanente tiltak (forankringsstag) under naboeiendom, må tillatelse innhentes.



**DIMENSJONERINGSPRINSIPPER** forts.**Analysemetoder**

Spunten dimensjoneres etter det som er kritisk; effektivspenningsanalyse eller totalspenningsanalyse.

Ved bruk av klassisk jordtrykksteori, skal man være oppmerksom på forhold som medfører at jordtrykkene i realiteten ikke beveger seg nær grense-trykkene. Et realistisk jordtrykksprofil skal velges.

Bruksgrensetilstanden innebærer beregning med karakteristisk styrke av jordmaterialet (noe på den konservative siden) for å modellere riktigst mulig oppførsel av samvirke mellom vegg og løsmasser.

Begrensning av de deformasjoner støttekonstruksjonen tillates å få, kan gi spesielle føringer i forbindelse med bestemmelse av karakteristiske parametre.

# Statens Vegvesen Vegdirektoratet

## prosjektering av

# spunkonstruksjoner

### **DIMENSJONERINGSPRINSIPPER**

Det gis ikke konkrete krav til beregningsmetoder for spunt.

Konstruksjonen må være kontrollert for alle faser og dimensjonerings-tilstander og beregningsmetodene skal være i tråd med god praksis.

Spunten dimensjoneres etter det som er kritisk; effektivspenningsanalyse eller totalspenningsanalyse.

Det beregnes i bruksgrensetilstand. Det innebærer beregning med karakteristisk styrke av jordmaterialet (noe på den konservative siden) for å modellere riktigst mulig oppførsel av samvirke mellom vegg og løsmasser.

Begrensning av de deformasjoner støttekonstruksjonen tillates å få, kan gi spesielle krav til bestemmelse av karakteristiske parametre.



© Optimal Geoteknikk AS

### **10.3 SPUNT**

Kapittelet omhandler prinsipper for prosjektering av forskjellig type spunt. Følgende behandles:

- 10.3.1 Ruheter**
- 10.3.2 Vanndrykk (og strømning)**
- 10.3.3 Utkraget spunt**
- 10.3.4 Forankrede spuntvegger**
- 10.3.5 Innvendig avstivet spunt**
- 10.3.6 Cellespunt**

© Optimal Geoteknikk AS

**10.3.7 Temporær spunt, prosjekteringsprinsipper**

Bruddsituasjonen finnes ved å innføre valgt materialfaktor  $\gamma_m$  for jordmaterialet i kritiske faser samt i den endelige situasjon.

For kritiske snitt i brudd-situasjonen kontrolleres følgende:

I bruddtilstanden:

$$\sigma_{\text{dbrudd}} = M_{\text{brudd}}/W + N_{\text{brudd}}/A \leq f_{\text{dbrudd}}$$
$$f_{\text{dbrudd}} = f_y / \gamma_{\text{mstålbrudd}} = 355/1,15 = 309 \text{ N/mm}^2.$$

2.ordens momenter kommer i tillegg til det ovenstående. De legges til totalbelastningen der normal-kraften i spunten blir høy ( $N/N_d > 0,1$ ) og/eller der deformasjonene i spunten blir store ( $\delta > 5\text{cm}$ ) i bruks-tilstanden.

**10.3.8 Permanent spunt, prosjekteringsprinsipper**

I tillegg til vurderingene for temporær spunt, vurderes bestandighet i den permanente situasjonen.

Det beregnes redusert motstand-moment  $W_{\text{korrr}}$  og redusert stålareal  $A_{\text{korrr}}$  for tverrsnittet.

### 10.5.1 Innvendige avstivninger

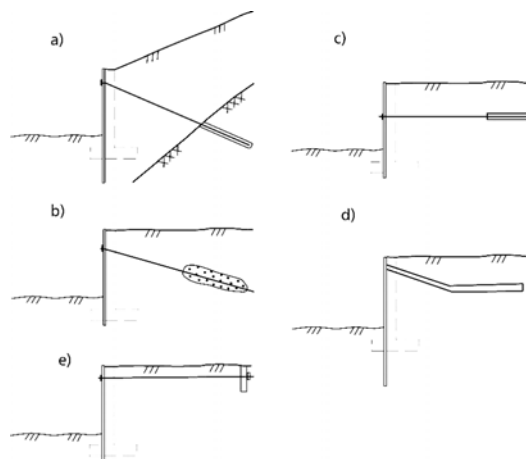
Det benyttes for det meste stålprofiler samt støpte betongdekker (f.eks. bunn/tak i tunneler).

Det er mulig å forspenne stålprofiler.

Magerbetonglag som stiver bør ikke dette være tynnere enn 15 cm. Videre bør det, spesielt ved større spenn, vurderes nettarmering i magerbetongen.

Stivere må kontrolleres mot knekking.

### 10.5.2 Forankringer – stag



**10.5.2 Forankringer – stag      forts****Injiserte stag i fjell.**

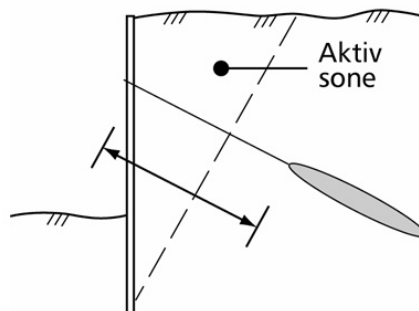
Komponentene i et fjellstag er

- forankringshodet (låsehode),
- fri staglengde gjennom løsmasser
- forankringslengden i fjell.

Last på stagene vil være forskjellig for de ulike fasene i arbeidet og stagenes kapasitet må kontrolleres for alle faser.

**10.5.2 Forankringer – stag      forts****10.5.2.3 Injiserte og ekspanderte stag i løsmasser.**

Stivheter for løsmassestag er mest avhengig av løsmasseoppbygging av stagene.



**10.5.4 Spuntpot****10.5.4.1 Horisontal kapasitet**

Ved spunt med fjellpot er stivheten er som regel stor i horisontalretning og liten til forsvinnende i forhold til rotasjon.

**10.5.4.4 Vertikal kapasitet**

Vurderes ikke i spuntA3 for fjellpot.

Vertikal penetrering av svevespunt sjekkes i spuntA3 mot ruhet og summert friksjon på begge sider av veggen.

**10.6.1 Håndregning**

Håndregning skal alltid utføre si en eller annen form for å kontrollere at beregningene kommer ut med fornuftige verdier.

Spesielt er det viktig å kontrollere grensejordtrykk mot summen av stagkreftene i horisontalretning.

### 10.6.1 Samvirkeprogrammer

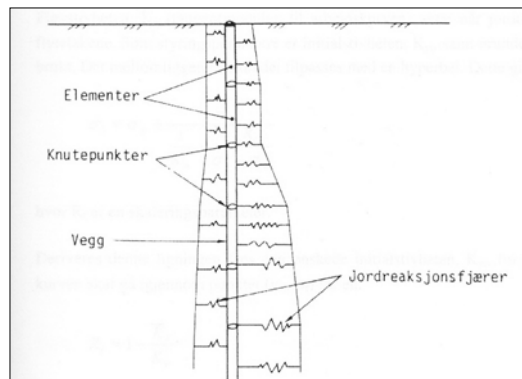
Samvirkeprogrammer simulerer arbeidet med installasjon av konstruksjonen i jord.

Det legges inn hvilke nivåer man graver til og hvilke krefter konstruksjonen utsettes for.

Den totale konstruksjonen reagerer ut fra hvilke stivheter, grensestyrker og hvilken felles oppførsel stag, spunt, fotbolt og løsmasser har i de forskjellige faser.

### Analysemetode i spuntA3

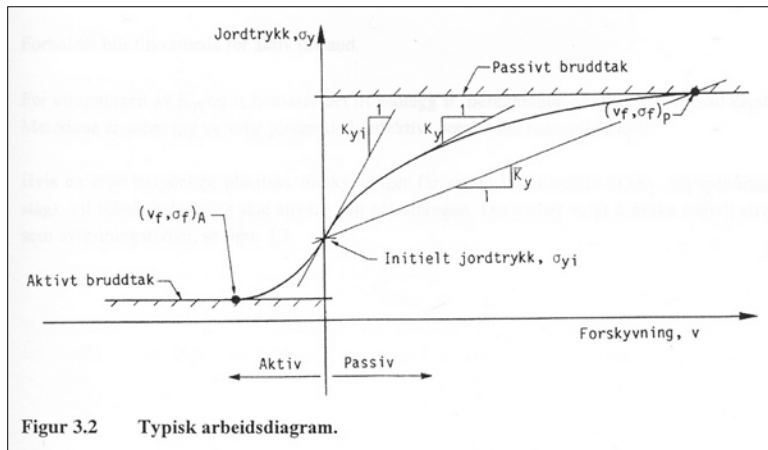
Veggen modelleres som en elastisk bjelke med ikke-lineær sidestøtte på begge sider.



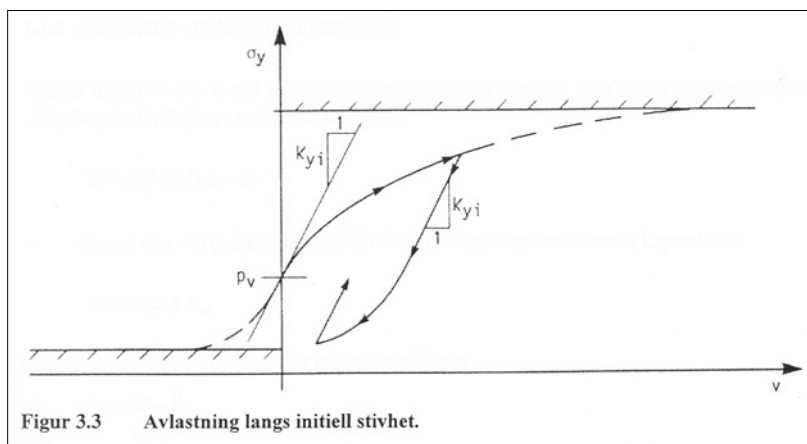
Figur 3.1 Inndeling av spunt/slissevegg i elementer.



**3.2 Fjærkarakteristikk - jordstivhet**



Figur 3.2 Typisk arbeidsdiagram.



Figur 3.3 Avlastning langs initiell stivhet.

### 3.3 Grensejordtrykk

Det benyttes 4 modeller:

1. Automatisk effektivspenningsmodell ( $a, \phi$ )
2. Automatisk udrenert totalspenningsanalyse ( $s_u$ )
3. Manuell effektivspenningsmodell ( $K_A, K_P$ )
4. Manuell, ADP, totalspenningsanalyse ( $\Delta\sigma_A, \Delta\sigma_P$ )

Vi skal bruke på de 2 første modellene i dag.

### 3.4 Ruheter

Ruheten oppgis ved andre fortegneregler enn i HB016. Der jorda forsøker å løfte spunten opp er ruheten positiv for begge sider av spunten.

Vertikal kapasitet av spunten beregnes for svevespunt.

### 3.5 Initialspenninger

#### Vertikalt

Spenninger foran og bak spunten blir ikke like. Ved å legge terrenglast og andre vertikale spenninger på jorda blir disse bare tilført på baksiden av spunten.

Initielt, aktivt og passivt grensejordtrykk blir dermed justert.

### 3.5 Initialspenninger forts.

#### Horisontalt

$K'_0$  og  $K_{\text{tot}}$  beregner horisontale spenninger foran og bak spunten.

Det er viktig å huske at ved totalspenninger blir  $K_{\text{tot}}$  nærmere 1,0.

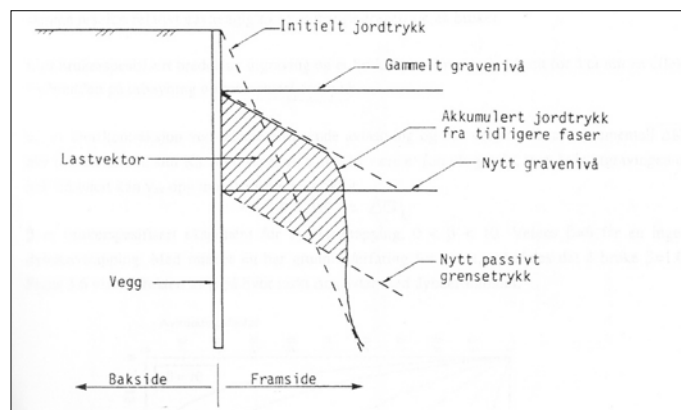
vertikale spenninger foran og bak spunten blir ikke like. Ved å legge terrenglast og andre vertikale spenninger på jorda blir disse bare tilført på baksiden av spunten.

Initielt horisontalt jordtrykk blir satt lik det som er beregnet bak spunten på begge sider.

Ved for lave verdier for  $K_0$  kan dermed grensetrykkene overskrides allerede før utgravingen starter.

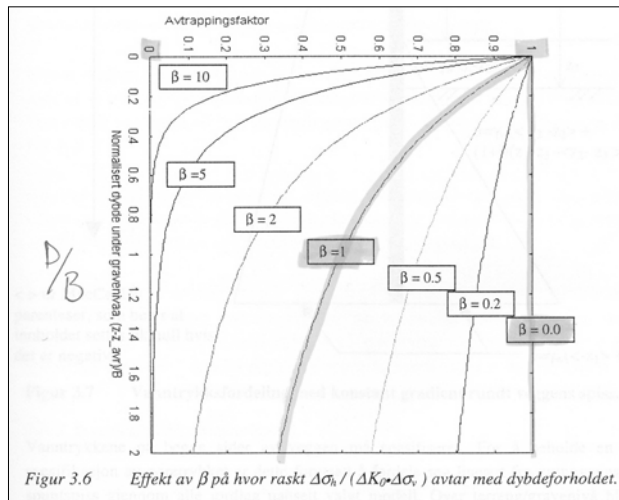
### 3.6 Definerings av last

#### 3.6.1 Last pga graving

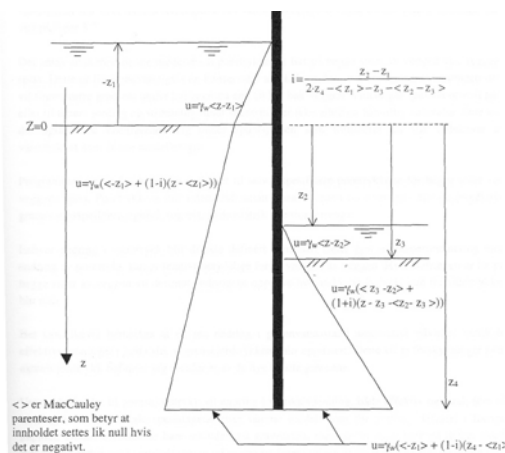


Figur 3.5 Lastvektor ved utgraving på framsiden hvis en antar tverrkontraksjon  $v_{\text{v}}=0,0$

3.6 Definerings av last forts.



3.6 Definerings av last forts.  
3.6.2 Last pga endringer i vanntrykk



**3.6 Definerings av last**

**3.6.3 Brukerpesifikasjon av laster**

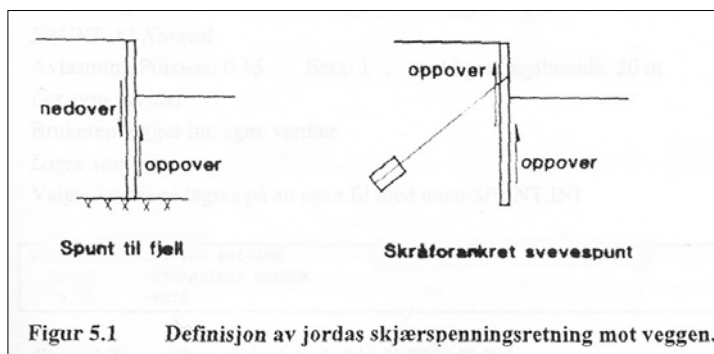
Enkeltlaster og fordelte laster kan legges inn.

**5 INNDATA / BRUK**

**5.2 Igangkjøringsfasen**

Ta opp inndata-arket.

Vedrørende ruhet gjelder følgende fortegnregel:



**5 INNDATA / BRUK****5.3 Endringsfasen**

Velg rediger i toppmenyen.

**5.3 Beregningsfasen**

Velg Ny beregning i toppmenyen.

*Gå igjennom en beregning med diskusjon av muligheter og fallgruver.*

**6 RESULTATUTSKRIFT****6.1 Resultatfil**

Følgende filtyper genereres:

- **\*\*\*.inp** – inputdata her ligger modellen
- **\*\*\*.res** – resultatfil (denne er omfangsrik)
- **\*\*\*.fas** – fasefil, oversikt over alle fasene
- **\*\*\*.his** – oversikt over hovedresultater
- **\*\*\*.tbl** – totale resultater for en fase

**6.2 Meldinger fra programmet**

Gå igjennom feilmeldinger.

*Data til programmet:* Samvirkeprogrammer simulerer arbeidet ved installasjon av konstruksjonen i jord. Det legges inn hvilke nivåer man graver til, hvilke krefter konstruksjonen utsettes for og hvilke stivheter og oppførsel stag, spunt, fotbolt og løsmasser har i de forskjellige faser.

*Grensetilstand:* Beregningen utføres i bruksgrensetilstand i sin helhet, men med lastfaktorer på ytre belastninger.

For kritiske faser for de forskjellige elementer innføres en svekking av jordmaterialet ved å innføre valgt dimensjonerende materialfaktor. Alternativt kan man benytte sikkerhetsfaktor på de oppnådde laster fra bruksgrenseberegningen.

Det anbefales at man alltid kontrollerer hva som skjer ved innføring av dimensjonerende materialfaktor da det har vist seg at man kan oppnå bruddtilstand og uventet store deformasjoner med tilhørende krefter selv om brukstilstanden ser OK ut.

*Stag:* For stag til fjell er stivheten en funksjon av lengden og stålarealet, mens for et løsmassestag, som vi har her, må stivheten vurderes ut fra hvilke lastkapasiteter og deformasjoner man tror løsmasseforankringen vil gi ved gitte laster.

Stagkreftene blir ofte beregnet til å være høyere ved bruk av samvirkeprogrammer enn ved tradisjonell hånd-regning. Stagkreftene er helt avhengige av hvor høyt staget forspennes. Dette har også vist seg å være riktig ifølge målinger på spunt som er instrumentert.

Dersom man forspenner staget over forventet aktivt trykk i endelig tilstand, er det naturlig at den endelige belastningen også blir høyere enn det aktive trykket. Man bør derfor vurdere hva man kan tillate av deformasjoner for konstruksjonen opp mot hvor store krefter man vil ha i staget.

Ved en stivere spunt vil spuntene dra på seg mer krefter i dybden slik at stagene må ha større kapasitet. Stivere (kraftigere) stag vil også dra på seg mer krefter enn myke stag.

*Spunt:* Spuntens stivhet angis med E-modul og treghetsmoment I.

Momentene blir ofte lavere ved å benytte samvirkeprogrammer enn ved tradisjonell hånd-regning. Spunten vil deformere seg før stagene monteres slik at relativdeformasjonene langs spunt-høyden blir mindre enn om man anser at spunten er fastholdt i en posisjon som tilsvarer spuntens utgangsposisjon.

Ved en stivere spunt vil spunten dra på seg mer krefter slik at momentene blir større og stagkreftene øker.

Ved stivere stag vil vi få mindre deformasjoner, høyere jordtrykk bak spunten og kreftene i stagene øker. Støttemomentene på spunten blir større.

Bestemmelse av spuntens fotdybde baserer seg på håndregning og kontrolleres mot mobiliserings-grad for løsmassene ved beregning med dimensjonerende materialfaktor i den kritiske fasen.

*Deformasjoner:* Deformasjonene oppstår som en funksjon av krefter og forholdet mellom spuntens, stagenes og jordens stivhet.

Ved en stivere spunt vil deformasjonene bli mindre, men spre seg mer i dybden. I tillegg vil spunten dra på seg mer krefter slik at stagene må ha større kapasitet og momentene blir større.

Ved stivere stag vil vi få mindre deformasjoner, høyere jordtrykk bak spunten og kreftene i stagene øker. Støttemomentene på spunten blir større.

*Ruhet:* Ruhet må angis manuelt. Det er viktig å være kritisk til hvor stor ruhet man våger å benytte. Ruhet  $r = 0$  gir størst krefter på veggen.

Under beregningsgangen vil programmet beregne hvor stor vertikalkomponent som er påført spunten og sammenligne den med den vertikalkapasitet spunten har i henhold til den ruheten som er angitt. Der vi har svevespunt må dette være i likevekt. Der spunten er rammet til fjell vil fjellet ta opp de skjærkreftene vi påfører spunten ved f.eks. skråstag.



## 10.6.1 Samvirkeprogrammer

**Spunt-A3**

Dette er ikke ment å være noen selvstendig forklaring på bruk av samvirkeprogrammer, men en diskusjon om en del av forskjellene mellom håndregning og samvirkeprogrammer.

For bruk av programmet spunt A3 som er benyttet her henvises til brukermanual fra SINTEF.

Vi ser på et av de foregående eksemplene, eksempel 2 og benytter de samme jorddata som i dette eksempelet.

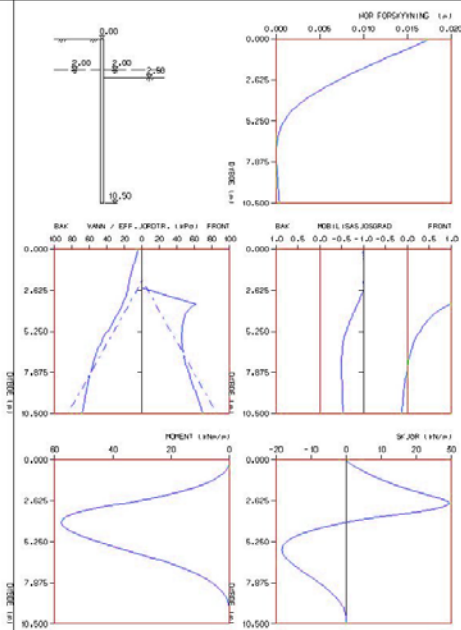
I tillegg velger vi en spunt med motstandsmoment på om lag 1600 cm<sup>3</sup>/m og treghetsmoment på 25000 cm<sup>4</sup>/m.

Input-filen til SpuntA3 blir seende slik ut:

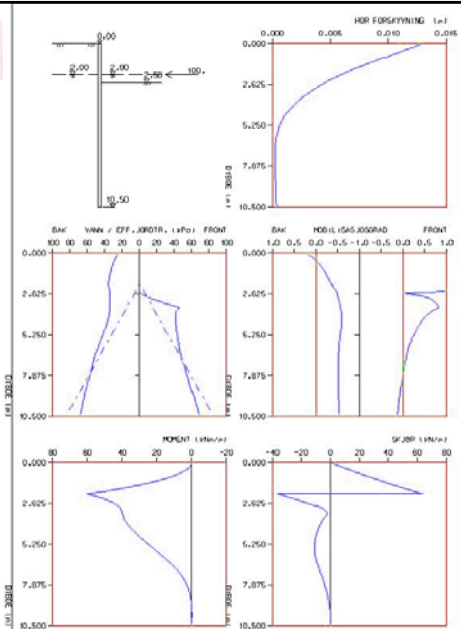
```

**** DETTE ER EN INPUTFIL TIL PROGRAMMET SPUNT-A3 ****
Prosjektittel: Eks.2 - Forankret spuntvegg,  Ruhet, r = 0,3 bakside, r = 0,5 forside
meter kN      : enheter lengde/kraft (endres ikke !!!)
  106         : antall elementer (endres vanskelig)
  106         : antall virksomme element
  0.50        : ruhet framside (hvis positiv er skjærspenning
 -0.30        : ruhet bakside rettet oppover, dvs. opploft)
 100.00       : referansespenning (endres ikke !!!)
  20.00       : terrenglast bak veggen
  2.00        : initiell grunnvannstand
 10.00        : romvekt vann
  1.00        : materialkoeffisient, gamma_m
 40.00        : bredde av utgraving
  0.15        : tverrkontraksjonstall ved avlastning, ny_av
  1.0         : dybdeeffektsekspONENT i gravemodell, beta
*** Elementdata ***
El.nr.  E-modul      Tregghetsmom.
  1      0.210000E+09  0.250000E-03
..... osv.....til element.....
 106     0.210000E+09  0.250000E-03
*** Data i knutepunktene ***
* Parametere avhengig av jordmodell som gitt i kolonne nr 1 *
#1 Knr. Zkooor. Gamma pvtilll Atr. Tgfi Koeff. mo      n
  1  1      0.00  20.00  0.00  0.00  0.70  0.50  150.00  0.50
..... osv.....til element.....
  1 107  10.50  20.00  0.00  0.00  0.70  0.50  150.00  0.50

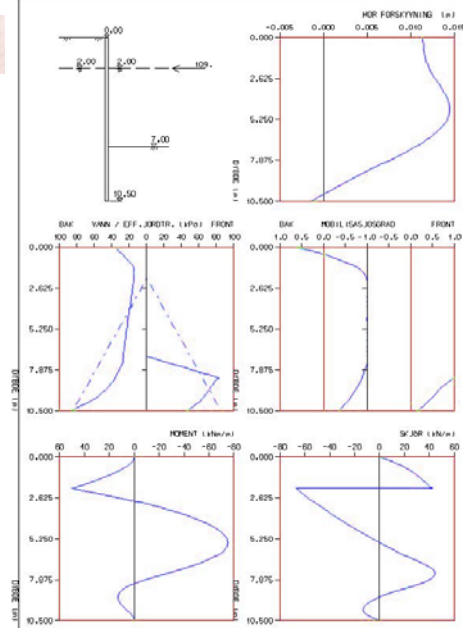
```



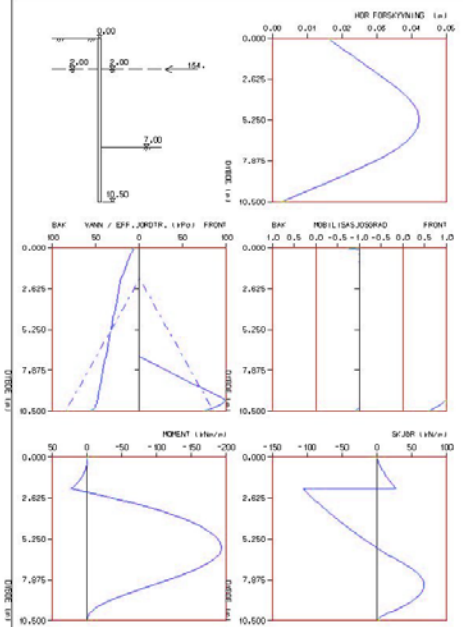
Analysert med Spunntek v. 1.6 - SAMBETING Geoteknik  
 Eks.2 - Forankret spuntvegg.  
 Ruhet,  $r = 0,3$  bakside,  $r = 0,5$  forside  
 FASE : 1  
 Optimal Geoteknikk AS  
 Prosjekt  
 Eop. 10,5 Spunt  
 2005.1.25  
 1



Analysert med Spunntek v. 1.6 - SAMBETING Geoteknik  
 Eks.2 - Forankret spuntvegg.  
 Ruhet,  $r = 0,3$  bakside,  $r = 0,5$  forside  
 FASE : 2  
 Optimal Geoteknikk AS  
 Prosjekt  
 Eop. 10,5 Spunt  
 2005.1.25  
 2



Objekt: Vest-Sørst. 14 - SRS/AN/Geoteknik  
 Eks.2 - Forankret spuntvegg.  
 Ruhet,  $r = 0,3$  bakside,  $r = 0,5$  forside  
 FASE : 5 Optimal Geoteknikk AS  
 RIB-BA  
 Kap. 10.5 Spunt  
 Rev  
 2005.1.25  
 Rev  
 5



Objekt: Vest-Sørst. 14 - SRS/AN/Geoteknik  
 Eks.2 - Forankret spuntvegg.  
 Ruhet,  $r = 0,3$  bakside,  $r = 0,5$  forside  
 FASE : 4 Optimal Geoteknikk AS  
 RIB-BA  
 Kap. 10.5 Spunt  
 Rev  
 2005.1.25  
 Rev  
 4





**Statens Vegvesen Vegdirektoratet**

**prosjektering**  
**av**

**spuntkonstruksjoner**

**Case 1 – beregnes i bruk- og bruddgrensetilstanden**

**Data fra E18 Høvik – Frydenhaug profil 2420, spunt i borpkt 4838.**

**Spunt til fjell, avgraving til kt.+5 for temporær spuntvegg**

**Bruk:**

**stag**

**fjellfot**

**en beregning med su-modell (aktiv og passiv styrke)**

**eller**

**en beregning med a-f modell og vanntrykk**

**Dokumentasjon av beregninger som skal presenteres:**

- Prosjekteringsforutsetninger
- Spuntberegninger – jord
- Dimensjonerende krefter for stag og fot
- Dimensjonerende momenter og krefter for spunt
- Uttegning av faser fra spuntA3 grafisk og
- Utskrift av nødvendige filer

## Regionalt kurs (3 dager) i spuntberegninger

Kurset inngår som en del av GEOSØR-prosjektet (202951 – ansvar 20055) Geoteknisk spesialisering for geoteknikerne i Region sør.

Kurset (del 1) starter mandag 20. november 2006 kl. 10:00 på First hotel Ambassadeur i Drammen, og avsluttes tirsdag 21. november 2006 ca. kl. 16:00.

Mer info om kurshotellet finner du: <http://www.firsthotels.no/ambassadeur>

Del 2 (1 dag) vil forhåpentligvis bli arrangert i Skien i desember 2006, men det er ikke endelig bestemt. Jeg regner med at dette avklares i samråd foredragsholder(e) og kursdeltagere i løpet av del 1 (20.-21.11.2006).

Dersom det er behov for det kan dere ta kontakt direkte med hotellet (Tlf. 31012100) for å booke rom fra søndag 19. november 2006.

Dersom dere ankommer Drammen mandag 20. november 2006 er kursstart planlagt til kl. 10:00, og det vil da være bestilt overnatting for dere 20.-21. november 2006.

Se for øvrig på vedlagte foreløpige program og deltakerliste.

Vi minner om at en må ha med bærbar PC med aktuell programvare, brukermanual for programmet Spunta3, håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging, samt egnet tøy/verneutstyr for befaringen på anlegget.

Ta kontakt dersom der er feil, mangler eller spørsmål knyttet til kurset e.l..

Kursdeltagerne fra Vegteknisk seksjon bes merke seg følgende:

- Egen reiseregning for dette kurset
- Medgått tid belastes prosjekt 202951 RRV GEOSØR
- Tid ut over vanlig arbeidstid registreres som reisetid (MinTid/Skjemasys)

Vi sees på kurset!

Mvh

Bjørn K. Dolva

Tlf.: 915 85 057

Skien - 19. november 2006



## Kursprogram 19112006

### Del 1- dag 1: Mandag 20. november 2006 kl.: 10:00 – 19:00

#### 10:00-10:15 Leksjon 1.1: Grete Tvedt (15 min)

- Faser i prosjektering, Hovedplan – detaljplan – byggeplan. Hvor mye skal vurderes og utføres i hvilke faser.
- Fornuftig organisering av prosjekteringsarbeidet, tverrfaglig samarbeid/kontroll
- Roller – BH / rådgiver / entreprenør – kontraktsformer

#### 10:15-10:35 Leksjon 1.2: Frode Oset (20 min)

- Nødvendig undersøkelsesomfang og bakgrunnsmateriale, hvor mye i hvilke faser.
- Lab og felt. treksialforsøk – ødometer. Hvordan sjekke kvalitet av undersøkelser.

#### **10:35-10:50 Pause 15 min luft**

#### 10:50-11:20 Leksjon 1.3: Tor Erik Frydenlund (20 min)

- Basiskunnskaper. Beregning av jordtrykk fra Hb016 kap 5.

#### 11:20-12:00 Leksjon 1.4: Tor Erik Frydenlund (40 min)

- Basiskunnskaper. Gjennomgang av eksempler kap. 10.6 i Hb 016

#### **12:00-12:45 Lunsjpause - mat & drikke på hotellet**

#### 12:45-15:15 Anleggsbefaring på E18 Frydenhaug – Eik. Grete Tvedt

#### 15:15-15:55 Leksjon 1.5: Guro Brendbekken (40 min)

- Hva bør legges til grunn for beregninger, Utarbeidelse av prosjekteringsforutsetninger (levende notat) med vurdering av prosjektet og rammeforhold (innholdsfortegnelse)
- Geoteknisk prosjekteringsklasse, sikkerhetsnivå, kontrollnivå ++
- Norske standarder og andre relevante håndbøker o.l. mhp. beregning, beskrivelse og tegninger (referanseliste) Spunkonstruksjoner i praksis – prosjektering og utførelse (NTNU 1998) NGI Pub.16

#### 15:55-17:10 Leksjon 1.6: Guro Brendbekken (30 min + pause + 30 min)

- Samvirkeanalyser (parametergrunnlag, overslag og kjøring av program SPUNT-A3)
- Parametervalg for jordmateriale – treksialforsøk – ødometer – stivhetsbegreper, jordtrykk, ruheter ++
- Inputparametere for vegg og avstivinger i Spunt A3

#### **17:10-17:25 Pause 15 min luft**

#### 17:25 Leksjon 1.7: Guro Brendbekken (20 min + arbeid utover kvelden.)

- Case – 1 stagrad + fjellfot enkel input effektivt lag + totalspenningslag (med leksehjelp)
- Deltagerne skal sette opp et notat med prosjekteringsforutsetninger + gjøre beregninger i brudd og brukstilstand + presentere resultater ved utskrifter fra SpuntA3

#### **20:00 Middag på [Skutebrygga Restaurant](#) - gangavstand fra hotellet, - dvs luft, mat & drikke**

## **Del 1- dag 2: Tirsdag 21. november 2006 kl.: 08:00 – 16:00**

08:00-08:40 Leksjon 2.1: De enkelte "lag" presenterer og forklarer (40 min)

- Prosjekteringsforutsetninger + utskrifter av beregninger fra SpuntA3

08:40-09:20 Leksjon 2.2: Guro Brendbekken (40 min)

- Rapportering og dokumentasjon av beregninger – innholdsfortegnelse for spuntberegninger, diskusjon av enkelt case fra dagen før.

**09:20-09:35 Pause 15 min luft**

09:35-11:10 Leksjon 2.3: Guro Brendbekken (40 min + pause + 40 min)

- Dimensjonering av stål (fot, stag, puter og innvendige stivere) i alle grensetilstander
- Permanent spunt – korrosjonsberegninger for hele konstruksjonen inkl. stiver/stag/puter/fot
- Rapportering og dokumentasjon av beregninger – innholdsfortegnelse oppdatert

**11:10-11:25 Pause 15 min luft**

11:25-12:05 Leksjon 2.4: Guro Brendbekken (40 min)

- Deformasjoner vs gravedybder/oppspenning/jordtrykk hellende terreng/stabiliserte masser/trange utgravinger
- Gå igjennom en del "spesialiteter" ved beregning av vegger

**12:05-13:00 Lunsjpause - mat & drikke på hotellet**

Leksjon 2.5: Guro Brendbekken (40 min + oppfølging før avreise)

- Case – 3 stigrader varieres med geometri/laster/varierende deformasjonskrav, i bruks-, ved brudd- og i ulykkesgrensetilstanden (med leksehjelp)

16:00 Avslutning og hjemreise

## **Del 2 - dag 1: xx. desember 2006/yy. januar 2007 kl.: 10:00 – 16:00 i Skien**

### 08:30-09:30 Leksjon 2.1: *De enkelte "lag" presenterer og forklarer (60 min)*

- Case – 3 stagrader varieres med geometri/laster/varierende deformasjonskrav – Resultater fra hjemmelekser presenteres - hvert lag får 10 – 15 minutter til å legge fram prosjekteringsforutsetninger, valg av konstruksjon, resultater

### 09:30-10:00 Leksjon 2.2: *Guro Brendbekken (30 min)*

- Valg av prinsipp for vegg (Opplisting av veggtyper / stiver eller stagsystemer / stabiliseringsmetoder med fordeler – ulemper, naboforhold, vanntetting, deformasjoner vs. gravedybder / vertikal-bæring ++)

### **10:00-10:15 Pause 15 min luft**

### 10:15-11:50 Leksjon 2.3: *Guro Brendbekken (40min + pause + 40 min)*

- Beskrivelse Hb026(anbudsbeskrivelse med kontrollarbeid, mengdeoppsett og tegning) - lage fornuftig forslag til tegningsliste for å kontrollere alle aspekter ved prosjekteringen, med eksempler på spesiell beskrivelse + eksempler på tegninger

### **11:50-12:35 Lunsjpause - mat & drikke på distriktskontoret (i Skien)**

### 12:35-13:05 Leksjon 2.4: *Guro Brendbekken (30 min)*

- Aktuelle fallgruber – spesielle situasjoner (anleggstrafikk i/ved byggegropa, hydraulisk grunnbrudd) Anleggsgjennomføringen i 016, - bilder som eksempler– ramming, boring med uten vann/luft, vanntap

### 13:05-13:45 Leksjon 2.5: *Foredragsholder ikke avklart (40 min)*

- Anleggs- og utstyrserfaringer
- Hva er dyrt og hva er billig å bygge.

### **13:45-14:00 Pause 15 min luft**

### 14:00-15:30 Leksjon 2.6:

- Erfaringer (3 x 30min)
  - E18 Kristiansand - Oddernestunnelen /Inge Grosås
  - E18 Frydenhaug - Eik /Grete Tvedt /Erik Skredsvig
  - E18 Høvik - Frydenhaug /Grete Tvedt

### **15:30 Oppsummering, avslutning og hjemreise**

**Statens Vegvesen Vegdirektoratet**

**prosjektering**  
**av**

**spuntkonstruksjoner**

**Case 1 – beregnes i bruk, brudd og ulykkesgrensetilstanden**

**Data fra E18 Høvik – Frydenhaug profil 2420**

**Spunt til fjell, avgraving til kt.+5 for temporære spuntvegg**

**Bruk:**

**stag**

**fjellfot**

**en beregning med su-modell (aktiv og passiv styrke)**

**+ en beregning med  $a-\phi$  modell og vanntrykk dersom dere  
rekker det**

**Dokumentasjon av beregninger som skal presenteres:**

- Prosjekteringsforutsetninger
- Spuntberegninger – jord
- Dimensjonerende krefter for stag og fot
- Dimensjonerende momenter og krefter for spunt
- Uttegning av faser fra spuntA3 grafisk og
- Utskrift av nødvendige filer

**Presentasjon av inndataskjema for spuntA3:**

- Modell jordmateriale
- Stivheter spunt, stag og fot
- Faser
- Uttegning av faser fra spuntA3 grafisk og
- Utskrift av nødvendige filer



# Statens Vegvesen Vegdirektoratet

## prosjektering av

# spuntkonstruksjoner

### 10.3.7 Temporær spunt, prosjekteringsprinsipper

Vi finner kritiske faser uavhengig av om dette er i første, siste eller permanent fase.

Bruddsituasjonen finnes ved å innføre valgt materialfaktor  $\gamma_m$  for jordmaterialet i kritiske faser samt i den endelige situasjon.

For kritiske snitt i brudd-situasjonen kontrolleres følgende:

I bruddtilstanden:

$$\sigma_{\text{dbrudd}} = M_{\text{brudd}}/W + N_{\text{brudd}}/A \leq f_{\text{dbrudd}}$$
$$f_{\text{dbrudd}} = f_y / \gamma_{\text{mstålbrudd}} = 355/1,15 = 309 \text{ N/mm}^2.$$

2.ordens momenter kommer i tillegg til det ovenstående. De legges til totalbelastningen der normal-kraften i spunten blir høy ( $N/N_d > 0,1$ ) og/eller der deformasjonene i spunten blir store ( $\delta > 5\text{cm}$ ) i bruks-tilstanden.

**10.3.8 Permanent spunt, prosjekteringsprinsipper**

I tillegg til vurderingene for temporær spunt vurderes bestandighet i den permanente situasjonen.

Korrosjon

Stålspunt oppdimensjoneres for et korrosjonstap f.eks. på 0,025 mm pr. år over 100 år. Det gir 2,5 mm ensidig og 5 mm tosidig korrosjon over levetiden.

Korrosjonsmonn må vurderes i forhold til grunnforholdene på stedet.

Det beregnes redusert motstand-moment  $W_{\text{korr}}$  og redusert stålareal  $A_{\text{korr}}$  for tverrsnittet.

**10.3.8 Permanent spunt, prosjekteringsprinsipper forts**

For permanentsituasjonen kontrolleres spuntene i brukstilstand.

$$\sigma_{\text{dbruk}} = M_{\text{brukperm}}/W_{\text{korr}} + N_{\text{brukperm}}/A_{\text{korr}} \leq f_{\text{dkorr}}$$

$$f_{\text{dkorr}} = f_y / \gamma_{\text{mstålkor}} = 355/1,15 = 309 \text{ N/mm}^2.$$

2.ordens momenter kommer i tillegg til det ovenstående. De legges til totalbelastningen der normal-kraften i spuntene blir høy ( $N/N_{\text{dkorr}} > 0,1$ ) og/eller der deformasjonene i spuntene blir store ( $d > 5\text{cm}$ ) i permanent bruks-tilstand.

Styrkereduksjon eller effekt av kryp må vurderes for langtidstilstanden.

### 10.5.1 Innvendige avstivninger

Innvendige avstivninger kan benyttes ofte

- ved mindre utgravninger
- økonomisk gunstig og/eller fremdriftsmessig gunstig
- Der det er vanskelig å sette stag pga. grunnforhold, plassforhold, nabobygg eller lignende.
- Unngå boring av stag pga senking av grunnvannstand.

Det benyttes nå for det meste stålprofiler samt støpte betongdekker (f.eks. bunn/tak i tunneler). Det er mulig å forspenne stålprofiler.

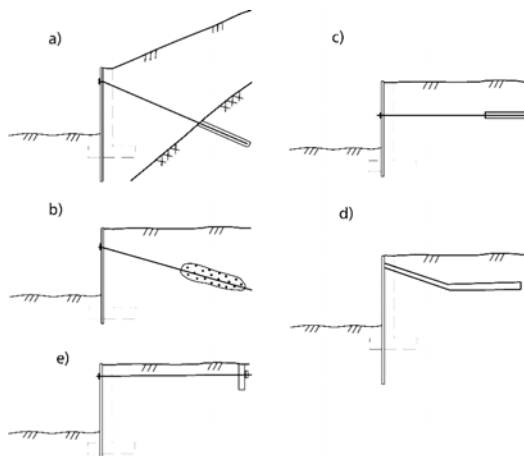
Magerbetonglag som stiver bør ikke dette være tynnere enn 15 cm. Videre bør det, spesielt ved større spenn, vurderes nettarmering i magerbetongen.

Stiveren må kontrolleres mot knekking ihht NS3472

Ikke etabler plattformer for maskineri eller lagring av materialer oppå stivere som ikke er dimensjonert for dette.

### 10.5.2 Forankringer – stag

For større utgravninger samt for permanente konstruksjoner er det vanlig å ta opp horisontalkreftene ved forankringer.





**10.5.2 Forankringer – stag forts****Injiserte stag i fjell**

Komponentene i et fjellstag er forankringshodet (låsehode), en fri staglengde gjennom løsmasser samt forankringslengden i fjell.

Stagets kapasitet er avhengig av stålets kapasitet samt av forankringens kapasitet. For permanente stag skal det tas hensyn til korrosjon.

Last på stagene vil være forskjellig for de ulike fasene i arbeidet og stagenes kapasitet må kontrolleres for alle faser.

Det skal også kontrolleres for ulykkestilstand,

**10.5.2 Forankringer – stag forts****Temporære stag til fjell, prosjekteringsprinsipper**

Vi finner kritisk fase uavhengig om dette er permanent eller midlertidig fase.

Bruddgrenseverdier finnes ved å innføre materialfaktor  $\gamma_m$  for jordmaterialet i kritiske faser samt i den endelige situasjon.

For stagene kontrolleres følgende:

**I bruddtilstanden:**

$$f_d \geq f_{02} / \gamma_{mbrudd} = f_u / (1,2 \cdot \gamma_{mbrudd}) = 0,65 \cdot f_u$$

slik at installert kapasitet er større enn dimensjonerende bruddlast

$$N_i = \#lisser \cdot f_d \cdot A_{lisse} = \#lisser \cdot 0,65 \cdot 1,860 \cdot 140 =$$

$$\#lisser \cdot 169 \text{ kN} \geq N_{dbrudd}$$

**10.5.2 Forankringer – stag, forts**

Ulykkestilstanden er stagbortfall.

Den kontrolleres fra staglaster som baserer seg på beregninger i brukstilstanden.

- For stag i første stegrad regnes med formfaktor  $K_{form} = 1,3 - 1,5$
- For stag i 2. stegrad og dypere regnes med formfaktor  $K_{form} = 1,2 - 1,3$

I tillegg kan vi bruke formfaktoren til å dekke spesielle situasjoner som kan oppstå, for eksempel  $K_{form} = 1,4$  for 2.stegrad hvis vi skal grave seksjonsvis til avstivende magerplate på planum.

*Merk:  $K_{form}$  ivaretar kun omfordeling av krefter ved bortfall av stag*

**I ulykkes-tilstanden:**

$$N_i \geq N_{dulykke} \quad \text{og} \quad N_{dulykke} = N_{dbruk} \cdot K_{form}$$

**10.5.2 Forankringer – stag forts**

Under prøveoppspanning skal aldri lastnivåer for stagene beskrevet under overskrides. Dette av hensyn til puter og konstruksjoner samt stagets integritet.

**I prøveoppspanningstilstanden:**

$$f_{prøve} \leq 0,85 \cdot f_{02} = f_u / (1,2 \cdot g_{mprøve}) = 0,75 \cdot f_u$$

$$N_p \leq \#lisser \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_{lisse} = \#lisser \cdot 0,75 \cdot 1,860 \cdot 140 = \#lisser \cdot 195 \text{ kN}$$

**Permanente stag til fjell, prosjekteringsprinsipper**

Stag, forankringssone og staghoder skal utføres med dobbelt korrosjonsbeskyttelse.

Stagene kan ikke utnyttes like høyt i permanent-fasen.

**10.5.2 Forankringer – stag forts**

For permanente stag kontrolleres følgende:

**I bruddtilstanden:**

$$f_{dperm} \geq f_{02} / \gamma_{mperm} = f_u / (1,2 \cdot \gamma_{mperm}) = 0,5 \cdot f_u$$

slik at installert kapasitet er større enn dimensjonerende bruddlast i permanent tilstand

$$N_{iperm} = \#lisser \cdot f_{dperm} \cdot A_{lisse} = \#lisser \cdot 0,5 \cdot 1,860 \cdot 140 = \\ \#lisser \cdot 130 \text{ kN} \geq N_{dperm}$$

**Beregning av forankringslengde i fjell.**

Det skal beregnes:

**Nødvendig heftlengde mørtel – stål**

- for enkelt lisse
- for samlet bunt med lisser

**Nødvendig heftlengde mørtel – fjellhull**

**Beregning av forankringslengde i fjell, forts.**

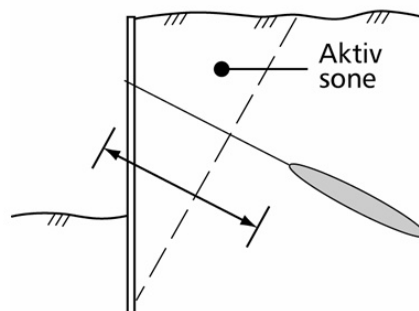
Det skal også beregnes:

**Utriving av fjell-legeme for fjell**

- for prisme på 2 x 2m
- med antatt skjærstyrke for fjell

**Oppløfting av fjell-legeme ved sterkt oppsprukket fjell**

- for kjegle av fjell med romvekt for berg
- med antatt skjærstyrke på sprekker i fjell

**10.5.2 Forankringer – stag forts****10.5.2.3 Injiserte og ekspanderte stag i løsmasser.**

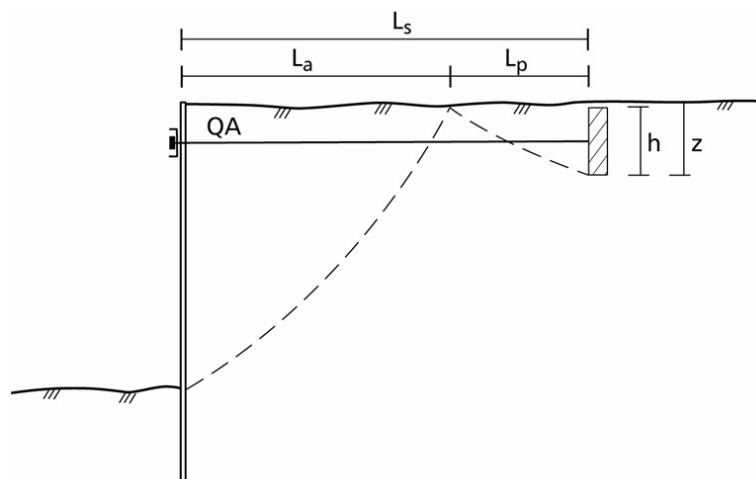
**10.5.2 Forankringer – stag forts**

Ved vurdering av friksjonsmotstand skal normaltrykket mot sylinderen alltid kontrolleres mot oppnådd mottrykk under injeksjonen. Dette trykket vil gi en god indikasjon på hvilket totalt trykk som kan oppnås i løsmassene mot sylinderen, og dermed hvilken total kapasitet staget har.

Alle løsmassestag bør prøveoppspennes til en last som ligger godt over beregnet kapasitet.

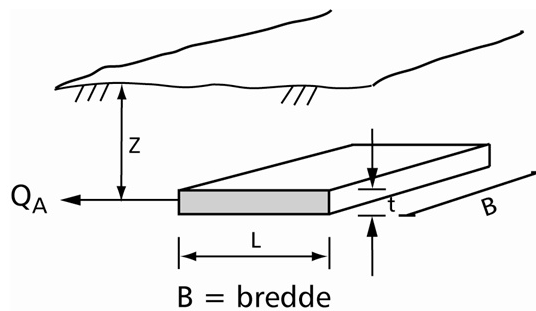
Stivheter for løsmassestag er komplisert å vurdere. Vær forsiktig med å regne med høy stivhet. Den endelige stivheten må vurderes mot prøveopp-spenningen under anleggsarbeidet og reberegning må evt. utføres.

Krypeffekter bør også kvantifiseres med grunnlag i prøveoppspenningen og kontrolleres mot forutsetningene slik at man ikke får problemer med disse etter at staget er satt og spent.

**10.5.2.4 Vertikal forankringsvegg**

**10.5.2 Forankringer – stag forts**

## 10.5.2.5 Horizontal forankringsplate

**10.5.3 Puter**

Puter monteres for å fordele lasten fra jordtrykket via spunt og puter til stagene.

Putene dimensjoneres i bruddgrensetilstanden og kontrolleres for ulykkesgrensetilstanden.

Den horisontale jordtrykkslasten beregnes. Det horisontale jordtrykket fra jorda dekomponeres i forhold til vinkel på avstiving til lasten,  $q$ , mot putene.

Der det ikke benyttes puter, skal lastfordelingen mellom stagene mot spunten dokumenteres på annen måte.

### 10.5.3 Puter forts

For kritiske snitt og faser kontrolleres høyeste beregnede linjelast for putene i bruddgrense-tilstanden. Brudd-grense-tilstanden finnes ved å innføre materialfaktor  $\gamma_m$  for jordmaterialet i kritiske faser samt i den endelige situasjon.

Det skal utføres konstruktive tiltak for å sikre at putene er kontinuerlige og fastholdt mot vipping.

#### I bruddtilstanden:

Momentkapasiteten til putene regnes ut fra en antagelse om jevnt fordelt last på kontinuerlige puter uten vipping. Det legges inn en formfaktor,  $K_{form} = 1,2$  for å ta høyde for unøyaktigheter i plassering samt det faktum at vi ikke har en jevn fordelt last, men lastoverføring mot flere oppleggspunkter på spunten.

$$M_{dbrudd} = K_{form} \cdot q \cdot l^2 / 12 \Rightarrow M_{dbrudd} = q \cdot l^2 / 10$$

$l$  = senteravstand mellom stagenes,

$q$  = last i stagenes retning vinkelrett på putene

### 10.5.3 Puter forts

Dimensjonering av puter i bruddgrense utføres med en materialfaktor for stålet  $\gamma_{mstålbrudd} = 1,15$  ved meget alvorlig bruddkonsekvens og normal kontroll av arbeidene.

Installert momentkapasitet,  $M_i$ , for putene skal være større enn dimensjonerende moment,  $M_{dbrudd}$ .

$$M_i = W \cdot f_y / \gamma_{mstålbrudd} \geq M_{dbrudd}$$

**10.5.3 Puter forts**

I ulykkestilstanden:

Ulykkestilstanden for puter opptrer ved stagbrudd.

Det vurderes i hvert enkelt tilfelle om ulykkestilstanden skal dekkes opp med doble stag i hver pute-ende.

Tilstanden kontrolleres for laster som baserer seg på beregninger i brukstilstanden.

Dimensjonerende moment beregnes med 3 flyteledd i putene.

Materialfaktor for stål er  $\gamma_{m\text{stålulykke}} = 1,0$ .

**10.5.3 Puter forts**

Det legges inn en reduksjonsfaktor, for å modellere reduksjon i jordtrykket ved store deformasjoner og lastomfordeling ved et stagbrudd.

$$q_{\text{dulykke}} = \lambda_{\text{red}} \cdot q_{\text{dbruk}} \quad \lambda_{\text{red}} = 0,7 - 1,0$$

$$M_{\text{dulykke}} = q_{\text{dulykke}} \cdot L^2 / 16 = \lambda_{\text{red}} \cdot q_{\text{dbruk}} \cdot l^2 / 4$$

$L = 2 \cdot l$  der  $l$  = cc mellom stagene før stagbrudd,  
 $q_{\text{dbruk}}$  dimensjonerende linjelast i stagenes retning, vinkelrett på putene  
beregnet i bruksgrensetilstand

Det brukes plastisk motstandsmoment for å beregne installert momentkapasitet. Installert kapasitet skal være større enn dimensjonerende kapasitet.

$$M_i = W_{\text{plast}} \cdot f_y \geq M_{\text{dbrudd}} \quad W_{\text{plast}} \approx W_{\text{elast}} \cdot 1,2 \text{ for U-profiler}$$



### 10.5.3 Puter forts

#### Permanente puter, prosjekteringsprinsipper

I tillegg til vurderingene for temporær spunt, vurderes bestandighet i den permanente situasjonen. Putene skal korrosjonsbeskyttes. Dette utføres oftest som innstøping av putene.

I denne tilstanden regnes ikke stagbortfall som ulykkestilstand.

Det utføres ingen spesielle beregninger for puter under disse forutsetninger.

### 10.5.4 Spuntfot

Det er ofte behov for å ta horisontale og vertikale krefter i spuntfoten i tillegg til forankringene og/eller stiverne.

#### **10.5.4.1 Horisontal kapasitet**

Dersom det passive motholdet fra jorda foran spuntten ikke er tilstrekkelig, må spuntfoten sikres. Den vanligste måten å gjøre dette på er ved å etablere fotbolter.

Det er mer sjelden brukt påsveiset spiss på spuntten som rammes inn i fjell.

I forbindelse med undersprengning/ustabilt fjell kan sikringen utføres med innboring av skrå kamstål som sveises fast opp langs spuntten eller støpes inn i en betongdrager langs spuntfoten.

#### 10.5.4 Spuntpot forts

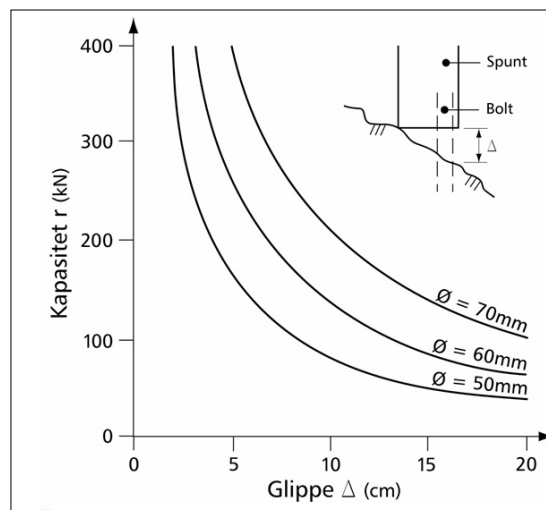
##### Temporære fotbolter, prosjekteringsprinsipper

Fotbolter dimensjoneres som regel etter momentkapasitet for boltene. Det regnes normalt med en glippe på 50 – 100 mm som dimensjonerende avstand fra UK spunt til OK fjell.

For å ta høyde for usikkerhet ved fjell kan det monteres 2 rør pr. spuntnål for å ha en ekstra sikkerhet dersom glippen blir stor for den første boltene.

Boltene skal gyses fast i fjell.

Ved bruk av høyfast stål må også innfestingen av boltene til spuntene vurderes.



**10.5.4 Spuntpot forts**Permanente fotbolter, prosjekteringsprinsipper

Bestandighet vurderes i den permanente situasjonen. Boltene skal gyses fast i fjell. Dette regnes allikevel ikke som tilstrekkelig korrosjonsbeskyttelse for boltene.

Boltene oppdimensjoneres for et korrosjonstap på for eksempel 0,03 mm pr. år over 100 år. Det gir 3 mm ensidig og 6 mm tosidig korrosjon over levetiden. Dvs et ståltap på 6 mm på boltediameteren.

Alternativt kan syrefast stål vurderes. Bestandighet over 100 års levetid skal da dokumenteres.

**10.5.4 Spuntpot forts**10.5.4.4 Vertikal kapasitet

Dersom spuntten skal overføre vertikale laster til fjell, skal det utarbeides et rammekriterium som verifiserer spuntens vertikale bæreevne.

# Statens Vegvesen Vegdirektoratet

## prosjektering av

# spunkonstruksjoner

*Data til programmet:* Samvirkeprogrammer simulerer arbeidet ved installasjon av konstruksjonen i jord. Det legges inn hvilke nivåer man graver til, hvilke krefter konstruksjonen utsettes for og hvilke stivheter og oppførsel stag, spunt, fotbolt og løsmasser har i de forskjellige faser.

*Grensetilstand:* Beregningen utføres i bruksgrensetilstand i sin helhet, men med lastfaktorer på ytre belastninger.

For kritiske faser for de forskjellige elementer innføres en svekking av jordmaterialet ved å innføre valgt dimensjonerende materialfaktor. Alternativt kan man benytte sikkerhetsfaktor på de oppnådde laster fra bruksgrenseberegningen.

Det anbefales at man alltid kontrollerer hva som skjer ved innføring av dimensjonerende materialfaktor da det har vist seg at man kan oppnå bruddtilstand og uventet store deformasjoner med tilhørende krefter selv om brukstilstanden ser OK ut.

*Stag:* For stag til fjell er stivheten en funksjon av lengden og stålarealet, mens for et løsmassestag, som vi har her, må stivheten vurderes ut fra hvilke lastkapasiteter og deformasjoner man tror løsmasseforankringen vil gi ved gitte laster.

Stagkreftene blir ofte beregnet til å være høyere ved bruk av samvirkeprogrammer enn ved tradisjonell hånd-regning. Stagkreftene er helt avhengige av hvor høyt staget forspennes. Dette har også vist seg å være riktig ifølge målinger på spunt som er instrumentert.

Dersom man forspenner staget over forventet aktivt trykk i endelig tilstand, er det naturlig at den endelige belastningen også blir høyere enn det aktive trykket. Man bør derfor vurdere hva man kan tillate av deformasjoner for konstruksjonen opp mot hvor store krefter man vil ha i staget.

Ved en stivere spunt vil spunten dra på seg mer krefter i dybden slik at stagene må ha større kapasitet. Stivere (kraftigere) stag vil også dra på seg mer krefter enn myke stag.

*Spunt:* Spuntens stivhet angis med E-modul og treghetsmoment I.

Momentene blir ofte lavere ved å benytte samvirkeprogrammer enn ved tradisjonell hånd-regning. Spunten vil deformere seg før stagene monteres slik at relativdeformasjonene langs spunt-høyden blir mindre enn om man anser at spunten er fastholdt i en posisjon som tilsvarer spuntens utgangsposisjon.

Ved en stivere spunt vil spunten dra på seg mer krefter slik at momentene blir større og stagkreftene øker.

Ved stivere stag vil vi få mindre deformasjoner, høyere jordtrykk bak spunten og kreftene i stagene øker. Støttemomentene på spunten blir større.

Bestemmelse av spuntens fotdybde baserer seg på håndregning og kontrolleres mot mobiliserings-grad for løsmassene ved beregning med dimensjonerende materialfaktor i den kritiske fasen.

*Deformasjoner:* Deformasjonene oppstår som en funksjon av krefter og forholdet mellom spuntens, stagenes og jordens stivhet.

Ved en stivere spunt vil deformasjonene bli mindre, men spre seg mer i dybden. I tillegg vil spuntens dra på seg mer krefter slik at stagene må ha større kapasitet og momentene blir større.

Ved stivere stag vil vi få mindre deformasjoner, høyere jordtrykk bak spuntens og kreftene i stagenes øker. Støttemomentene på spuntens blir større.

*Ruhet:* Ruhet må angis manuelt. Det er viktig å være kritisk til hvor stor ruhet man våger å benytte. Ruhet  $r = 0$  gir størst krefter på veggen.

Under beregningsgangen vil programmet beregne hvor stor vertikalkomponent som er påført spuntens og sammenligne den med den vertikalkapasitet spuntens har i henhold til den ruheten som er angitt. Der vi har svevospunt må dette være i likevekt. Der spuntens er rammet til fjell vil fjellet ta opp de skjærkreftene vi påfører spuntens ved f.eks. skråstag.

### SPESIALITETER OG SPESIELLE SITUASJONER

- Diskutere stivheter i systemer
- Innvendige stivere kontra stag (hvordan regne ut stivhet + hva er usikkerheter)
- Bruk av strekkfaste stivere?
- Effekt av ruheter på spuntveggen
- Gå igjennom forskjeller ved høy/lav oppspenning på deformasjoner og momenter/stagkrefter og sammenligne med grensesnitt
- Styltespunt
- Forskjellige metoder for innspenning og stivhet i fot
- Stivhet av løsmassestag
- Kapping av stag
- Varierende effekt av vanntrykk (dren – ikke dren)

**SPESIALITETER OG SPESIELLE SITUASJONER****FORTS.**

- Svevespunt – finne dybde
- Hellende terreng – bruke vertikalt tilleggstrykk – kontroll av effekt
- Konsentrerte laster bak veggen
- Trange utgravinger – bruk av D/B eller manuelle metoder
- Stabiliserte masser
- "tilbakefylling"
- "raske" avstivinger – seksjonsvis avgraving
- Reell avgraving versus modellert avgraving

**Statens Vegvesen Vegdirektoratet**

**prosjektering**  
**av**

**spuntkonstruksjoner**

**Case – 3 stagrader varieres med geometri/laster/varierende deformasjonskrav, i bruk, brudd og ulykkesgrensetilstanden**

**Data fra Nordre avlastingsveg Trondheim**

**Profil 990**

**Løsmassekulvert, avgraving til kt.+5 mellom 2 temporære spuntvegger  
Det står et bygg på den ene siden som det skal tas hensyn til. Bygget er en to-etasjes firemannsbolig.**

**Bruk:**

**stag  
stiver  
fjellfot  
både drenerte og udrenerte løsmasselag samtidig**



Komplett dokumentasjon av beregninger skal leveres:

Prosjekteringsforutsetninger

Spuntberegninger – jord

Konstruksjonsberegninger – stål og evt. betong

Utførelse av tegninger og beskrivelser kommer på neste kursdag

## Program for regionalt spunkurs del 2

### Del 2 - dag 3: mandag 29. januar 2007 kl.: 10:00 – 19:00 i Skien

09:30-10:00 Ankomst Clarion hotell Bryggeparken og noe å bite i...

10:00-10:05 Velkommen og litt informasjon v/Bjørn K. Dolva

10:05-11:00 Leksjon 3.1: *De enkelte "lag" presenterer og forklarer (60 min)*

- Case – 3 stager varierer med geometri/laster/varierende deformasjonskrav – Resultater fra hjemmelekser presenteres - hvert lag får 10 – 15 minutter til å legge fram prosjekteringsforutsetninger, valg av konstruksjon, resultater

**11:00-11:15 Pause 15 min luft**

11:15-11:45 Leksjon 3.2: *Valg av system v/Guro Brendbekken (30 min)*

- Valg av prinsipp for vegg (Opplisting av veggtyper / stiver eller stagsystemer / stabiliseringsmetoder med fordeler – ulemper, naboforhold, vanntetting, deformasjoner vs. gravedybder / vertikal-bæring ++)
- Hva er dyrt og hva er billig å bygge.

**12:00-12:45 Lunsjpause - mat & drikke på Hotell Bryggeparken**

12:45-14:30 Leksjon 3.3: *Håndbok 026 v/Guro Brendbekken (40min + pause + 40 min)*

- Beskrivelse HB 026 (anbudsbeskrivelse med kontrollarbeid, mengdeoppsett og tegning) - lage fornuftig forslag til tegningsliste for å kontrollere alle aspekter ved prosjekteringen, med eksempler på spesiell beskrivelse + eksempler på tegninger NB sammenholdes med beregninger

**14:30-14:45 Pause 15 min luft**

14:45-15:30 Leksjon 3.4: *Kontroll av entreprenørens arbeidsprosedyre spunt v/Grete Tvedt*

- Rammeutstyr
- Ansett av spunt
- Spuntdimensjoner
- Gravenivå osv

**15:30-15:45 Pause 15 min luft**

15:45-16:30 Leksjon 3.5: *Kontroll av entreprenørens arbeidsprosedyre permanente stag v/Grete Tvedt*

- Ansett av stag
- Montering av puter, sveiser, avstivere osv
- Montering av stag, korrosjonsbeskyttelse, antall lisser i forhold til last
- Stagoppspanning, lastnivå, målepunkt ved oppspanning

**16:30-16:45 Pause 15 min luft**

*16:45-18:15 Leksjon 3.6: Gruppeoppgave v/Grete Tvedt*

Gjennomgang av en kontrakt og arbeidsprosedyre (for eksempel E18 Vei i Lier) NB sammenholdes med kontrakt.

***18:15-18:30 Pause 15 min luft***

*18:30 -19:00 Leksjon 3.7: Presentasjon av gruppearbeid og diskusjon av gruppeoppgave kontrakt og arbeidsprosedyre (f.eks. E18 Vei i Lier)*

***20:00 Middag på [Kullcompagniet Restaurant](#) - i gangavstand fra hotellet, - dvs luft, mat & drikke***

**Del 2 - dag 4: tirsdag 30. januar 2007 kl.: 08:00 – 17:00 i Skien****08:00-08:45 Leksjon 4.1: Kontroll og oppfølging på anlegget v/Guro Brendbekken**

Kort oversikt over oppgaver og ansvar på anlegget.

- Entreprenøren
  - Kontrollplan
  - Prosedyrer, protokoller
  - SJA – sikker jobb analyse
  - Fremdriftsplan
  - ++
- Byggherrens
  - Kontrollplan
  - Dokumentasjon, midlertidige konstruksjoner
  - Dokumentasjon permanente konstruksjoner
  - Kontraktsforhold i utførelsen – kommunikasjon i prosjektet
  - TA - feil eller mangler i grunnlaget
  - TA - forespørsel om fravik – hvem tar avgjørelsen i hvilke tilfeller
  - Kontrollørmeldinger
  - Endringsordre
  - Varsel om tillegg i pris eller tid
  - Krav om tillegg i pris eller tid
  - Avvik i utførelse
- Rådgiverens bistand

***08:45-09:00 Pause 15 min luft*****09:00-09:45 Leksjon 4.2: Dokumentasjon – sjekklister – protokoller – kontroll forutsetninger v/Guro Brendbekken**

- Stålkvalitet spunt, dybler, puter, lisser, stivere
- Dimensjoner spunt, dybler, puter, stivere
- Sveisekontroll
- Stag/stiverplassering
- Injisering/vanntap
- Mørtelkontroll
- Oppspenning stag
- Gravenivå
- ++

***09:45-10:00 Pause 15 min luft*****10:00-10:45 Leksjon 4.4: Oppspenning av stag v/Guro Brendbekken**

- Hookes lov og innvirkning på forankringslengde i fjell
- Gjennomgang av regnearkprogram
- Gjennomgang av hva vi ser etter av problemer i stagene
- Forskjeller mellom temporære og permanente stag

***10:45-11:15 Pause & utsjekking fra rommene***

11:15-12:00 Leksjon 4.5: Oppspenning av stag (bruk av regneark) v/Guro Brendbekken

- Gruppeoppgave fra oppspenning (f.eks. spunt E18 Vei i Lier)

**12:00-12:45 Lunsjpause - mat & drikke på Hotell Bryggeparken**

12:45-13:30 Leksjon 4.6: Spesielle situasjoner som kan dukke opp v/Guro Brendbekken

- Spuntramming – kommer vi ikke ned??
- Store glipper for fotbolter
- Poretrykksøkninger under boring og oppspenning
- Lekkasje ut av staghull
- Erosjon bak spuntveggen
- Kollisjonskontroll
- Oppspenning stag – store deformasjoner
- Spesielle målinger spunt og stag
- Dersom noe ikke er som forutsatt – hva gjør vi da – hvem har ansvaret
- Aktuelle fallgruber – spesielle situasjoner (anleggstrafikk i/ved byggegropa, hydraulisk grunnbrudd)
- Anleggsgjennomføringen i 016, - bilder som eksempler– ramming, boring med uten vann/luft, vanntap, grensesnitt mot andre fagområder

**13:45-14:00 Pause 15 min luft**

14:00-14:45 Leksjon 4.7: Dårlig erfaringer med avstivede byggegrop

Arnstein Watn, Berg og geoteknikk - SINTEF Byggforsk AS

**14:45-15:00 Pause 15 min luft**

15:00-16:30 Leksjon 4.8-4.10: Erfaringer (3 x 30min)

- E18 Kristiansand - Oddernestunnelen /Inge Grosås
- E18 Frydenhaug - Eik /Grete Tvedt /Erik Skredsvig
- E18 Høvik - Frydenhaug /Grete Tvedt

16:30-17:00 Leksjon 4.12: Oppsummering, avslutning og hjemreise v/Guro Brendbekken

- Kort repetisjon/overblikk over roller, ansvar og etikk for de forskjellige parter
- Mitt filosofiske ståsted

**Statens Vegvesen Vegdirektoratet**

**prosjektering**  
**av**

**spuntkonstruksjoner**

**Oppgave 2 fra Nordre Avlastingsveg**

- 3 stagrader varieres med geometri/laster/varierende deformasjonskrav
- Resultater fra hjemmeleksen presenteres, hvert lag får 10 – 15 minutter til å legge fram
  - prosjekteringsforutsetninger,
  - valg av konstruksjon,
  - resultater

**Presentasjon av prosjekteringsforutsetninger i henhold til overlevert oppsett.**

**Presentasjon av inndataskjema for spuntA3:**

- **Modell jordmateriale**
- **Stivheter spunt, stag og fot**
- **Faser**
- **Uttegning av faser fra spuntA3 grafisk og**
- **Utskrift av nødvendige filer**

**Presentasjon av prosjekteringsforutsetninger i henhold til overlevert oppsett med løsning av Guro med er levert i etterkant av kurset.**

**Presentasjon av inndataskjema for spuntA3 fra Guro :**

- Modell jordmateriale**
- Stivheter spunt, stag og fot**
- Faser**
- Uttegning av faser fra spuntA3 grafisk og**
- Utskrift av nødvendige filer**

**Utskrifter og filer legges ved. Navn Guro-eks.<etternavn>**

# Statens Vegvesen Vegdirektoratet

## prosjektering av spuntkonstruksjoner

### Bakgrunn for valg av konstruksjon

#### Krav fra omverden:

- deformasjoner, tåles lite eller mye, inn eller ut
- plass, god eller dårlig
- stabilitet, avhengig av deformasjoner
- interaksjon med andre konstruksjoner, krefter, deformasjoner, toleranser
- Vertikal bæring, permanent og midlertidig
- Horisontal likevekt, permanent og midlertidig
- Vanntetting - vanngjennomtrengelighet
- Erosjonsproblemer, korrosjonsproblemer, frost
- Tid for etablering
- Støy-forhold



**Andre styrende faktorer for valg av konstruksjon****Stivheter**

- Vegg
- Stiver – stag
- Stabilisering av løsmasser
- Opprinnelige løsmasser

Grunnforhold og mulig etablering av forskjellige veggtyper

**Veggtyper****Stålpunt**

- Stivheter i et rimelig vidt spekter, regnes likevel i hovedsak for å være en myk vegg.
- Rambarhet – kommer ned i forskjellige masser, men grove masser vil by på problemer og vil gi store deformasjoner dersom den kommer ned .
- Korrosjonsutsatt
- God vanntetting under korrekt utførelse

**Bjelkestengsel**

- Mykt, begrenset kapasitet for normale utførelser
- Kan rammes eller bores ned, kommer ned i alle typer masser
- Utgraving og etablering av steng krever at massene bak har en viss attraksjon og kan stå stabile over en viss vertikal høyde. Utgravingen vil alltid medføre en god del deformasjoner.
- Komplisert å benytte som permanent konstruksjon

### Veggtyper forts

#### Slissevegger

- Svært stiv vegg.
- Benyttes stort sett i leiremateriale. Krever sterk oppfølging under grabbing og utstøping.
- Gode egenskaper korrosivt under forutsetning av god oppfølging
- Gode tette-egenskaper under forutsetning av god oppfølging

#### Jetpeler

Frossen jord

Sekantvegg

Kalk-sement-peler

#### Andre veggtyper

- Det er mulig å kombinere veggtypene over for å "bygge opp" en vegg med de spesielle egenskaper man trenger.

### Rammetekniske forhold

Rambarhet hører sammen med **utstyrvalg, støy og vibrasjoner**.

Det bør spesielt vurderes hvilket behov man har for å verifisere **fjellfot** for spunten.

#### Tiltak for å bedre rammeforholdene og -resultatene:

Smøring av låser begrenser friksjon i låsene og gir mindre motstand under ramming.

Det skal generelt benyttes føringer for å sikre riktig innbyrdes plassering av spuntålene i forhold til teoretisk spuntlinje.

Det skal kontrolleres at spunten er i lodd etter ca 2 m innramming. Det er mulig å rette opp spunten eller trekke opp og endre ansett på dette tidspunktet under rammearbeidet for å sikre at spunten står i lodd.

**Rammetekniske forhold forts**

Ved å ramme spunten i paneler kan man hindre at spunten legger seg eller vrir seg under ramming.

Behov for fastholding av fot kan oppnås ved å sette fjellfot på spunten evt. med mulighet for å bore ned en bolt gjennom rør i foten.

Fjellfot på spunten kan benyttes ved behov for vertikal bæring. Rammekriterium for verifikasjon av fjellfot for spunt skal utarbeides.

Forgraving til fornuftige dybder er et godt tiltak for å forhindre både støy og deformasjoner under ramming. Forgraving kan medføre deformasjoner på terreng dersom det utføres ukritisk.

Forgraving i spuntlinjen kan utføres lokalt til stor dybde for enkeltnåler før eller under ramme-prosessen for å komme igjennom faste lag eller stein. Det skal da være spuntbare tilbake-fyllings-masser (for eksempel sand) på stedet slik at det kan fylles tilbake umiddelbart ved stabilitetsproblemer.

Aktuelt rammeutstyr:

Utstyr	Type	Krav	Merknader
Falloodd:	Hydraulisk Mekanisk	Loddvekt Virkningsgrad	god nedtrengningsevne selv i vanskelig grunn med en del stein, krever plass for rigg nær spunten verifiserer fjellfot for spunt
Vibroloodd		Loddvekt Frekvens	Noe vanskelig å komme forbi stein i grunnen, lett å komme til på trange steder Fjellfot kan ikke verifiseres
Luflodd	Enkeltvirkende Dobbeltvirkende	Loddvekt Virkningsgrad	Lodd opp til 40 kN, uvanlig over 20 kN?? verifiserer fjellfot for spunt ved enkle forhold
Silent piler	Hydraulisk nedpressing av spuntnåler	Presskraft Spunttype	Resultat er avhengig av stivhet av spuntens enkeltnåler og vridning i låser, ramming i panel er ikke mulig, det presses ned en og en nål til full dybde.  lett å komme til på trange steder,  lydlos (det er helt sant!!)  begrenset til et spuntprofil for hver rigg, må evt. bygges om for et annet profil  Fjellfot kan ikke verifiseres

**Valg av stivere eller stag****Stiver**

Beregningsmessig er stivere mindre fleksible da det er mer komplisert og kostbart å forspenne dem og plassere dem i byggegropa.

Stivere kan ta både strekk og trykk ved spesifisering av strekkfast forbindelse til veggen.

De har stor stivhet.

Stivere er raske å montere, men mer komplisert å grave og bygge rundt.

Stivere drenerer ikke ut bak spuntveggen.

Stivere kan bare brukes der man kan spenne i mot noe.

Stivere har begrenset bruk ved bredder av byggegropa på over 15-20 m på grunn av størrelser og kostnader.

**Valg av stivere eller stag                      forts****Stag**

Stag er fleksible. Det er lett å tilpasse oppspenningsnivået under utførelsen.

Stag kan plasseres hvor som helst på veggen og ikke forhindre utgraving eller bygging.

Stagene er det mest kostnadsdrivende elementet og antallet bør minimeres.

Stag kan lett etableres på mange forskjellige veggtyper .

Stag tar lang tid å etablere pr. gravenivå.

Stag tar ikke trykk.

Stag er generelt myke.

Stag har drenerende og eroderende påvirkning på omgivelsene.

Det er komplisert å kontrollere forholdene for stagene da de er "borte" etter montering og kvaliteten må kontrolleres under utførelse ved målinger.

Permanente stag krever omfattende korrosjonstiltak og kontroll.

**FORHOLD SOM SKAL IVARETAS I PROSJEKTERINGEN****Plassering av innvendige stivere.**

Innvendige stivere vil alltid komme i konflikt med vegger som skal bygges opp.

Sørg imidlertid for at stivere ikke kommer i konflikt med dekker da det skaper svært store problemer. Ta hensyn til nødvendig plass for forskalling etc.

**Plassering av stag.**

Kontroller fare for kollisjon internt mellom stag i tillegg til andre konstruksjoner i grunnen.

Det kan være en fordel å sette alle stag på spuntryggen der det er bløte leirmasser bak spunten. Det betyr at senteravstand mellom stagene styres av hvilket spuntprofil som velges.



**FORHOLD SOM SKAL IVARETAS I PROSJEKTERINGEN** forts**Boring av stag.**

Der det er bløte og/eller kvikke leirmasser bak spunten skal det mates forsiktig for å forhindre erosjon/utvasking av løsmasse og oppbygging av poretrykk bak spunten under boreprosessen. Det skal benyttes vann ved boring i løsmasser.

Fri staglengde skal alltid være mer enn 5 m. Det skal bores ekstra lengde med foringsrør i fjell for å oppnå dette der avstanden til fjell er mindre enn 5 m.

**Tetting av staghull.**

Det bør beskrives krav til å tette mot vann og innpressing av leire/løsmasser både inne i foringsrøret for staget og mellom foringsrøret og spunten.

**Tetting av spuntfot**

Det bør beskrives krav til å tette mot vann og innpressing av leire/løsmasser både mellom fjellet og spunten og opp langs bolterør på spunten.

**FORHOLD SOM SKAL IVARETAS I PROSJEKTERINGEN** forts**Hensyn til rigg og drift**

Anleggstrafikk er en svært kraftig belastning på spunten under utgraving, og bør ikke tillates nærmere spunten enn 10 m dersom det ikke er spesielt behov for det.

Det bør legges føringer for hvor tett inn mot spunt det er tillatt å lage anleggsveger og hvor det er tillatt å fylle opp eller lagre materialer etc.

Fremkommelighet av rigg, høyder, bredder, samt bæreevne på bløt grunn både inne i byggegropa og på utsiden av spunten skal vurderes.

Ofte bør det lages planer for adkomst og maks oppfyllingsnivåer dersom dette er vanskelig å få plass til. Alternativt kan det lages generelle arealbegrensninger.

Plass til å utføre konstruksjoner, forskalling, skal innberegne mulig utbøyning og toleranser under ramming og utgraving.

**Kort repetisjon ved beregning med samvirkeprogram**

*Data til programmet:* Samvirkeprogrammer simulerer arbeidet ved installasjon av konstruksjonen i jord. Det legges inn hvilke nivåer man graver til, hvilke krefter konstruksjonen utsettes for og hvilke stivheter og oppførsel stag, spunt, fotbolt og løsmasser har i de forskjellige faser.

*Beregningsresultater:* De nivåer, stivheter og krefter man legger inn for stag/stivere og gravenivåer styrer sammen med jordmodellen hvordan konstruksjonen oppfører seg.

**Stag:**

For stag til fjell er stivheten en funksjon av lengden og stålarealet. For et løsmassestag må stivheten også vurderes ut fra hva man tror løsmassene gir.

Stagkreftene blir ofte beregnet til å være høyere ved bruk av samvirkeprogrammer enn ved tradisjonell hånd-regning.

Stagkreftene er helt avhengige av hvor høyt staget forspennes. Dette har også vist seg å være riktig ifølge målinger på spunt som er instrumentert.

Dersom man forspenner staget over forventet aktivt trykk i endelig tilstand, er det naturlig at den endelige belastningen også blir høyere enn det aktive trykket.

Man bør derfor vurdere hva man kan tillate av deformasjoner for konstruksjonen opp mot hvor store krefter man vil ha i staget.

Ved stivere spunt vil spuntene dra på seg mer krefter i dybden slik at stagene må ha større kapasitet. Stivere stag vil også dra på seg mer krefter enn myke stag.

**Spunt:**

Spuntens stivhet angis med E-modul og treghetsmoment I.

Momentene blir ofte lavere ved å benytte samvirkeprogrammer enn ved tradisjonell hånd-regning. Spunten vil deformere seg før stagene monteres slik at relativdeformasjonene langs spunt-høyden blir mindre enn om man anser at spunten er fastholdt i en posisjon som tilsvarer spuntens utgangsposisjon.

Ved en stivere spunt vil spunten dra på seg mer krefter slik at momentene blir større og stagkreftene øker. Deformasjonene blir mindre, dvs at mindre aktivt trykk mobiliseres.

Ved stivere stag og høy oppspenning vil vi få mindre (negative) deformasjoner, høyere jordtrykk bak spunten og kreftene i stagene øker. Støttemomentene på spunten blir større.

**Gravenivåer:**

Gravenivået angir hvor krefter og stivhet fra jorden virker på spunten.

I tillegg styrer gravenivået også overliggende jordvekt som innvirker på de totale kreftene på spunten under gravenivået.

Spunt A3 takler ikke stag-grøfter. Dette er ofte et godt virkemiddel for å øke kapasiteten til løsmassene.

Gravenivået må derfor vurderes spesielt nøye ved beregningene for å finne en riktig avveining mellom stivhet mot veggen og vekt av jord inne i byggegropa.



**Spuntpot:**

Spuntpotens kapasitet må vurderes opp mot hvilken stivhet og sannsynlige deformasjon man vil få. Ved å sette full fastholding på foten blir kreftene på foten vesentlig større enn ved en fjærstivhet.

**Ruhet:**

Ruhet må angis manuelt. Det er viktig å være kritisk til hvor stor ruhet man våger å benytte. Ruhet  $r = 0$  gir størst horisontalkrefter på veggen.

Under beregningsgangen vil programmet beregne hvor stor vertikalkomponent som er påført spunten og sammenligne den med den vertikalkapasitet spunten har i henhold til den ruheten som er angitt.

Der vi har svevespunt må dette være i likevekt. Der spunten er rammet til fjell vil fjellet ta opp de vertikalkreftene vi påfører spunten ved f.eks. skråstag.

**Deformasjoner:**

Deformasjonene oppstår som en funksjon av krefter og forholdet mellom spuntens, stagenes og jordens stivhet.

Ved en stivere spunt vil deformasjonene bli mindre, men spre seg mer i dybden. I tillegg vil spunten dra på seg mer krefter slik at stagenes må ha større kapasitet og momentene blir større.

Ved stivere stag vil vi få mindre deformasjoner, høyere jordtrykk bak spunten og kreftene i stagenes øker. Støttemomentene på spunten blir større.

Kombinasjonen av høy oppspenning og myk spunt kan gi større deformasjoner i dybden ved stor dybde til fjell.

Alle disse forholdene vi legger til grunn i våre beregninger skal

1. Inn i prosjekteringsforutsetningene
2. Inn i beregningsdokumentasjonen
3. Inn på tegninger
4. Inn i beskrivelsen
5. Kontrolleres under utførelse på anlegget
6. Dokumenteres i henhold til krav i kontrakten

Dersom noen endrer på noe under utførelsen eller finner at noen av våre forutsetninger ikke holder stikk, må vi som prosjekterende gå tilbake og se hvilken effekt dette vil ha på

beregninger – sikkerhet –videre utførelse mot egne og andres fagområder.



# Statens Vegvesen Vegdirektoratet

## prosjektering av

# spunkonstruksjoner

## HB 026 oppbygging og prinsipper

### Underinndelingsprinsipper

Ved underinndeling av en prosess gjelder generelt enten at

- A. alle underprosesser utgjør **til sammen** prosessen på nivået over, eller
- B. underprosessene er nærmere presiserte alternativer, som alle er **varianter** av prosessen på nivået over.

Eksempel på underinndeling etter prinsipp A (delprodukter):

#### 42.3 Rørgrøft i berg

42.31	42.32	42.34	42.35
Avdekking	Sprengning og oppgraving	Fundament og omfylling for rør	Gjenfylling med stedlige masser

**Underinndelingsprinsipper** forts

Eksempel på underinndeling etter prinsipp B (alternative utførelser):

**52 Filterlag og spesielle frostsikringslag**

52.1	52.2	52.3
Filterlag	Separasjonslag/filterlag av fiberduk	Frostsikringslag

I flere tilfeller er prosesser på et nivå underinndelt både etter prinsipp A og B samtidig.

Det vil si at noen av de underliggende prosessene er delprodukter og noen er alternativer til disse delproduktene.

**2.3 Generell disposisjon**

De spesifiserende tekstene for prosessene er bygd etter følgende generelle disposisjon:

- a) Omfang
- b) Materialer
- c) Utførelse
- d) Toleranser
- e) Prøving, kontroll
- f) Mengdereglere (*vil endres til x i neste utgave av prosesskoden*)

Ved å spesifisere omfang med: **prosessen omfatter**, kan man slå ihjel sammenhenger med overliggende prosesser.

For å unngå dette kan man benytte teksten; **prosessen omfatter også**

**5. HIERARKISK OPPBYGGING AV PROSESSER**

Hvert tall i prosessnummeret har en bestemt betydning. Eksempel:

Hovedprosess 5, Vegfundament

53, "Forsterkningslag"

53,2 "av knust stein"

53,22 "tilført utenfra"

Samles til: **53.22 Forsterkningslag av knust stein tilført utenfra.**

Den hierarkiske oppbyggingen er gjennomført også når det gjelder de spesifiserende tekstene. Tekster angitt på et høyt nivå (lite antall sifre) gjelder også for underordnede prosesser (større antall sifre), dersom

teksten har relevans for omfanget av den underordnede prosessen

eller dersom ikke ny tekst om samme emne er angitt i den underordnede prosessen.

**5. HIERARKISK OPPBYGGING AV PROSESSER forts**

Eksempel 1:

Når prosess "12.11 Tilrigging" velges,  
er verken "12.12 Drift" eller "12.13 Nedrigging" omfattet,

selv om disse i utgangspunktet er **inkludert** i overliggende prosess 12.1.

Dette fordi 12.11 representerer et **delprodukt** av prosess 12.1,  
noe som fordrer at 12.11 suppleres med både 12.12 og 12.13  
for å være like dekkende som prosess 12.1

Dette gjelder underinndelingsprinsipp A med ulike delprodukter

Når 12.11 velges, kan ikke 12.1 være **prisbærende**, dvs den kan ikke angis med en mengde som skal prises i kontrakten.

**Avvik/suppleringer til Prosesskoden – standard beskrivelse**

I forbindelse med en rekke prosesser vil det være behov for presisering av hvor arbeidet skal utføres, og det kan være nødvendig med tekniske bestemmelser som er avhengige av lokale forhold og prosjekteringsforutsetninger, og som derfor ikke kan standardiseres.

Det forutsettes at konkurransegrunnlaget kap. E "Beskrivelse og mengdefortegnelse" etter behov suppleres med en **spesiell beskrivelse** hvor det tas med tilføyelser, unntak og endringer i forhold til Prosesskodens formuleringer.

Anmodning:

Vi bør **unngå å repetere standard tekst** i spesiell beskrivelse da det kan føre til usikkerheter i hvordan kontrakten skal tolkes.

**HB139 Byggeplaner      Tegningsnøkkel**

- |   |  |
|---|--|
| <b>A</b> Forside (med kart vanligvis i målestokk 1:100 000). <b>Tegningsliste</b> og ev innholdsfortegnelse                     | <b>L</b> Skilt og oppmerking   |
| <b>B</b> Oversikt – plan og profil (eller bare plan), vanligvis i målestokk 1:5000/1:1000                                       | <b>M</b> Signalanlegg  |
| <b>C</b> Primærveg - plan og profil, vanligvis i målestokk 1:1000/1:200   | <b>N</b> Belysning (kan slås sammen med I-tegningene og betegnes med I/N)                        |
| <b>D</b> Sekundærveg - plan og profil (eller bare profil), vanligvis i målestokk 1:1000/1:200                                   | <b>O</b> Beplantning, inkl. formgivning og arrondering   |
| <b>E</b> Vegkryss, avkjørsler. Busslommer, rasteplasser, m m  | <b>P<sup>1)</sup></b> Mengder (masseprofil og massediagram, Mengdeoppstilling, Mengdesammendrag) |
| <b>F</b> Normalprofiler, overbygning  | <b>R</b> Til disposisjon (andre etater)  |
| <b>G</b> Drenering  | <b>S</b> Til disposisjon (andre etater)  |
| <b>H</b> VA-ledninger, (offentlige og private). Eksisterende ledninger, omlegginger og nyanlegg                                 | <b>T</b> Visuell presentasjon  |
| <b>I</b> Kabler og linjer (NVE, el-verk, televerk, styringsanlegg, m m). Eksisterende kabler og linjer, omlegginger og nyanlegg | <b>U</b> Tverrprofiler   |
| <b>J</b> Byggetekniske detaljer. Kantstein, rekkverk, mindre støttmurer, støyskjermer, m m                                      | <b>V</b> Geoteknikk og geologi   |
| <b>K</b> Konstruksjoner. Bruer, underganger, store støttmurer, tunnelportaler, betongtunneler, rasoverbygg, ferjekaier          | <b>W</b> Grunnerverv   |
|   | <b>X</b> Spesielle tema Konsekvenser for miljø og naturessurser, m m                             |
|   | <b>Y</b> Faseplaner, midlertidige omlegginger  |
|   | <b>Z</b> Til disposisjon   |

<sup>1)</sup> Tidligere R- og S-tegninger, mengde -oppstilling og -sammendrag utgår og medtas eventuelt under P-tegninger

**Prosjekteringskontroll, egen – sidemanns – tredjepartskontroll**

Samarbeid og sammenhenger mellom fagområder og tilhørende  
iterative kontroller mellom

***tegninger – beregninger – beskrivelse***

må utføres til siste slutt av alle parter.

Husk at samsvar mot norske lover og regler og HMS-forskrifter også skal  
innarbeides i kontrakten.

Prosjekteringskontrollen er ment å skulle avdekke eventuelle hull og feil. Vi må  
alle takke hver gang noe blir oppdaget. Kontrollør og prosjekterende jobber på  
samme lag. Vi skal ikke finne feil, men hjelpe hverandre til et sikrere og bedre  
prosjekt. To par øyne ser bedre enn ett.

Sammenhenger som ikke oppdages slår ut i problemer med utførelse, framdrift,  
pris og i verste fall stopp i anleggsarbeidene eller uhell på anlegget.

**Anleggskontroll**

Anleggskontrollen skal i første rekke avdekke uoverensstemmelser med  
forutsetninger i prosjekteringen med de forhold vi treffer på anlegget.

I tillegg skal kontrollen sikre at entreprenørens prosedyrer og utførelse følger det  
som vises på tegninger og i anbudsbeskrivelsen.

Kontrollen skal dokumentere konstruksjonens sikkerhet og evt. levetid dersom  
den er permanent.

Manglende kontroll kan gi fatale utslag.

*NB Husk at kontrollen skal inn i kontrakten gjennom beskrivelse og tegninger.*



**Vi vil gå igjennom eksempler på prosesser og tegninger fra Frydenhaug.**

Prosess 81.1 med underprosesser

Prosess 83.6 med underprosesser

Prosess 83.7 med underprosesser

Tegningsnummer:

C102,

Oversikt

GH101,

Samvirke plassering spunt - ledninger

K191, K192,

Temporær spunt

K211, K203, K206, K207, K208,

Permanent spunt + MOFIX-vegg

K215, K216,

Betongforkledning mot spunt - samvirke

O107,

Krav fra landskapsarkitekter

U103, U104, U105

Vise midlertidig fase + permanent tilstand



Statens vegvesen

## Spunkurs del 2 29.01.07 – 30.1.07

Leksjon 3.4. – 3.5.

Kontroll av entreprenørs arbeidsprosedyrer –

Spunt og permanente stag



Statens vegvesen

## BYGGHERRENS KONTROLL AV ENTREPRENØRENS ARBEIDSPROSEDYRE

RAMMING AV SPUNT  
SETTING AV STAG  
OPPSPENNING AV STAG

Grete Tvedt 29.1.07

## Entreprenørens arbeidsprosedyrer

- Dagens tema:
  - Arbeidsprosedyre spunt
  - Arbeidsprosedyre stag
- Dagens gruppeoppgave:
  - Kontroll av E-service arbeidsprosedyre spunt og stag (1. utkast) på E18 Vei i Lier
  - Gjennomgang av gruppenes resultater og utdeling av omforent prosedyre med kommentar om svakhetene i omforent prosedyre.



## En god start er halvveis fullendt

- Hvis byggherren og entreprenøren er enig før arbeidene starter:
  - hva som skal gjøres
  - hvilken nøyaktighet arbeidet skal utføres med
  - hva som skal kontrolleres
- Da blir livet lettere for begge parter de neste ukene og månedene.
- Byggherren må derfor sjekke entreprenørens arbeidsprosedyre FØR de starter opp.



## Byggherrekontroll

- Kontroll av entreprenørens kontrollplan. Kontrollplanen skal vise hva slags dokumentasjon entreprenøren skal legge frem for byggherren under arbeidets gang eller ved sluttokumentasjon. Overfør prosesser fra G-PROG til Excel.
- **Kontroll av prosedyrer**  
Les entreprenørens prosedyrer som fanden leser bibelen. Prosedyren skal beskrive alle krav i spesiell beskrivelse og prosesskode 2.
- **Oppstartsmøte med tilbakemelding på prosedyrer.**  
Diskuter detaljer og spør om ALT som er litt uklart. Entreprenøren beskriver ofte litt uklart hvis de vet at de ikke oppfyller kontraktens krav.
- Hva er kritiske prosesser som byggherren må følge opp?  
Geometriske avvik – mottakskontroll på dimensjon og stål kvalitet – stål sertifikater - sveisearbeider – gravefaser - stagoppspanning – kontroll av dokumentasjon som rammeprotokoller, stagprotokoller...
- Driftsmøte spunt og peler  
Overlevering av dokumentasjon og fortløpende avklaringer



## Stemmer entreprenørens prosedyrer med kontrakten og beregningsforutsetninger?



- Kontraktens kapittel E: Generell (Prosesskoden) og spesiell beskrivelse
- Tilbudstegninger
- Geoteknisk tilbudsrapport
- (Geotekniske beregninger)



## Entreprenørens egenkontroll

- Kvalitetsplan
- Kontrollplan
- Arbeidsprosedyrer
- Sjekklistor (f.eks. peleprotokoller)
- Varsling av viktige arbeidsoperasjoner til byggherren.
- Avviksbehandling
- Organisasjonsplan
- Månedrapport: HMS, framdrift, geometri, material- og massekontroll



## Kontraktoppbygging

- Overordnede prosesser gjelder for underliggende prosesser. Krav gitt i 83.6 gjelder for 83.61, 83.6112 osv.
- Spesiell beskrivelse gjelder over generell beskrivelse.
- Kontraktstekst gjelder foran tegning hvis det ikke er henvist til tegning i kontraktstegning.



## Kontroll spuntprosedyre - utstyr

- Hvor tung er maskinen – tåler grunnen det
- Hvor tungt er loddet?  
For lett lodd gir setninger på terrenget rundt.  
Anbefaler ressonansefritt vibrolodd
- Vibrolodd:
  - Fordeler:  
Nøyaktig plassering  
Lett å dra opp feilpasserte nåler
  - Ulemper:  
Kan ikke foreta sluttramming mot berg  
(Ikke ressonansefritt utstyr kan gi setninger i grunnen)  
Støy pga spuntblad blafrer når de står høyt i været
- Fallodd:
  - Fordeler:  
Sikker fjellkontakt  
Mindre støy enn vibrolodd
  - Ulemper:  
Kan ikke dra opp spuntnåler



## Vibrolodd



## Fallodd og vibrolodd



Gravemaskinen m/fallodd fikk nålene til fjell som ikke vibroloddet på 4 tonn greide!



## Nøyaktig plassering av spunt

- Krav i prosesskoden:
  - Maks tillatt horisontalt avvik:  $\pm 50$  mm
  - Maks tillatt loddavvik: 5 %
- Spesiell beskrivelse kan stramme inn kravene.
- Hvordan måles plasseringen inn?
- Hvordan sikres innmålingen under ramming av spunt?



## Plassering av spunt



## Levering av stålsput

- Er motstandsmomentet som krevd i kontrakten?
  - Ved låser i nøytralaksen (U-sput), skal motstandsmomentet økes 20 %
- Er stålkvaliteten OK (vanligvis S355GP)?
- Er det smøring i låsene når det er krevd?
- Permanent sput tillates ikke å sveises
- Er materialet ubrukt?
- Blir spunten levert med sertifikater?



## Rett merking er viktig



Statens vegvesen

## Sjekkpunkt fordybling

- Antall rør på hver nål korrekt
- Diameter på rør korrekt
- Ved glippe større enn 100 mm skal byggherren varsles? (Hb 16 side 10-33)
- Sertifikat dybler overleveres, merking av dybler for å skille stål kvalitet
- Resept mørtel ( $v/c=0,4$  og  $f_{cd} > 40$  MPa)
- Setting av dybel følger prosedyre med mørtel i bunn fjellhull, mørtel fylles opp 1,0 m over underkant spunt



Statens vegvesen

## Sjekkpunkt spuntprotokoll

- Dato, navn arbeidsleder
- Prosjekt, konstruksjon
- Nålnummer, type, lengde, dato, antall slag,
- Innmåling **kotehøyde** topp spunt før kapping
- **Kotehøyde** bunn spunt
- Lengde kapp, kotehøyde kappet nivå
- Boring og glipe ved fjell
- Montering av dybel type og lengde



## PAUSE!!



## Boring av stag: Kontraktskrav

- For permanente stag skal hulldiameteren være minimum 40 mm større en diameteren på plastrøret utenpå staget.
- Borlengden i fjell skal tilpasses slik at minimum fri staglengde blir 5m.
- Det skal ikke bores dypere enn avtalt uten byggherrens samtykke. Dersom fjellet beskaffenhet tilsier at borlengde i fjell bør økes, må byggherren kontaktes og ny bordybde avtales.
- Minimum forankringslengde i fast fjell er foreløpig satt til 5,0 m. Lengdene kan imidlertid justeres avhengig av fjellkvalitet, stagkrefter og valgt stagsystem.
- Ved avsluttet boring må hullet renskes for borslam ved grundig spyling, blåsing med luft og til slutt ny vannspyling. Det kreves rent returvann fra spylingen før evt. vanntapsmåling utføres. Borehullet skal måles for å kontrollere at foreskrevet lengde er oppnådd.



Statens vegvesen

## Sjekkliste prosedyre stagboring

- Diameter hulltaking i spunt
- Diameter foringsrør (avhengig av antall lisser)
- Minimumslengde på fritt stag pga låsetap (vanligvis  $l_{\min}=5$  m)
- Borlengde i fjell (Dimensjonerende last)
- Rengjøring
- Vanntapsmåling
- Injeksjon og gjenoppboring (tidkrevende)



Statens vegvesen

## Hulltaking og avstiving fuglekasse



## Stagboring



## Toppbjelke og ferdig boret foringsrør



## Sjekkliste stagboringsprotokoll

- Lengde m/rør i løsmasse
- Lengde m/rør i fjell
- Boring i fjell
- Registrering av slepper, borkrangel, tap av spylevann.

## Vanntapsmålinger

- Jeg pleier ikke å ta vanntapsmålinger på alle stag, men tar på de første og ved svakhetssoner i fjellet.
- Indikasjon på dårlig fjell og behov for vanntapsmåling:
  - Vannet synker i foringsrøret
  - Vann renner ut av foringsrøret
- Grenseverdier for tetthet ved 2 bars trykk:
  - D = 96 mm – 3,0 l/min
  - D = 123 mm – 3,8 l/min
  - D = 140 mm – 5,3 l/min
  - D = 165 mm – 6,2 l/min (ref. E-service)



## Injisering

- Pakker plasseres varierer avhengig av kontrakt:
  - topp fjellhull
- $v/c = 0,4 - 2,0$
- Overtrykk fra 5 – 30 bar



## Produksjon av stag

- Tabell som gir antall lisser ved de ulike dimensjonerende laster
- Spennstål  
 $A = 0,6'' = 140 \text{ mm}^2$ ,  $f_{02} = 1670 \text{ kN/mm}^2$ ,  $f_u = 1860 \text{ kN/mm}^2$
- Antall lisser =  $N_d / (0,5 * 1860 * 140) = N_d / 130 \text{ kN}$
- Forankringslengde stag (fettfri lengde)
- Lagring av lisser slik at de ikke korroderer
- Lisser kommer ferdigmontert eller produseres på plassen?
- Avstandsholdere
- Sertifikater lisser



Statens vegvesen

## Oppbygging av stag og setting



Statens vegvesen



## Treing av stag



## Produksjon av stag

- Permanente stag skal ha 3 dobbel korrosjonsbeskyttelse.
- NS-EN1537:2000 tabell 3 gir eksempler på korrosjonsbeskyttelse. Vanlig metode er:
  - Fett
  - Plastrør
  - Mørtel
  - Plastrør
  - Mørtel
- For at mørtelen skal være korrosjonsbeskyttelse må det være tilstrekkelig med avstandsklosser, alternativt 2 trinns gysing:
  1. Gysing av forankringssonen
  2. Oppspenning
  3. Gysing av fri lengde som har fett rundt seg





## Oppspenning - Kontraktens krav

- Uttrekk av slakk i spenntau: Nullstilling for måling av forlengelse defineres som stilling ved 0.1P (P = prøvelast)

Staget spennes opp trinnvis med avlesninger ved følgende laster:

**0.1P, 0.25P, 0.5P, 0.75P og 1.0P.**

- Lasten på hvert trinn skal bli stående til bevegelsene er mindre enn 1 mm over en periode på **2 minutter**. Prøvelasten P skal stå på staget inntil deformasjonen er null i minimum **10 minutter** ned avlesning etter både 5 og 10 minutter.
- Entreprenøren måler den relative forlengelsen av staget og ikke forlengelsen i forhold til spunten.



Statens vegvesen

## Oppspenning av stag

- Hvor er fastpunkt
- Byggherren varsles før oppspenning av stag
- Hvordan måles bevegelse av stag
- Hvordan måles forlengelse av stag
- Prøvelast permanente stag  $P = 1,5 * P_d$
- Låselast, se tegning
- Lasttrinn
- Last skal stå på hvert lasttrinn i 2 min
- Prøvelast skal stå på i min 10 min. Jekkene må justeres når lasten blir mindre pga deformasjon av spunt.
- Avvik på forlengelse av stag  $\pm 20\%$  varsles byggherren:



Statens vegvesen

## Oppspenning av stag



## Korrosjonsbeskyttelse staghoder



## HMS

- **Velt av spuntnåler:**  
Sikkerhetsavstand til biler og folk
- **Sveising:**  
Varme arbeider, eksplosjonsfarlig gassbeholdere, isolasjon kan ta fyr, membranherder betong kan brenne
- **Oppspenning av stag:**  
Staget ryker - jekken kan komme som en prosjektil  
Gå ALDRI bak jekken når en spenner opp stag!
- **Utgraving for dypt og for bratt:**  
Spunten/stag/stivere/puter kan ryke.  
Utglidning på langs av spuntgropen.
- **Boring av foringsrør:**  
Koblinger på slanger kan ryke  
Sprut av borkaks, vann, leire..
- **Mørtelarbeid:**  
Sement er etsende, bruk briller og hansker



## Fotbjelke

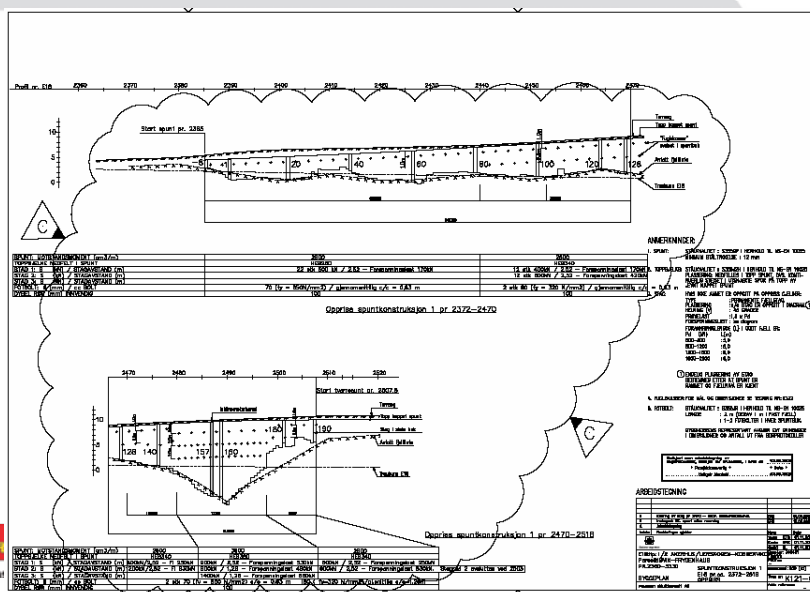


## Kritiske prosesser:

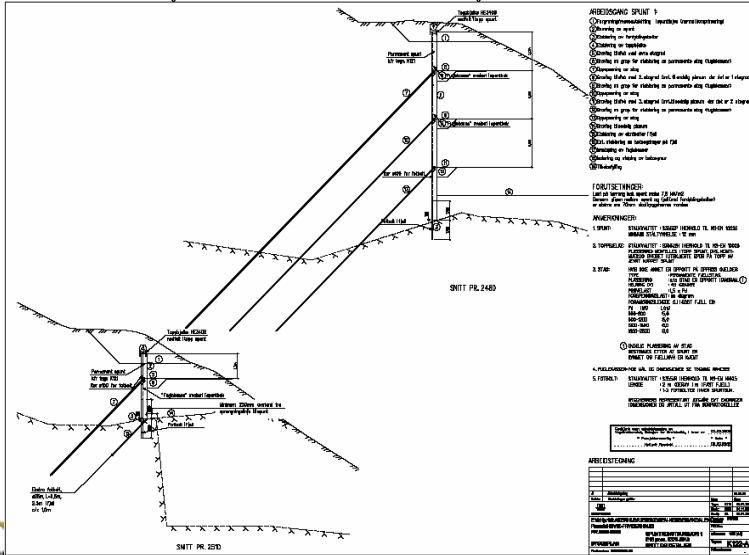
- Plassering av spunt
- Dybde til fjell, dvs lengde spuntnåler
- Glippe mellom spunt og fjell
- Antall lisser i stag
- Oppspenning av stag – forlengelse av stagene i forhold til teoretisk



## Spuntoppriss

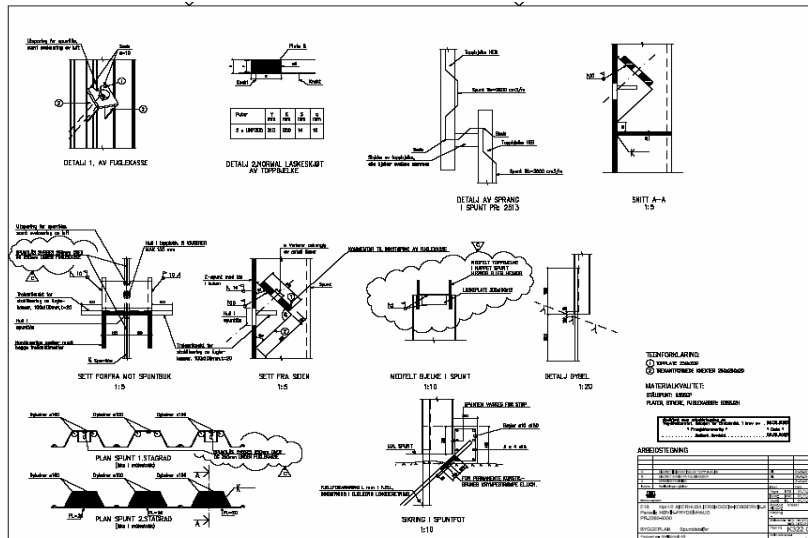


# Spuntnytt og detaljer



Statens vegvesen

# Spunt detaljer



Statens vegvesen

# Statens Vegvesen Vegdirektoratet

## prosjektering av spuntkonstruksjoner

### ANLEGGSKONTROLL

For alle anleggsarbeider skal man sitte igjen med dokumentasjon på at det er benyttet

- riktige materialer med nødvendig materialkvalitet
- protokoller og/eller målinger som viser at forutsetninger og fastlagte krav i forbindelse med utførelsen er oppnådd.

I tillegg skal geometrisk kontroll utføres for å sikre at konstruksjonene er riktig plassert.

Den geometriske kontrollen blir ikke berørt her, bortsett fra et punkt som generelt bør kontrolleres. Man må legge inn nødvendige toleranser for de forskjellige arbeidene i stikningsdata. Det kan være uklart om dette er entreprenørens ansvar eller byggherrens.

Overhøyder på toleranser må legges inn fra byggherrens side.

**ANLEGGSKONTROLL**      **forts**

Anleggskontroll bør deles opp i 2 faser;

Kontroll før arbeidene starter opp

- Fastlegge kontrollplan for entreprenøren (Sett gjerne krav til levering 4-6 uker før oppstart av arbeidene)
- Fastlegge egen kontrollplan som viser hvilken dokumentasjon som skal innhentes og til hvilke tidspunkt
- Fastlegge arbeidsprosedyrer de arbeidene som skal utføres med tilhørende protokoller. Arbeidsprosedyren bør inneholde sjekkpunkter der den kontrollerende skal inn og verifisere at utførelsen og de faktiske forholdene på plassen ikke er i strid med forutsetningene

Kontroll under arbeidene (utførelse etter prosedyre)

Kontrollere materialsertifikater og -dimensjoner

Kontrollere protokoller og målinger

Kontrollere utførelse og forutsetninger

Grov oversikt over oppgaver og ansvar på anlegget.

**Entreprenørens ansvar**

- Kontrollplan (bør leveres 4-6 uker før oppstart, bør inneholde henvisning til prosessene i kontrakten eller kontraktens andre pålegg)
- Prosedyrer, protokoller som gjenspeiler kontraktens krav
- SJA – sikker jobb analyse for risikable oppgaver
- Fremdriftsplan

**Eksempel på entreprenørens kontrollplan**

		Teknisk kontrollplan			Prosjekt:	601196
Anlegg – Spunt & Stag		E18 Frydenhaug Eik			Dato:	02.05.08
					Rev.nr:	01
						Side 1 av 4
Prosess	Kontroll av	Dokument Referanse *	Krav / spesiell beskrivelse	Kontrollmetode Metode	Utføres av	Dokumentasjon
83	Konstruksjoner i grunnen (Peler, spunt etc)		Nøyaktighetsklasse i henhold til spesiell beskrivelse. Se toleranseklasse for de respektive bygningsdeler, prosess 83			Sjekkliste Målebrev Datablad spunt
83.6	Stålspunt	HB 026 Kontrakt NS 3464 NS-EN 10204	Spunt og tilhørende materialer skal ha sertifikater etter 3.1B NS-EN 10204. Stålkvalitet S355GP Temporær spunt $W_x = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}$ Permanent spunt $W_x = 1800 \text{ cm}^3/\text{m}$ Permanent spunt $W_x = 4800 \text{ cm}^3/\text{m}$	Hver spunt må sjekkes iht rammeprotokoll.	Bas fra Fundamentering AS	Rammeprotokoll leveres EHT senest 2 dager etter at nålen er rammet. Målebrev
83.6	Fotbolter, dybler	HB 026 Kontrakt NS 3464 NS-EN 10204	Krav til rammeutstyr: Høyfremt lodd, 5 tonn Fallood 7 tonn Stålrør for dybler skal ha stålkvalitet S355J2H Gysemasse iht prosess 83.71 Fordyblingsbolt lengde 2 meter. Lengde i fjell 1 meter Byggherre varsles 2 dager før setting av bolter. Glippe mellom spunt og fjell registreres. Glippe over 100mm varsles EHT. Antall bolter pr. spunt/buk iht tegninger	Hver bolt/dybel kontrolleres	Bas fra Fundamentering as	Sjekkliste fotbolter.

**Byggherrens ansvar**

- Kontrollplan
- Dokumentasjon, midlertidige konstruksjoner
- Dokumentasjon permanente konstruksjoner
- Dokumentasjon egne målinger og kontroller



**Eksempel på byggherrens kontrollplan**

Temporære stag for spunforankring - K74, SV4

prosjekt  
Dokument nr. 11111

Date/signatur for godkjent kontrollplan (for oppstart):			Date/signatur for utført og dokumentert kontrollplan:					
Nr.	Kontroll av aktivitet	Referansedokumentasjon og/eller krav	Kontrollansvarlig	Type kontroll	Hypighet / omfang	Dokumentasjon (navn og dokumentidentifikasjon)	Merknad	Signatur dokumentert kontroll
<b>Klaringering:</b>								
1	Øjennomgang av entreprenørens kvalitetssjefplan (prosedyrer)	Kapittel D, pkt 1.06	EKM	A	Før oppstart av arbeidene			
2	Oppstartsmøte	Kapittel D, pkt 2.05.10	EKM	A	Før oppstart av arbeidene	Referat oppstartsmøte	Agenda og debakere avklart	
3	Øverensstemmelse mellom tegninger og beskrivelse	83.75, 83.6126 tegn. K7045 og K7046	GBre	A	Før oppstart av arbeidene			
4	Øjennomgang av protokoller som skal benyttes	83.75, 83.7532 og 83.7533, 83.6126	GBre	A	Før oppstart av arbeidene			
5	Utarbeidelse av sjekklister		GBre	A	Før oppstart av arbeidene	Sjekklistermal		
<b>Utførelse:</b>								
6	Behov for tiltak mot leirinnstig før og under hulltøking i spuntvegg	83.92 + Se egen beskrivelse i entreprenørens prosedyrer	GBre	P	50% av stagenes kontrolleres	Protokoll, sjekklister	Omfang avgjøres av byggherre	
7	Boring, utsetting	83.7532, tegn. K7045 – 46, stagsabell m/koordinater	GBre	P	20% av stagenes kontrolleres. Hyppigst i starten.	Protokoll, sjekklister	Det kontrolleres at angitte data protokollføres	
8	Behov for vannspemking eller underboring i fjell ved borkrangel tap av spylevann. Alternativt injiseres direkte	83.7532	GBre	A	Fortløpende	Protokoll, sjekklister	Omfang avgjøres av byggherre	
9	Behov for injisering eller underboring i fjell ved borkrangel tap av spylevann eller vann tap > 0.5 l/min	83.7533 og 83.7534, gjeldende K-tegninger	GBre	A	Fortløpende	Protokoll, sjekklister	Omfang avgjøres av byggherre	
10	Injisering / gjenoppboring	83.7533 og 83.7534 NB: Injiseres til stilende trykk på 1 bar overtrykk i forhold til poretrykk i forankr. rosten	GBre	P	20% av injiserte borhall	Injiseringsprotokoll, sjekklister		

© Optimal Geoteknikk AS

**Kontraktforhold under utførelsen – kommunikasjon i prosjektet**

- TA - feil eller mangler i grunnlaget
- TA - forespørsel om fravik – hvem tar avgjørelsen i hvilke tilfeller
- Kontrollørmeldinger
- Endringsordre
- Varsel om tillegg i pris eller tid
- Krav om tillegg i pris eller tid
- Avvik i utførelse

TA = teknisk avklaring

© Optimal Geoteknikk AS

Eksempler på prosjektintern kommunikasjon på e-rom

plan og byggefase

nor

Support

**Entreprenør**

a folder created by Vidar Breivik on 3 jun 05

Name	Modified	Owner	Size
▶ D1..Plandata	28 sep 06 13:04	Coordinators Only	5 items
▶ D2..Korrespondanse Byggherre/Entreprenør	6 nov 06 11:12	Coordinators Only	5 items
▶ D3..Referater	9 okt 06 14:55	Coordinators Only	2 items
▶ D4..HMS	21 nov 06 10:21	Coordinators Only	73 items
▶ D5..Uke/mnd rapporter	28 sep 06 13:04	Coordinators Only	2 items
▶ D6..Fagområder	9 okt 06 14:55	Coordinators Only	3 items
▶ D7..Som bygget	9 okt 06 14:55	Coordinators Only	3 items
▶ Arbeidstegninger	21 mar 06 12:39	Coordinators Only	333 entries

plan og byggefase

nor > 02..Korrespondanse Byggherre/Entreprenør > 04..Kontrollørmeldinger

Support

**04..Kontrollørmeldinger**

an approval process created by Steinar Svine - JOINT on 28 sep 06

new entry show search (all 108 entries shown)

[Ny kontrollørmelding](#)

**Approval Steps**

Step	Size
▶ Under arbeid	2 entries
▶ Sendt	18 entries
▶ Mottatt	88 entries

**All Entries**

Type	Nr.	Tittel	Beskrivelse	Dato reg	Reg. av	Kommentar	Step
Group by Type							
▶ <b>Kontrollørmelding</b> 108							

<b>KONTRAKT:</b>	2005/58124- Byggeplan NORD		
<b>ENTREPRENØR:</b>	Mesta		
<b>EMNE:</b>	<input type="checkbox"/> HMS	<input checked="" type="checkbox"/> TEKNISK KVALITET	
	<input type="checkbox"/> ORIENTERING	<input checked="" type="checkbox"/> KONTRAKTSGRUNNLAG	
<b>TITTEL:</b>	Fotbjelke profil 40 - 60		

Fotbjelken mellom profil 40 og 50 er ikke støpt ut i sin helhet. For å sikre tilfredsstillende utførelse skal all løst betongsol/ grusreir på armeringen og i bunnen av formen fjernes. Formen skal varmes godt før påstøp. Eksisterende betongoverflate skal påføres epoxy rett før utlegging av betongen. BH skal varsles i god tid før påstøp for kontroll av formen.

Dato: 25.01.07	Dato:
Thomas Schönborn For byggherren	For entreprenøren

Mangler/pålegg utbedret: (dato/sign. av entreprenøren)

plan og byggefase

nor > 02..Korrespondanse Byggherre/Entreprenør > 02..Varsel/Krav

Support

**02..Varsel/Krav**

an approval process created by Line Bianca Åsmundsen - JOINT on 6 nov 06

new entry show search (all 62 entries shown)

[Registrere varsel om krav/krav](#)

**Approval Steps**

Step	Size
Under arbeid	
<input type="checkbox"/> Utstedt varsel om krav/krav	34 entries
<input type="checkbox"/> Aksepterte varsel om krav/krav	22 entries
<input type="checkbox"/> Frafalte saker	0 entries
<input type="checkbox"/> Tvister/uavklarte saker	6 entries

new step access notification  
select all copy link delete mark read mark unread

**Rådgiverens bistand**

TA – teknisk avklaring  
Forholdene avviker fra prosjekteringsforutsetningene

**Kontroll av kontrollen hvor er den.**

Utføres det revisjon av byggelederfunksjonen.  
Kan byggeledelsen bestemme omfang av kontrollen  
Hvor er retningslinjene for hvor omfattende kontrollen skal være.

plan og byggefase

02..Korrespondanse Byggherre/Entreprenør > 03..Avvik/Tekn.avkl.

Support

**03..Avvik/Tekn.avkl.**

an approval process created by Steinar Svina - JOINT on 28 sep 06

new entry show search (all 41 entries shown)

[Nytt avvik/ny teknisk avklaring](#)

**Approval Steps**

Step	Size
Under arbeid	
Sendt	4 entries
Mottatt	6 entries
Besvart	32 entries

new step access notification  
select all copy link delete mark read mark unread

**All Entries**

Type	Nr.	Tittel	Beskrivelse	Dato reg	Reg. av	Step
Group by Tittel						
		Alternativ pukkraksjon grofer i tunnel 1				
		Angivelse av kommunale kummer 1				
		Antall spilingbolter stoff Nord 1				
		Armeringsjern landkar akse 1 1				

plan og byggefase

nor > 02..Korrespondanse Byggherre/Entreprenør > 01..Endringshåndtering

Support

### 01..Endringshåndtering

an approval process created by Line Bianca Åsmundsen - JOINT on 6 nov 06

new entry show search (all 21 entries shown)

[Registrere endringsordre](#)

#### Approval Steps

Step	Size
<input type="checkbox"/> Under arbeid	1 entry
<input type="checkbox"/> Utstedt endringsordre	1 entry
<input type="checkbox"/> Aksepterte endringsordre	19 entries
<input type="checkbox"/> Frafalte saker	0 entries
<input type="checkbox"/> Tvister/uavklarte saker	0 entries

new step access notification  
select all copy link delete mark read mark unread

<b>KONTRAKT:</b>	2005/58124 Byggeplan NORD	
<b>TIL:</b>	MESTA v/ Arve Krogseth	<b>FRA:</b> Statens vegvesen v/ Egil Grønkel
<b>Overskrift:</b>	Utvidelse av P-plass – Frydenhaugvn. 31	

Endringsordren består i:  
 Et område bak Svy's tubbhall, stort ca 12x16 m<sup>2</sup> ønsker vi å utvide P-plassen ved at trær hogges, uttulling av matjord som skal legges til side langs bjeiketerrasse ved vestfoldbanen. Det skal tilbakefylles og planeres med egnede steinmasser. Arbeidene bes utført på regning etter kontrakten. Kontakt byggeleder for befaring i forkant av oppstart av arbeidene.  
 (Det er planlagt å legge en Ø500mm vannledning gjennom området; denne bør legges samtidig for å slippe å grave opp igjen senere.)

Konsekvenser av ordren:	Oppgjørform:
<input type="checkbox"/> Ingen konsekvenser for KS/HMS	<input checked="" type="checkbox"/> Regningsarbeid
<input type="checkbox"/> Ingen konsekvenser for fremdrift	<input type="checkbox"/> Utføres etter kontraktens enhetspriser
<input type="checkbox"/> Ingen priskonsekvenser	<input type="checkbox"/> Avtalt pris dagens prisnivå inkl. rigg
	<input type="checkbox"/> Medfører ikke regulering iht. pkt. C 28 og 31

Bestilt av byggherre:	Dato: 30.10.2006	Sign: <i>Egil Grønkel</i>
.....		
Akseptert av entreprenør:	Dato:	Sign:
.....		

**Bemanning i byggeledelsen**

Et springende punkt for dette opplegget er hva vi kan rekke over.

**Prioritering av oppgaver:**

Byggeleder bør gå nøye igjennom med prosjekterende

- hva som må kontrolleres og
- hva som bør kontrolleres.

**Ansvar for kontroll under bygging ligger hos byggeledelsen:**

Sikkerhet og levetid/kvalitet må være det vi som rådgivere setter øverst. Vi kan ikke la oss presse til å gå på akkord med sikkerheten.

Fremdrift og kostnad må komme i neste rekke.



# Statens Vegvesen Vegdirektoratet

## prosjektering av spuntkonstruksjoner

### Kontroll av spunt og spuntfot

Under er det listet opp en del mulige punkter for kontroll. Ikke alle vil være aktuelle for de enkelte prosjekter.

#### **Kontroll før oppstart:**

Kontroll av rammeprosedyre, energi ved innmeisling og stoppslagning.

Kontroll av entreprenørens arbeidsprosedyre

Kontroll av SJA og HMS (støy – arbeidstid)

Kontroll av mottatt spunt, inkludert profil, lengder og stålkvalitet.

Kontroll av boltedimensjoner, lengde, diameter og stålkvalitet.

Kontroll av dimensjoner for bolterør



**Kontroll av spunt og spuntfot**                      **forts****Kontroll under arbeidene:**

- Smøring av spuntlåser
- Kontroll av rammeutstyr og justering av stoppslagningsprosedyre ved behov
- Kontroll av geometri for spunt (legger seg / i lodd)
- Boring for fordyblingsbolter, registrering av glippe mellom spunt og fjell.
- Montering av fotbolter kontroll av mål topp spunt - topp bolt etter plassering
- Kontroll av deformasjoner under ramming og utgraving
- Kontroll av gravenivåer og stabilitet internt i gropa under utgraving
- Kontroll av lekkasje og behov for tetting ved frigaving av spuntfot

Den prosjekterende skal motta innmåling av topp spunt og opptegning av UK spunt for å kontrollere at dybder til fjell stemmer med beregningsforutsetningene.

Ved store avvik i spuntlengder skal det vurderes om spunten skal omprosjekteres.

**Kontroll av stag**

Kontroll før oppstart:

- Kontroll av bore-, injisering- og gyseprosedyre.
- Kontroll av oppbygging og materialer i permanente stag
- Mørtelkvalitet, godkjenning av mørtelsammensetning spesielt ved permanente stag
- Kontroll av oppspenningsprosedyre og hvilke deformasjoner som måles.

**Kontroll av stag            forts.**

Kontroll under arbeidene:

- Fri staglengder, behov for vanntapsmålinger og injeksjon skal vurderes under borearbeidene
- Kontroll av lekkasje og behov for tetting/injisering
- Kontroll av målte stagforlengelser ved de forskjellige last-trinn under prøveoppspanning

Erosjon under borearbeidene bør vurderes av kontrollingeniør på plassen.

Ved mye borkrangel, tap av spylevannstrykk eller andre problemer under boring i fjell, kan det være gunstig å øke innboringsdybden i fjell i stedet for å injisere mange stag.

Oppspanning skal foregå i trinn. Deformasjoner av spunten under oppspanning skal måles fra et fast standpunkt. Netto deformasjon av staget under prøveoppspanning skal kontrolleres mot de teoretiske forlengelser for å sikre at staget er intakt og installert som forutsatt.

**Kontroll av puter og stivere**

Kontroll før oppstart:

- Kontroll av sveiseprosedyrer, sveisesertifikater og materialer
- Kontroll av oppspenningsprosedyre og hvilke deformasjoner som måles.

Kontroll under arbeidene:

- Kontroll av sveising
- Kontroll av materialsertifikater og dimensjoner
- Kontroll av orientering av stivere og puter samt detaljer

**I det følgende skal jeg vise en del eksempler på dokumentasjon**

- Stålkvalitet spunt, dybler, puter, lisser, stivere
- Dimensjoner spunt, dybler, puter, stivere
- Gravenivå – dybder grøft – bredder grøft
- Sveisekontroll – visuell kontroll – røntgenkontroll – magnetisk pulverkontroll
- Stag/stiverplassering – nivå vertikalt + horisontalt + hvor på spuntprofilet
- Injisering/vanntap
- Mørtelkontroll i forbindelse med både injisering og gysing

**Oppspenning stag skal vi gå spesielt igjennom i etterkant**













**FAS Forankringsstag**

Prosjekt: 0630 Frydenhaug-EK E 18 Stag nummer: P2-1  
 Oppdragsgiver: Mesta Rekkefølge nr.: 7  
 Protokoll ført av: Stein Robert Haugen Akse nr.: Rad 2 AZ 48

BOREARBEIDER: \_\_\_\_\_ Dato: 15.11.2006

Diameter foringsrør: 193,7 mm Lgd. foringsrør: 6 m Lgd. i fjell: 2 m  
 Diameter fyllboring: 165 mm Lgd. fyllboring: 9 m Bortrykk pr. min.: 15 cm

Anmerkninger: 42,5 vert. -0,99 hor.  
 Fyllboringen er utført med Genivoc

Oppboring utført: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

VANNTAPSMÅLING: \_\_\_\_\_ Dato: 16.11.2006

Sone, fra - til: 6-15, Tid: 10 min Trykk: 1 kg/cm<sup>2</sup> Vol.: 0 ltr/liter  
 Sone, fra - til: 6-15, Tid: 10 min Trykk: 1 kg/cm<sup>2</sup> Vol.: 0 ltr/liter  
 Sone, fra - til: \_\_\_\_\_, Tid: \_\_\_\_\_ min Trykk: \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup> Vol.: \_\_\_\_\_ ltr/liter

Anmerkninger: Vanntapsmåling etter foringsplass fyllboring på P2-3-P2-4 Antall: 2 stk  
 utført 22.11.06

Etter oppboring: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_ Volum: \_\_\_\_\_ l Dato: \_\_\_\_\_ Volum: \_\_\_\_\_ l

INUSERING: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

Sone, fra - til: \_\_\_\_\_ Tiltag: \_\_\_\_\_ Trykk: \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup> Mgd: \_\_\_\_\_ kg  
 Anmerkninger: \_\_\_\_\_ Antall: \_\_\_\_\_ stk

Etterisering: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_ Mgd: \_\_\_\_\_ kg Dato: \_\_\_\_\_ Mgd: \_\_\_\_\_ kg

STAGSETTING: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

Type stag: \_\_\_\_\_ Forankringslengde: \_\_\_\_\_ m  
 Fri lengde: \_\_\_\_\_ Total lengde: \_\_\_\_\_ m

OPPSPENNING: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

Spennings: \_\_\_\_\_ m Prøvelast: \_\_\_\_\_ kN Angitt last: \_\_\_\_\_ kN  
 Injeksjon av fri stagle: \_\_\_\_\_ Ant oppsp.: \_\_\_\_\_ stk Ant fern: \_\_\_\_\_ stk

Godkjent av oppdragsgiver: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

**FAS Forankringsstag**

Prosjekt: 0630 Frydenhaug-EK E 18 Stag nummer: P2-4  
 Oppdragsgiver: Mesta Rekkefølge nr.: 3  
 Protokoll ført av: Stein Robert Haugen Akse nr.: Rad 2 AZ 48

BOREARBEIDER: \_\_\_\_\_ Dato: 13.11.2006

Diameter foringsrør: 193,7 mm Lgd. foringsrør: 9 m Lgd. i fjell: 2 m  
 Diameter fyllboring: 165 mm Lgd. fyllboring: 12,5 m Bortrykk pr. min.: 15 cm

Anmerkninger: 42,5 vert. 6,0353 hor.  
 Forlangt borehull med 4m 22.11.06

Oppboring utført: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

VANNTAPSMÅLING: \_\_\_\_\_ Dato: 16.11.2006

Sone, fra - til: 9-17,5, Tid: 5 min Trykk: 1 kg/cm<sup>2</sup> Vol.: 1,7 ltr/liter  
 Sone, fra - til: 9-21,5, Tid: 5 min Trykk: 1 kg/cm<sup>2</sup> Vol.: 3,3 ltr/liter  
 Sone, fra - til: \_\_\_\_\_, Tid: \_\_\_\_\_ min Trykk: \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup> Vol.: \_\_\_\_\_ ltr/liter

Anmerkninger: Lekkasje til P2-5 og P2-6 etter foringsplass av borehull 22.11.06  
 Intem lekkasje mellom P2-6, P2-5, og P2-4  
 Undervannssjikt uten trykk for og hindre utsvækk mellom hull

Etter oppboring: \_\_\_\_\_ Dato: 20.11.06 Volum: \_\_\_\_\_ l Dato: \_\_\_\_\_ Volum: \_\_\_\_\_ l

INUSERING: \_\_\_\_\_ Dato: 16.11.2006

Sone, fra - til: Ca 9-17,5 Tiltag: 0,60 Trykk: \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup> Mgd: 200 kg  
 Anmerkninger: Undervannssjikt uten trykk for og hindre utsvækk mellom hull

Etterisering: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_ Mgd: \_\_\_\_\_ kg Dato: \_\_\_\_\_ Mgd: \_\_\_\_\_ kg

STAGSETTING: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

Type stag: \_\_\_\_\_ Forankringslengde: \_\_\_\_\_ m  
 Fri lengde: \_\_\_\_\_ Total lengde: \_\_\_\_\_ m

OPPSPENNING: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

Spennings: \_\_\_\_\_ m Prøvelast: \_\_\_\_\_ kN Angitt last: \_\_\_\_\_ kN  
 Injeksjon av fri stagle: \_\_\_\_\_ Ant oppsp.: \_\_\_\_\_ stk Ant fern: \_\_\_\_\_ stk

Godkjent av oppdragsgiver: \_\_\_\_\_ Dato: \_\_\_\_\_

**FAS Boreprotokoll**

Borehull nr: P2-5 Rekkefølge: 2 Akse: AZ 48  
 Protokoll ført av: Stein Robert Haugen  
 Diameter rør: \_\_\_\_\_ mm Diameter fjell: 165 mm

Boring med rør i løsmasser: Boreforlop: Masser, blokker, retningsavvik etc.

Dato: \_\_\_\_\_ Tid (fra - til): \_\_\_\_\_  
 Helning: \_\_\_\_\_ Lgd. rør: \_\_\_\_\_ m  
 Dytteavgivelse: \_\_\_\_\_

Boring med rør i fjell: Slepper, retningsavvik etc.

Dato: \_\_\_\_\_ Tid (fra - til): \_\_\_\_\_  
 Lgd. rør i fjell: \_\_\_\_\_ m  
 Bortrykk: \_\_\_\_\_ cm/min  
 Lekkasjeind.: \_\_\_\_\_  
 Dytteavgivelse: \_\_\_\_\_

Fyllboring: Slepper, vannrentrenging etc.

Dato: 22.11.06 Tid (fra - til): \_\_\_\_\_  
 Lgd. i fjell: 9,5 m  
 Bortrykk: 15 cm/min  
 Lekkasjeind.: \_\_\_\_\_  
 Dytteavgivelse: 7000

**FAS Boreprotokoll**

Borehull nr: P2-6 Rekkefølge: 1 Akse: AZ 48  
 Protokoll ført av: Stein Robert Haugen  
 Diameter rør: \_\_\_\_\_ mm Diameter fjell: 165 mm

Boring med rør i løsmasser: Boreforlop: Masser, blokker, retningsavvik etc.

Dato: \_\_\_\_\_ Tid (fra - til): \_\_\_\_\_  
 Helning: \_\_\_\_\_ Lgd. rør: \_\_\_\_\_ m  
 Dytteavgivelse: \_\_\_\_\_

Boring med rør i fjell: Slepper, retningsavvik etc.

Dato: \_\_\_\_\_ Tid (fra - til): \_\_\_\_\_  
 Lgd. rør i fjell: \_\_\_\_\_ m  
 Bortrykk: \_\_\_\_\_ cm/min  
 Lekkasjeind.: \_\_\_\_\_  
 Dytteavgivelse: \_\_\_\_\_

Fyllboring: Slepper, vannrentrenging etc.

Dato: 22.11.06 Tid (fra - til): \_\_\_\_\_  
 Lgd. i fjell: 4 m  
 Bortrykk: 20 cm/min  
 Lekkasjeind.: \_\_\_\_\_  
 Dytteavgivelse: EN DEL VANN UNDER BOREHULL



Samleoversikt utarbeidet av byggherren for stag

Stag	Boring		Vanntap		Injisering		Stagsetting			Oppspenning	
	Dato	Igd rør/rør i fjell/ fjellboring	Dato	Volum	Dato	kg	Dato	Fri lengde	Forankrings- sone	Dato	Spennlengde
M1	14.08.06	6,5/2/4,5	17.08.06	1,5	28.08.06	ukjent					
M2	11.08.06	6/2/4,5	22.08.06	1,7	28.08.06	ukjent					
M3	16.08.06	8,5/2/4,5	kan ikke måles								
M4	11.08.06	6/2/4,5	22.08.06	3,8	28.08.06	ukjent					
M5	10.08.06	6/2/4,5	22.08.06	2,9	28.08.06	ukjent					
M6	10.08.06	6/2/4,5	22.08.06	2,4	28.08.06	75					
M7	09.08.06	6/2/4,5	22.08.06	1,7	28.08.06	90					
M8	08.08.06	6/2/4,5		ikke målt	28.08.06	270					
M9		5/2,5/5		4,4							
M10	23.08.06	4,2/1,3/5,8		1,7							
M11	22.08.06	5,3/3,2/4,7		0,44							
M12	22.08.06	4,8/2,5/5,2		0							
M13	21.08.06	4,5/3/5,5		6,9							
M14	15.08.06	4,5/2/7,5	31.08.06	0							
M15	15.08.06	4,5/2/4,5	31.08.06	0							
M16	14.08.06	4,5/2/4,5	31.08.06	0							
M17											
M18											
M19											
M20											
M21											

 Fundamentering AS	ENDRINGSLISTE NR. 17
	Prosjekt: 0630 Frydenhaug Oppdragsgiver: Mesta
ENDRINGER I FORHOLD TIL INNGÅTT KONTRAKT	
Fjellingsanlegg ved 2. etasje 07.12.2006 Hull 4 200kg 0,6 vc = 1300kg 0,6vc Hull 6 ca 30kg 0,6 vc Hull 3 450kg 0,6 vc Hull 5 20kg 0,6 vc Hull 2 20kg 0,6 vc Hull 3 230kg 0,6 vc	
Gjør bestemmelse under hele prosessen og godkjenne oppdraget 9 i henning og rigging utløst onsdag 06.12.06 0700-0900 1400-2100 7 i injisering og vækking torsdag 07.12.06 0700-1430	
Oppgjørform ved fleggsarbeider:	Avtalt RS Enhetspriser: <input type="checkbox"/> Trosspriser: <input type="checkbox"/>
For Fundamentering AS: 08.12.2006 Date:	Harry Ramstad Sign:
For oppdragsgiver:	Date: Sign:
Fundamentering AS - Telefon 73 82 26 30 - Telefaks - 73 82 26 35	

DET NORSKE VERITAS



**TECHNICAL REPORT**

Report No: 2006-3314, rev. 01

Report No: 2006-3314, rev. 01

Report No: 2006-3314, rev. 01

Det er foretatt kalibrering av 1 stk. Dywidag hydraulisk spennstajekk, type HOZ 4000 kN, s/n DSI 4228 tilkoblet hydraulisk motorpumpe, av typen "R11.1", s/n. DSI 983302.

Kalibreringen ble utført i en testrig med en kalibrert Strainstall lastecelle 0-4000 kN s/n 29720 acm referansemaal, tilkoblet en DK 38.56 avlesningsinstrument.

Kalibreringen ble utført i Det Norske Veritas' laboratorier på Høvik den 20 juni 2006.

Report No: 2006-3314  
 Project Ref: KS  
 Issue No: 1  
 Revision: 1  
 Date: 2006-09-27

Issue caused by: Jan Lasse Moe  
 Issue verified by: Odi Sund

Issue of this revision: 01

© 2002 Det Norske Veritas AS  
 All rights reserved. This publication or parts thereof may not be reproduced or transmitted in any form or by any means, including photocopying or recording, without the prior written consent of Det Norske Veritas AS.

DET NORSKE VERITAS



**TECHNICAL REPORT**

**KALIBRERINGSRESULTAT**

Fabrikkat, jekk : Dywidag spennstajekk  
 Type : HOZ 4000 kN  
 Serie nr. : DSI 4228  
 Maks. Kraft : 4000 kN  
 Pumpe : Hydraulisk motorpumpe, type "R11.1", s/n. DSI 983302.  
 Manometer : DSI 600 bar -8600 psi, Nr1995043 k1.0 montert på jekk.  
 Ref.normal : Strainstall lastecelle 0-4000 kN s/n 29720 tilkoblet et DK 38.56 avlesnings-instrument.

Avlest trykk på manometer tilkoblet jekk, bar	Indikert kraft fra jekk, kN (avlest på referansemaal)
0	0
50	295
100	730
150	1195
200	1642
250	2089
300	2532
350	2983
400	3436
450	3877
463	4000

Merknader: Ovenstående verdier i kN er middelvendier av tre avlesningsserier. Temperatur under kalibrering 22°C.



EN 10 204 3.1.B  
**PRESTRESSING STEELS**  
 TEST CERTIFICATE

Test Reference: **QL 12035** Date: **2006-09-27**  
 Approved and Released by: **CK/MH**

Customer: **Dywidag Systems International A/S** Send to: **Industriveien 7A, Skytta, Norge.**

Order Number:	26364-10	Customer Order:	2644	Number of Coils:	8				
Strand-Dia:	15,34 mm	E-modul:	188,4	Quantity:	23,938 kg				
Call No:	Breaking load Pm kN	Load at 0,2 % Ep 0,2 kN	Load at 0,1 % Ep 0,1 kN	Elongation Agt %	Area mm <sup>2</sup>	E-modulus kN/mm <sup>2</sup>	Relaxation: LR	Weight of Coil in kg	Charge No
2673723	268,4	248,0	243,2	5,6	139,8	196,5	3,036	214605	
2674146	265,4	242,5	237,8	5,9	139,6	188,4	2,986	216944	
2674147	270,2	250,4	245,5	5,7	139,8	194,2	2,986		
2674148	267,5	246,6	241,3	5,8	139,9	190,5	2,986		
2674149	268,1	248,1	243,1	5,6	139,9	193,3	2,986		
2674150	266,7	246,3	241,2	5,9	139,8	188,7	2,986		
2674151	267,8	247,3	242,7	5,8	139,8	189,0	2,986		
2674152	267,7	247,1	242,3	5,4	139,7	191,2	2,986		

Charge Analysis: P = max 0.040%, S = max 0.040%

**OVAKO HJULSBRO AB**  
**QUALITY CONTROL**  
 .....MH.....



**Oppspenningsberegning**

Prosjekt : 0630 Frydenhaug - Elk E18 P2-1  
 Oppdragsgiver : Mesta  
 Protokoll ført av : Stein Robert Haugen Dato: 09.01.2007

Jekktipe: Hoz 4000 19 liners  
 Stampelareal: 894,57 cm<sup>2</sup>  
 Tapsprosent: 1 %  
 Låsetap: 2 mm

Antall lisse: 14 stk  
 Areal pr. lisse: 140 mm<sup>2</sup>  
 Spennlengde: 7 m  
 Flytspenning: 1670 MPa  
 E-modul for stål: 195 000 MPa

Prevelst: 2730 kN 314 bar  
 Låselast: 1000 kN 115 bar  
 Forspenning: 273 kN 31 bar (10 % av prevelst)

Formler:  $\frac{last(100\% + tap)}{stampelareal} = bar$  Forlengelse =  $\frac{spennlengde \times last}{lisseareal \times E \cdot modul}$

Last [ x P ]	Last [kN]	Bar	Forlengelse (mm)		Def. spunt	Forlengelse stag
			Beregnet	Målt		
0,1	273	31	0	0	0	0
0,4	1092	126	15	23	3,2	21
0,7	1911	220	30	47	6,6	41
1,0	2730	314	45	75	10,14	61
Låselast	1000	115	13	21	4,3	18



**Spunting**

Prosjekt : 0630 E 18 Frydenhaug - Elk, Drammen  
 Oppdragsgiver : Mesta AS  
 Protokoll ført av : Tormod Dato : 07.06.2006

Rammeutstyr : MRZY 1200 ABI 15/18

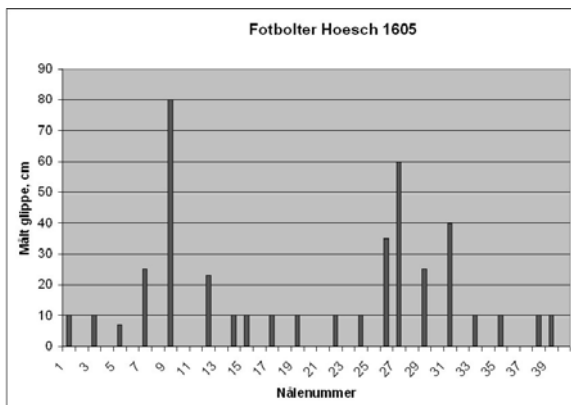
Spunttype : 1605 Hoesch

Nr.	Spunt nr.	Lengde	Meter u. terreng	Synk pr.min.	Meter s. pr.min.	Kote		Merknader
						Topp	Bunn	
1	21	9,5		0	0	21.979	12.479	Sluttkriterio 3zrier a 10sek. På max effekt.
2	22	9,5		0	0	21.943	12.443	Sluttkriterio 3zrier a 10sek. På max effekt.
3	23	9,5		0	0	22.850	13.350	Sluttkriterio 3zrier a 10sek. På max effekt.
4	24	9,5		0	0	22.839	13.339	Sluttkriterio 3zrier a 10sek. På max effekt.
5	25	8,5		0	0	22.208	13.708	Sluttkriterio 3zrier a 10sek. På max effekt.



© Optimal Geoteknikk AS

**Bearbeiding av mottatt dokumentasjon for fotbolter**



Hoesch 1605

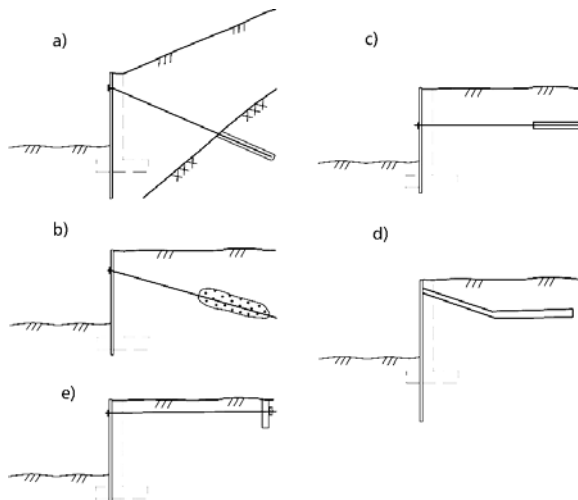
Nål nr.	glippe. cm	bolt	Nål nr.	glippe. cm	bo
1	10	Ø70	41		
2			42	10	Ø7
3	10	Ø70	43	10	Ø7
4			44		
5	7	Ø70	45	15	Ø7
6			46		
7	25	Ø80	47		
8			48	16	Ø8
9	80	ingen bolt	49		
10		Ø80 + 10t	50	20	Ø8
11			51		
12	23	Ø80	52	10	Ø7
13			53		
14	10	Ø70	54	10	Ø7
15	10	Ø70	55	10	Ø7
16			56		
17	10	Ø70	57		
18			58	24	Ø8
19	10	Ø70	59	10	Ø7
20			60		
21			61	10	Ø7
22	10	Ø70	62		
23			63		
24	10	Ø70	64	10	Ø7
25			65		
26	35	Ø80	66	10	Ø7
27	60	Ø80, 3 m	67		
28			68	10	Ø8
29	25	Ø80	69		
30			70	40	Ø8
31	40	Ø80	71		
32			72	35	Ø8
33	10	Ø80	73		
34			74	10	Ø8
35	10	Ø70	75		
36			76	20	Ø7

© Optimal Geoteknikk AS

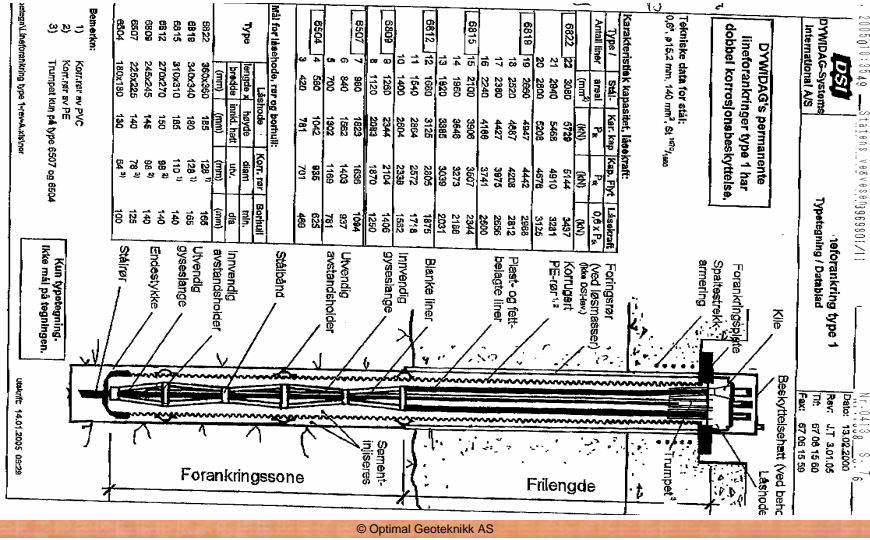


**Statens Vegvesen Vegdirektoratet**  
**prosjektering**  
**av**  
**spuntkonstruksjoner**

**Bakforankring spuntvegger**



Vi skal konsentrere oss om stag til fjell.



Utdrag fra prosess

**83.756 Oppspenning og injisering av fri stanglengde**

Samtlige spenntau skal oppspennes samtidig.

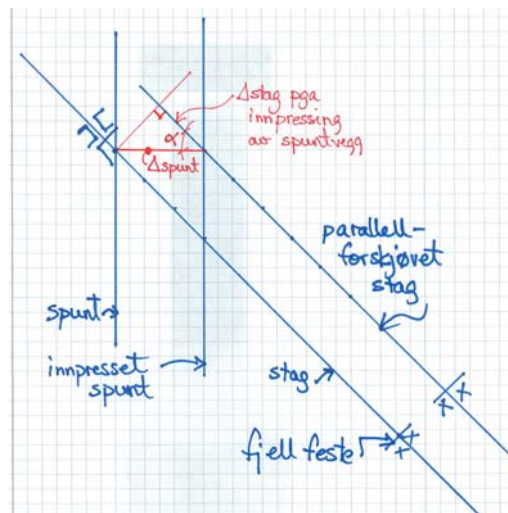
Oppspenningen skal foregå trinnvis, og både den absolutte og relative deformasjon i kabelstaget skal avleses for hvert lasttrinn.

Dette utføres ved at den relative deformasjonen mellom underlaget for jekken og spenntau registreres samtidig som deformasjonene av spenntau registreres fra en fast standplass.

Ved prøveoppsetning benyttes følgende prosedyre:

1. Uttrekk av slakk i spenntau: Nullstilling for måling av forlengelse defineres som stilling ved  $0,1 \cdot P$  ( $P =$  prøvelast)
2. Staget spennes opp trinnvis med avlesninger ved følgende laster :  $0,1P - 0,4P - 0,7P$  og  $1,0P$ . Lasten på hvert trinn skal bli stående til bevegelsene er mindre enn 1 mm over en periode på 2 minutter. Prøvelasten  $P$  skal stå på staget inntil deformasjonen er null i minimum 10 minutter ned avlesning av reell last og deformasjon etter både 5 og 10 minutter.
3. Staget avspennes ned til  $0,1P$  og det utføres ny utgangsmåling.
4. Fra  $0.1 P$  spennes staget direkte opp og låses på forspenningslasten.

### Beskrivelse av deformasjonsmåling stag og spunt





**Hva er det som skjer under prøveoppspenning**

Under prøveoppspenning vil man få elastisk forlengelse av den fri stanglengde. I tillegg vil spunten deformere seg inn i jorden

Dessuten har man en del utilsiktede effekter i forankrings-sonen avhengig av hvor godt utstøping og injisering er og avhengig av hvor godt fjellet er.

Under beregningene regner vi på flere forskjellige forhold for stag-kapasiteter. Det vi tester ved prøveoppspenning er

- Utriving av fjell-legeme
- Fjellkapasitet mellom mørtel og fjell
- Heftkapasitet mellom stål og mørtel (for mørtelen)
- Stagets oppbygging og integritet
- Puter, staghodet og innfestingen i spunten og deres kapasitet.

**Innføring i regneark med kontroll av deformasjoner og bakgrunnsinfo**

KONTROLL PRØVEOPPSPENNING STAG									
SPUNTVEGG 1		Stagrad 1		deformasjon i stag i mm					
ant.lisser	fri stang-stk	Stag 1 lengde. m	påsatt last i stag	målt.Δ	målt.Δ	spunt målt.Δ	stag teoretisk.Δ	avvik.Δ	% avvik.Δ
4	9	slakk	30	0	0	0	0	0	0
4	9	læselast	200	10	0	10	10	0	1
4	9	0,4 P	312	23	3	25	19	4	20
4	9	0,7 P	546	42	6	46	38	3	9
4	9	1,0 P	780	61	6	65	58	3	5



**Gruppeoppgave for kontroll av prøveoppspanning stag**

Dere får utlevert følgende:

- Boreprotokoller
- Sertifikater
- Oppspanningsprotokoller
- Informasjon om jekk
- Utlevering av regneark

Funksjonskravene er maks +/- 10% avvik fra teoretisk forlengelse eller maks +/- 2 m avvik ved stag som har leger fri lengde enn 20 m.

Forklar hva avvikene betyr for staget.



**Statens Vegvesen Vegdirektoratet**

**prosjektering**  
**av**

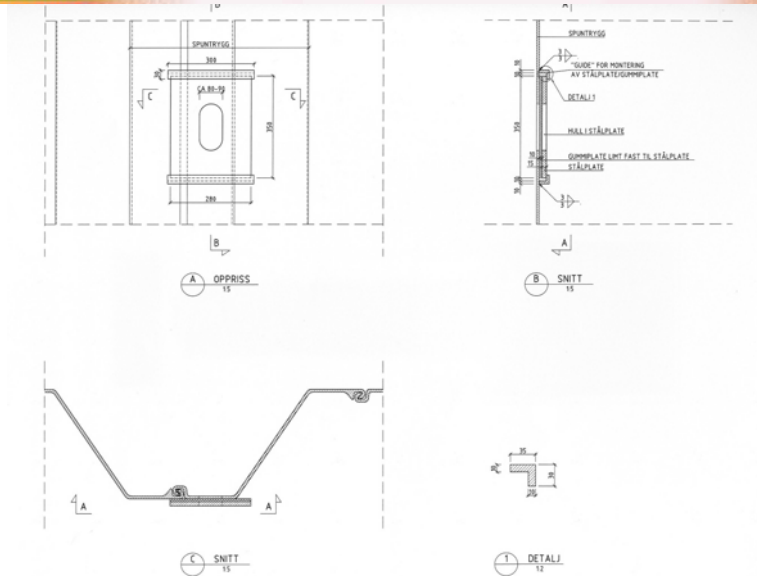
**spunkonstruksjoner**

**Opp-**  
**gaver**

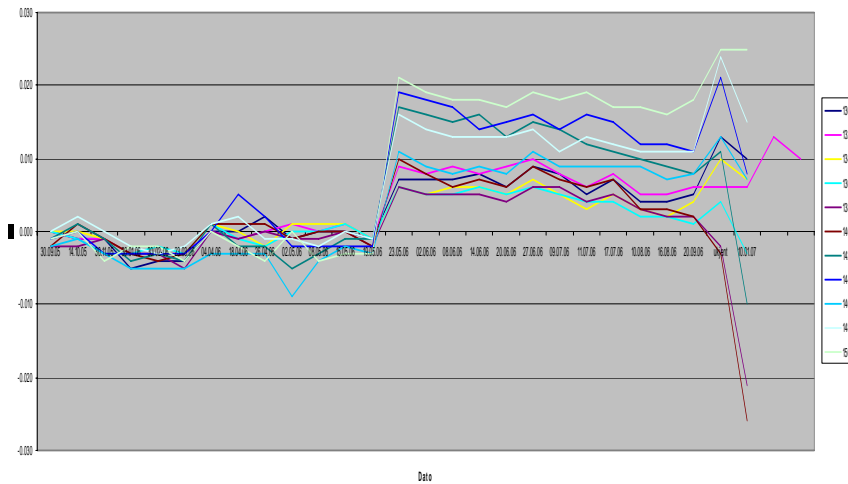
**spunt**

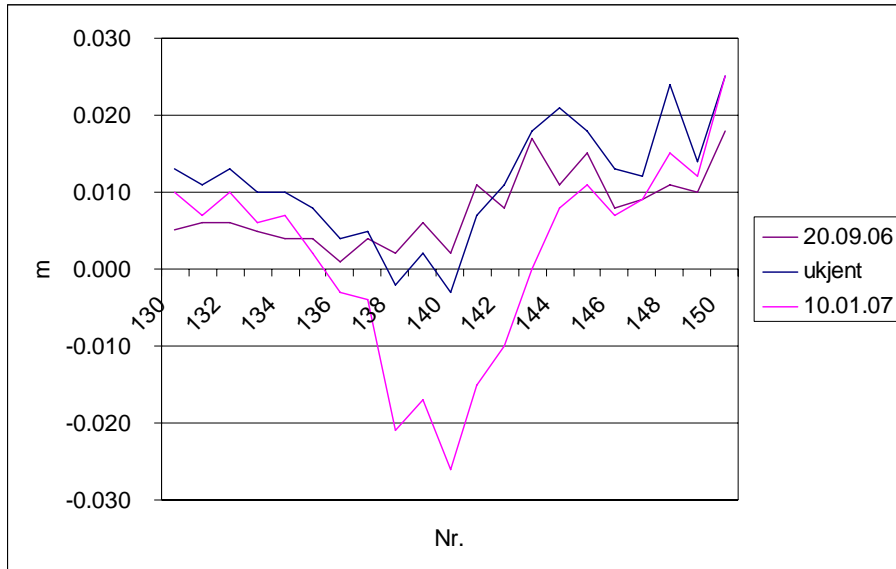
**Fryden**  
**haug**

Oppgavebeskrivelse / tidspunkt / avhengigheter	Arkiv / Ans.
1. Deformasjonsmålinger, topp <u>spunt</u> og topp <u>inclinometer</u> <u>ihht</u> tegn	Perm.
2. <u>Inclinometermålinger</u> <u>ihht</u> tegn	Perm.
3. Deformasjonsmålinger topp mur samtidig med pkt 1	Midl.
4. Poretrykksmålinger samtidig med pkt 1 + ved spesielle behov	Midl.
5. Oppfølging stagkollisjoner, kontrollmåling av stagretning <u>ihht</u> prosedyrer	Perm.
6. Oppfølging vann tapsmålinger og oppspenning stag <u>ihht</u> beskriv	Perm.
7. Oppfølging av oppbygging av stag under setting <u>ihht</u> beskriv og prosedyre	Perm.
8. Oppfølging av gravenivåer foran <u>spunt</u> <u>ihht</u> tegn	Midl.
9. Rammeprotokoller <u>spunt</u> / <u>forbolter</u> / spesielle tiltak <u>ihht</u> prosedyrer	Perm.
10. Materialsertifikater stål og mørtel i <u>hht</u> beskrivelse	Perm.
11. Oppfølging av / innstopping pute og stag	Perm.
12. Oppfølging av tilbakefylling mot <u>spunt</u> og kapping stag	Midl.



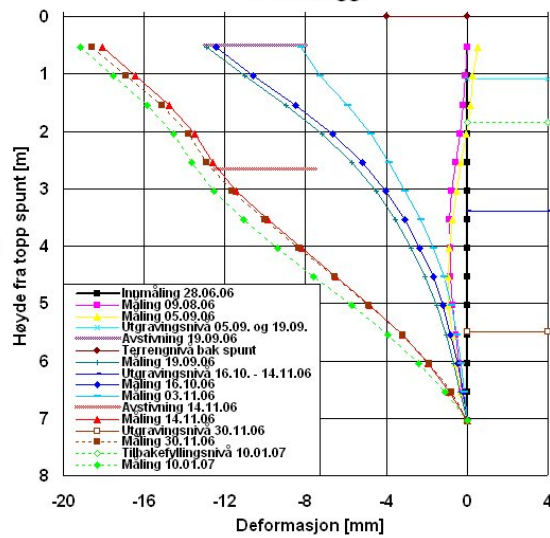
Setningsnivellement - 130-150

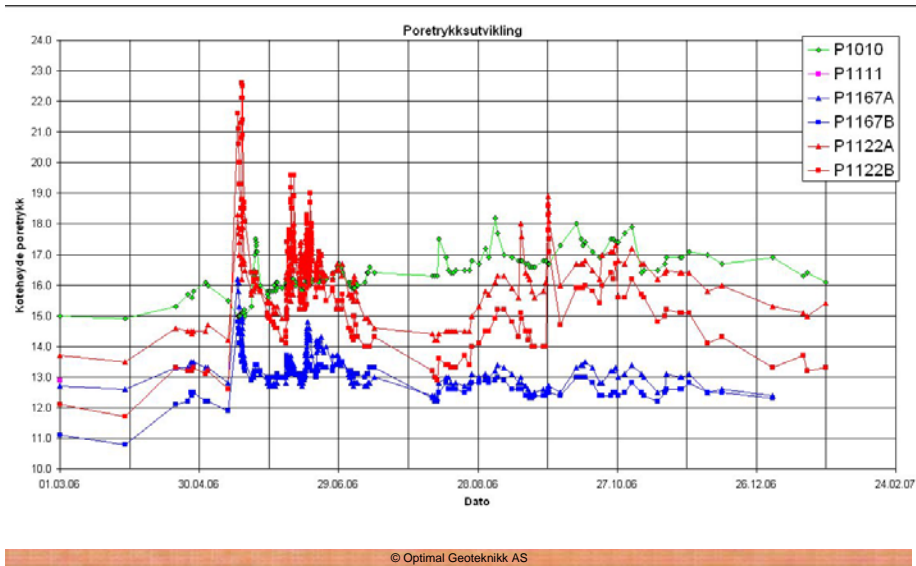




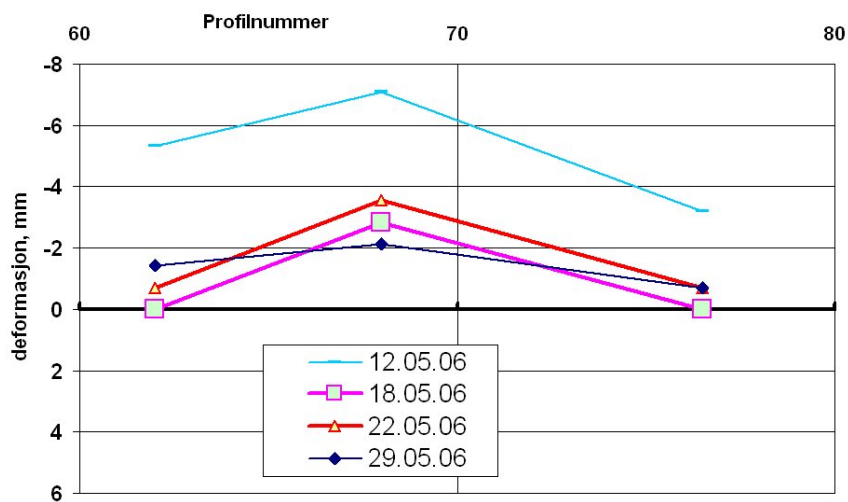
Inklinometer Hoesch 1805 v/nål 21 mot  
brakkerigg

E18 →

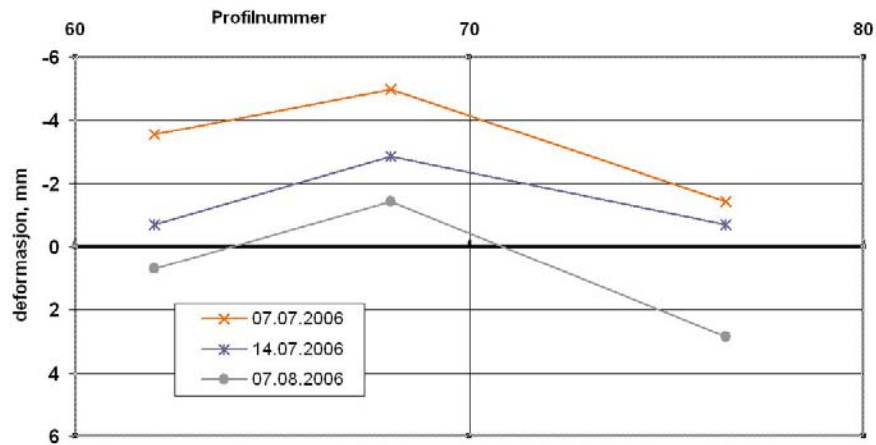




Deformasjoner eks.mur - E18



## Deformasjoner eks.mur - E18



© Optimal Geoteknikk AS



## Midl. forankring i fjell

## 1.0 Materialleveranse.

## 1.1 Forankringsstag

Spunt AZ 48

Ø 0,6" lisser i kvalitet 1670/1860. Bruddlast pr. lisse er 260,4 kN.  
Antall lisser tilpasses hvert stags dimensjonerende kapasitet.

## 2.0 Arbeidsutførelse

## 2.1 Nedspenning / Oppspenning

Før oppspenning starter skal både spennjekk og manometer kalibreres.  
Dokumentasjon overtendes oppdragsgiver.

Samtlige lisser spennes opp samtidig, til kilene er fristilt anker. Det benyttes ikke større kraft enn prøvelast (slik at spunt eller lisser ikke blir skadet). Dette kontrolleres med bruk av manometeret. Kilene demonteres ved bruk av skrutrekker slik at fingre ikke blir i direkte kontakt, og staget slippes ned. Kilen monteres opp og staget spennes opp til 0,1 P med avlesing, for så og spennes opp til låselast 350 kN med avlesing og låses.

NB! Det er den relative forlengelsen som skal måles – IKKE forlengelsen målt mot spunt.

Deformasjon av spunt og deformasjon av lisser måles ved hjelp av stikker separat for hvert last-trinn og legges inn i protokollen.

## 3.0 Dokumentasjon

## 3.1 Protokoller

Det føres protokoller på alle arbeider som vedlagt.

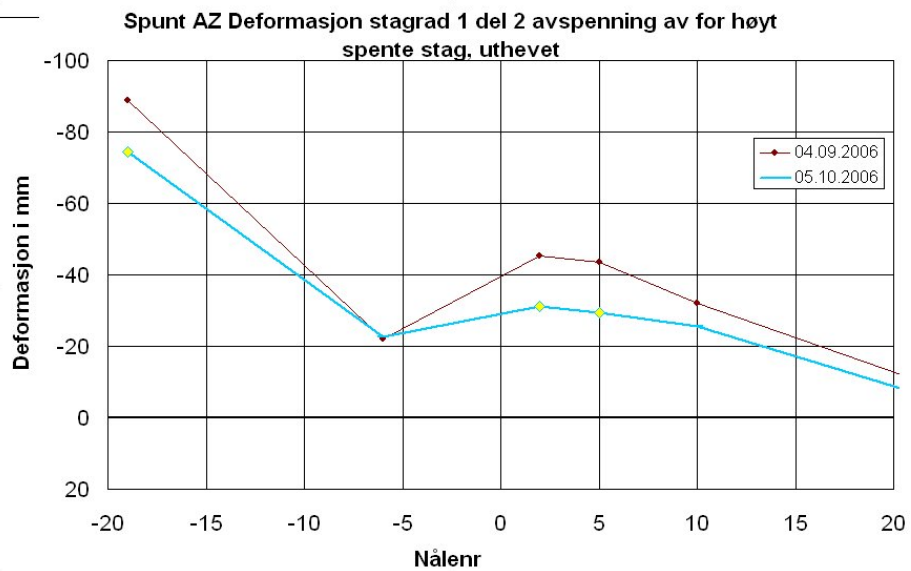
© Optimal Geoteknikk AS



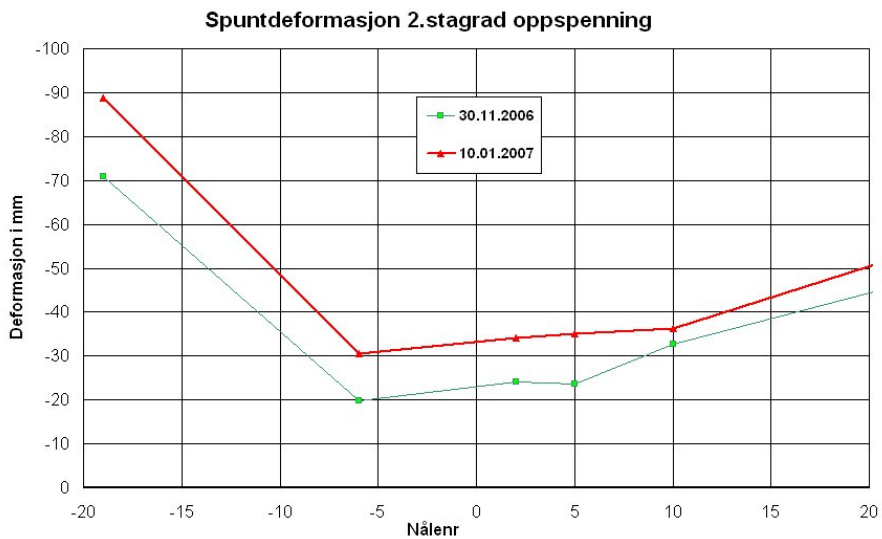
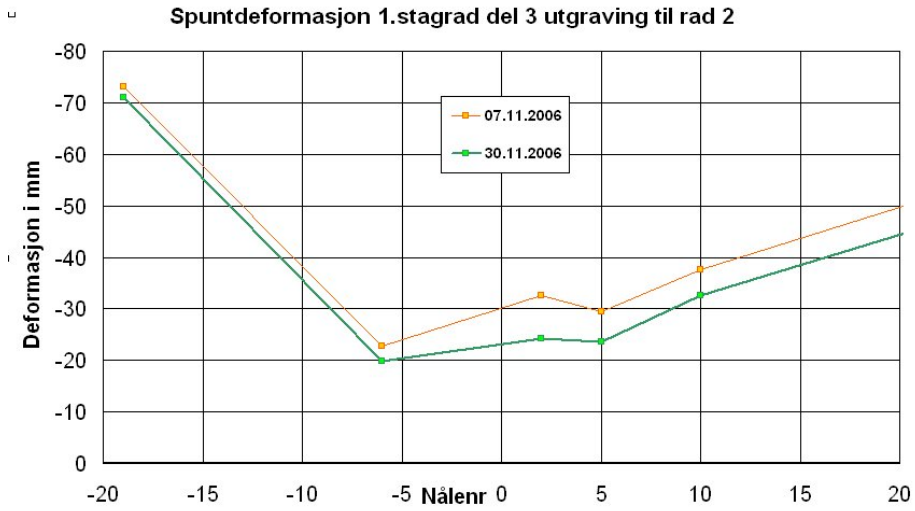




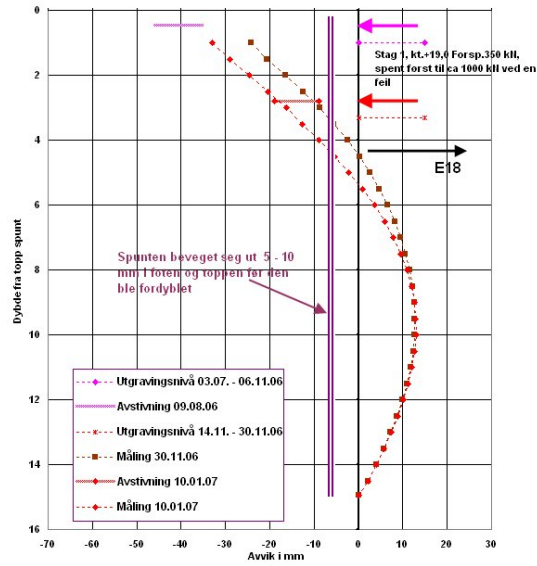
© Optimal Geoteknikk AS



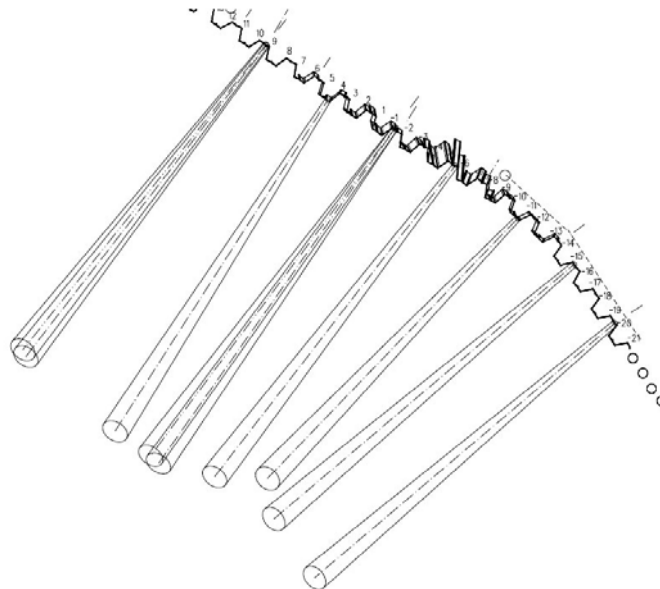
© Optimal Geoteknikk AS



Frydenhaugveien , Inklinometer AZ48 nål +5



© Optimal Geoteknikk AS



© Optimal Geoteknikk AS





## Statens Vegvesen Vegdirektoratet

### HB016:

### Kap. 10 Spuntkonstruksjoner

### Kapittel 10 Spuntkonstruksjoner omhandler

- dimensjoneringsprinsipper for spunt og avstivninger,
- beregningseksempler for håndregning og for samvirkeprogrammer,
- praktiske råd
- tips for anleggskontroll.

## Kapittel 10 Spuntkonstruksjoner omhandler

- dimensjoneringsprinsipper for spunt og avstivninger,
- beregningseksempler for håndregning og for samvirkeprogrammer,
- praktiske råd
- tips for anleggskontroll.

## Kapittel 10 Spuntkonstruksjoner omhandler

Spuntramming – kommer vi ikke ned??  
Store glipper for fotbolter  
Poretrykksøkninger under boring og oppspenning  
Lekkasje ut av staghull  
Erosjon bak spuntveggen  
Kollisjonskontroll stag – stivere – andre konstruksjoner utenfor og inne i gropa –  
Toleranser hvordan mister vi dem  
Oppspenning stag – store deformasjoner  
Avdekket spuntfot – dårlig fjellfeste – undersprengning -  
Spesielle målinger spunt og stag  
Dersom noe ikke er som forutsatt – hva gjør vi da – hvem har ansvaret  
Aktuelle fallgruber – spesielle situasjoner (anleggstrafikk i/ved byggegropa,  
hydraulisk grunnbrudd)  
Anleggsgjennomføringen i 016, - bilder som eksempler– ramming, boring med  
uten vann/luft, vanntap, grensesnitt mot andre fagområder

**Grunnlag for dimensjonering**

- a) Geometri av byggegrop og omgivelser.
- b) Laster på terreng og/eller konstruksjon.
- c) Grunnforholdene kartlegges; terreng, løsmasser og fjell.
- d) Grunnvannstand, ytre vannstand og strømning.
- e) Installasjoner, bygg / konstruksjoner, veger etc. i nærheten kartlegges
- f) Krav til deformasjoner / setninger for omgivelser / spunt spesifiseres.
- g) For naboforhold skal det i god tid før byggestart:
  - monteres setningsbolter
  - utføres bygningsbesiktigelse
  - installeres piezometere

**=> Geoteknisk prosjekteringsklasse bestemmes**





## 10.7 PRAKTISKE HENSYN

### Hensyn til omgivelser

#### Rammetekniske forhold

Tiltak for å bedre rammeforholdene og -resultatene

#### Hensyn ved stag og stivere

Plassering av innvendige stivere.

Plassering av stag.

Boring av stag.

Tetting av staghull.

Tetting av spuntfot

### Hensyn til rigg og drift

## ANLEGGSKONTROLL

Generelt skal man for alle anleggsarbeider sitte igjen med dokumentasjon på at

- det er benyttet riktige materialer med nødvendig materialkvalitet
- en dokumentasjon i form av protokoller og/eller målinger som viser at fastlagte krav i forbindelse med utførelsen er oppnådd.

I tillegg skal geometrisk kontroll utføres for å sikre at konstruksjonene er riktig plassert.

Anleggskontroll bør deles opp i 2 faser;

- kontroll før arbeidene starter opp (materialer, fastlegge prosedyre for utførelse)
- kontroll under arbeidene (utførelse etter prosedyre)

**ANLEGGSKONTROLL forts****Kontroll av spunt og spuntfot**

Det bør ikke tillates utgraving for første avstivningsnivå før spuntfoten er godkjent.

**Kontroll av stag/forankringer**

Erosjon under borearbeidene bør vurderes av kontrollingeniør på plassen.

Det kan være gunstig å øke innboringdybden i fjell i stedet for å injisere mange stag.

Prøveoppspanning skal foregå i trinn. Deformasjoner av spuntten under oppspanning skal måles fra et fast standpunkt.

Deformasjon av staget skal kontrolleres mot de teoretiske forlengelser for å sikre at staget er intakt og installert som forutsatt.

**OG TAKK FOR OPPMERKSOMHETEN**



## Spuntveggskonstruksjoner - Hva går galt og hvorfor?



## Spuntvegg - et drama i 4 akter

- Grunnlagsdata
  - Grunnundersøkelser
  - Valg av dimensjoneringsparametre
- Dimensjonerende situasjon
  - Dimensjonerende laster
  - Deformasjon
- Beregninger
  - Beregningsmodeller
  - Beregningsverktøy
- Utførelse
  - Spunting
  - Setting av stag

## Endringer i skjærstyrke

Avlastning i byggegropa vil medføre svelling

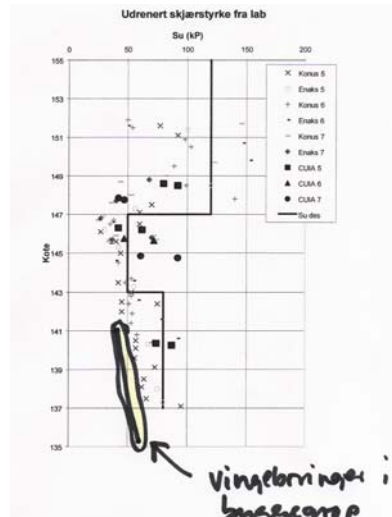


Reduserer skjærstyrken



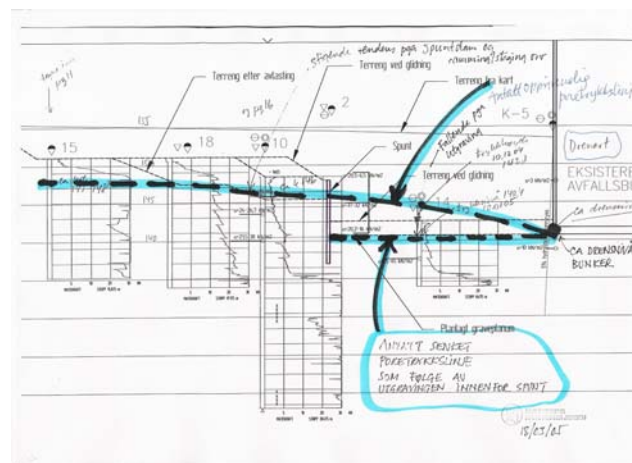
Redusert bæreevne

Redusert passiv motstand mot spuntfot



## Endrede dreneringsforhold

Drenering for eksisterende bygg gir lavere poretrykk, spunt kan avskjære drenering og må beregnes for fullt vanntrykk





## Vanninntrenging gjennom spunt



## Belastninger - punktlaster



## Poretrykksoppbygging

Aktiviteter som genererer poretrykk:

- Peling
- K/S-peler
- Setting av stag



## Dimensjonerende situasjon - deformasjoner

Nærhet til eksisterende bygg medfører krav til maksimale deformasjoner

Skråning over spunt –

Obs! deformasjoner

Må gjenspeiles i beregningsmodell!

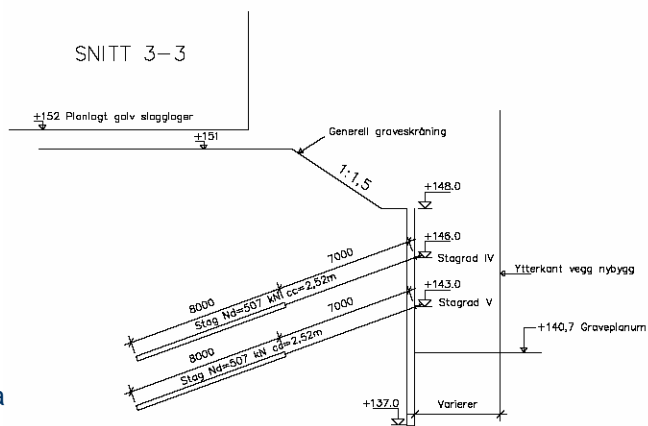


# Beregningsmodell

Spunt og stag må dimensjoneres for krav til deformasjon!

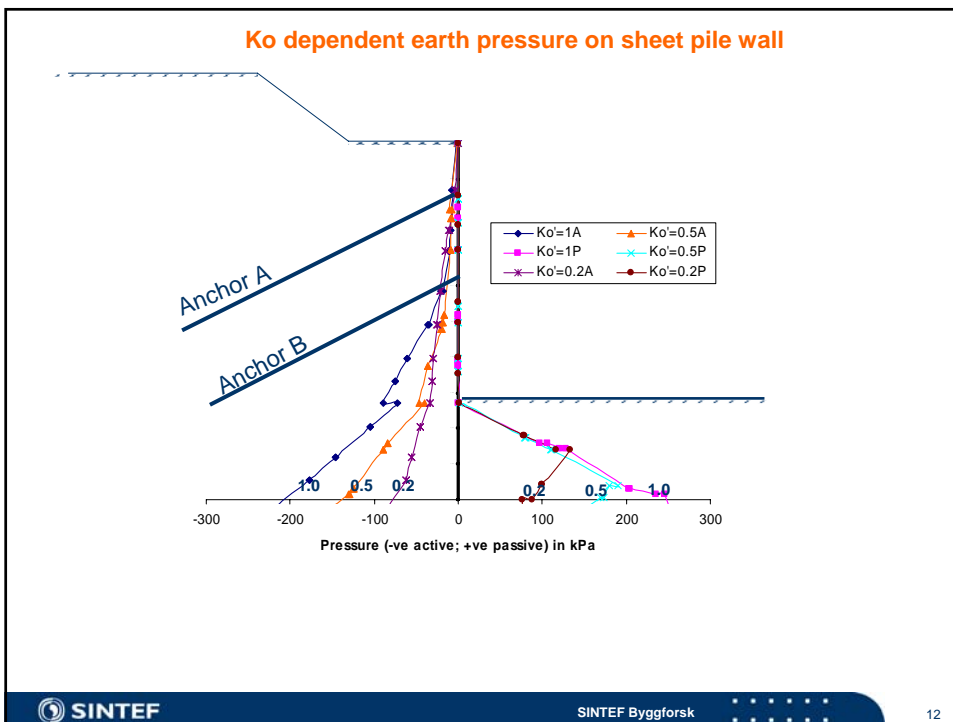
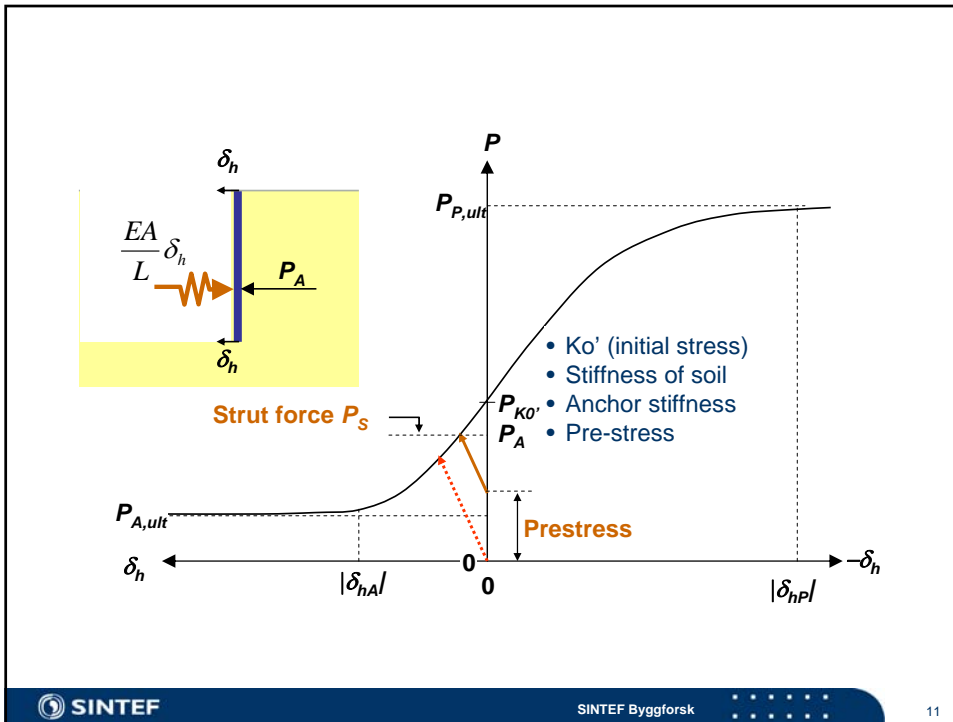
Stagkapasitet må være tilfredsstillende for å kunne spennes opp til ønsket nivå (=hvor store deformasjoner)

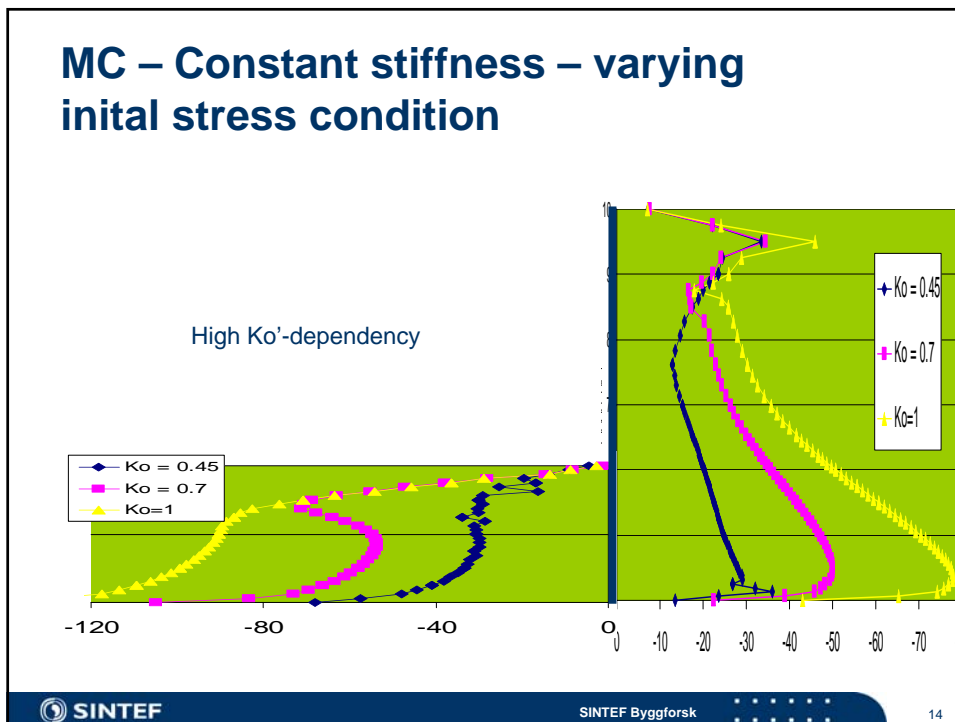
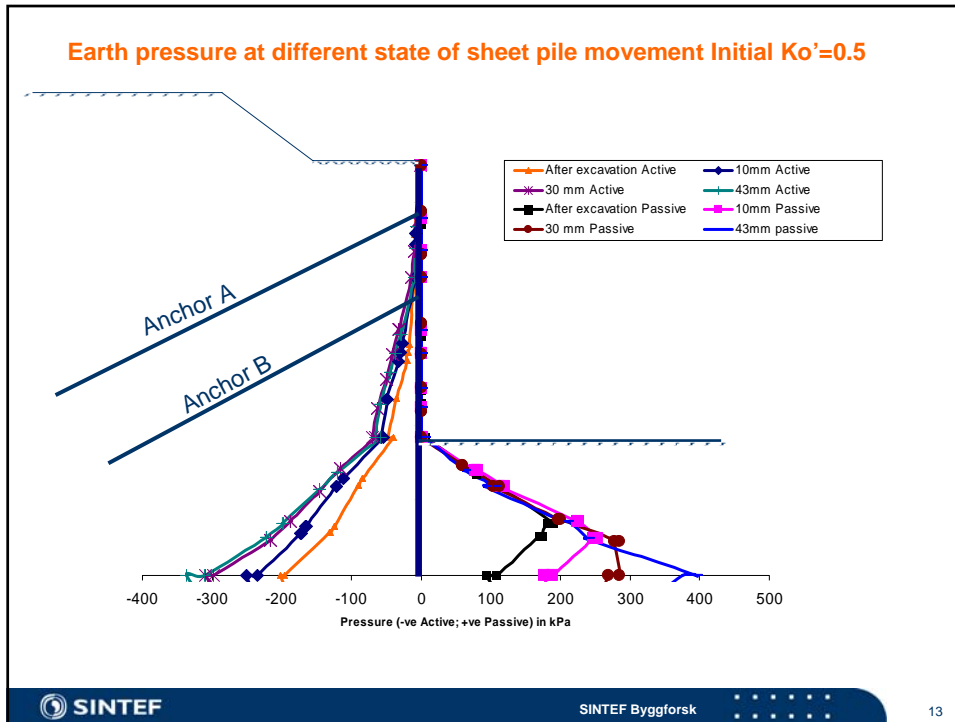
OBS! Ekstra deformasjoner pga skråning.



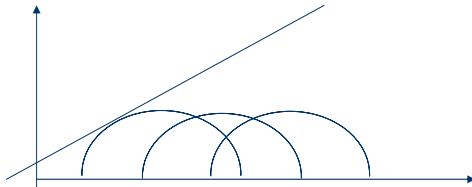
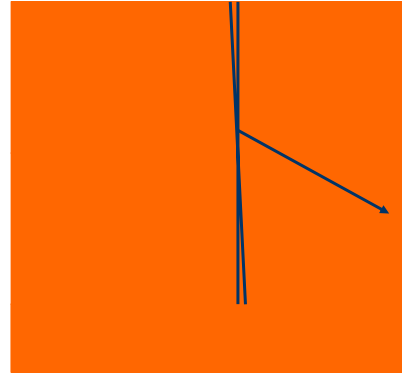
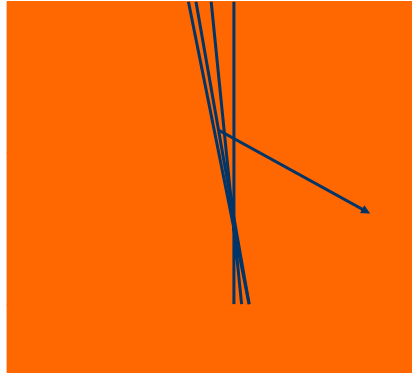
For the wall, the horizontal forces are the most important and hence the horizontal stiffness of the supports.







## Utvikling av deformasjoner og poretrekk



### Finite element modelling of a sheet pile problem

**Assumed soil properties**

Parameter	Unit	Above GW	Below GW
Material model		Mohr-Coul.	Mohr-Coul.
Type of material behaviour		drained	drained
Soil weight, $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17	20
Permeability, k	m/day	1	1
Young's modulus; $E_{50}$	kPa	50 000	75 000
Poisson's ratio; $\nu$ , $\nu_{ur}$	-	0.2	0.1
Cohesion, c	kPa	0.1	0.1 (note $c_2 > 0$ is recommended for numerical stability)
Friction angle, $\phi$	°	39	39
Dilatancy angle, $\psi$	°	0	0
Coeff. of earth pressure, $K_0$	-	0.5	0.5
Strength reduction factor, $R_{int}$	-	0.8	0.8
Tension cut off		on	on

**Assumed anchors (A and B) profile**

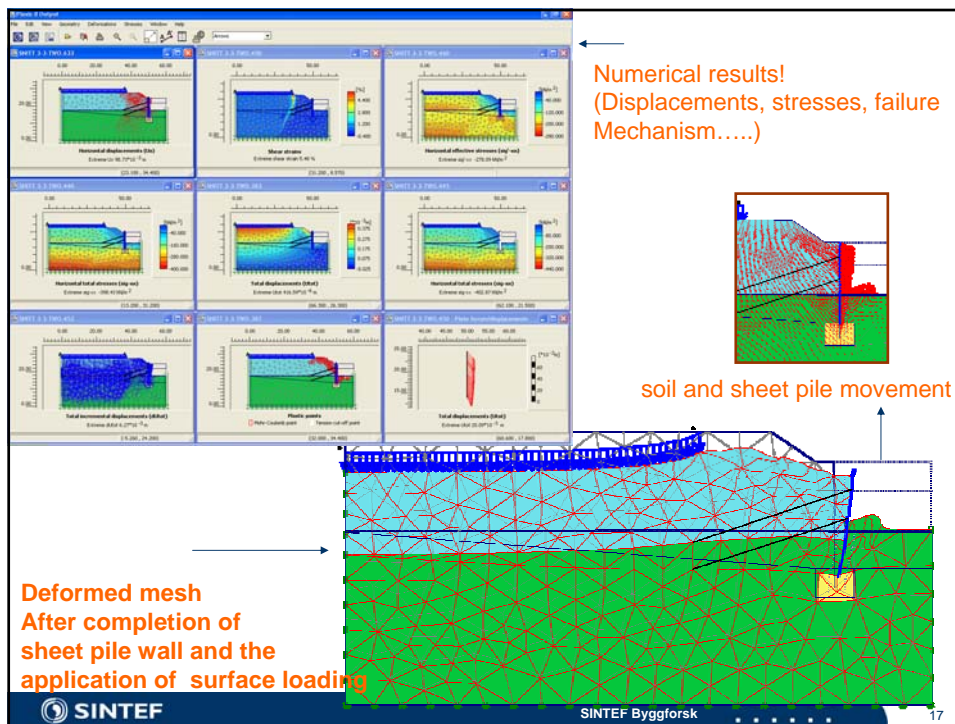
Parameter	Unit	Value
Type of behaviour		Elastic
Normal Stiffness, EA	kN/m	80 000
Spacing out of plane, $L_s$	m	1
Maximum force		
Elastic	kN/m	$1 \times 10^{15}$ (default)
Elastoplastic	kN	75

**Assumed sheet pile profile**

Parameter	Unit	Value
Type of behaviour		Elastic
Normal stiffness, EA	kN/m	$7.50 \times 10^6$
Flexural rigidity, EI	kNm <sup>2</sup> /m	$1 \times 10^6$
Weight	kN/m/m	10.0
Poisson's ratio; $\nu$	-	0.0

**PLAXIS 2D:**  
15 noded elements

This PLAXIS FE model is motivated from "Stint 3-3"; however parameters have been chosen arbitrarily



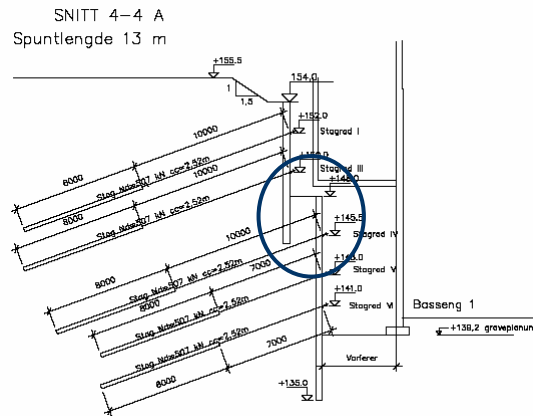
## Avanserte FEM-analyser

- FEM er et fantastisk verktøy!
- Husk å kontrollere at forutsetningene er riktige!
- Vær forsiktig med totalspenningsanalyser med høye skjærstyrkeverdier
- Gjør kontroll med overslagsberegninger

## Delt spunt

Delt spunt-ingen momentkapasitet

Fot for øvre spunt vil få deformasjoner ved utgraving for nedre spunt før setting av stag



## Delt spunt – momentkapasitet og fotstøtte!



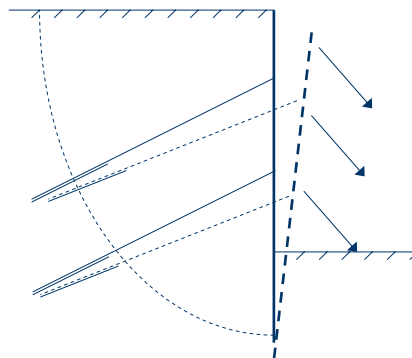
## Spunt med skråstag

Stag med kraftig helning

Liten motstand i tverretning av stagene!



## Deformasjoner av spunt med skråstag og lav bæreevne for fot



- 1 Spunt penetrerer i fot
- 2 Stag slakkes pga skråstilling
- 3 Spunt går utover til stag mobiliseres på nytt



## Detaljer kan være avgjørende

Stålkvalitet i avstiving

Sveisekvalitet



## Kollaps av spuntvegg

Kollaps i en del medfører overføring av krefter til andre deler med dominoeffekt!



## Deprimert ungdom!



## Spunt under setting





## Grunn til depresjon!



## Spuntkonstruksjoner - klassiske problem

- Tett bebyggelse - ømfindtlig for deformasjoner
- Anleggsaktiviteter kan medføre belastninger
  - Anleggsmaskiner
  - Kraner
  - Deponering av masser
- Anleggsaktiviteter medfører poretrykk
  - Setting av stag
  - Peling
  - K/S peling
- Endring av dreneringsforhold - poretrykk
- Beregningsmodell må reflektere krav til deformasjoner
- Skråstag – vertikal likevekt - penetrering av fot!
- Øverste stegrad vurderes ut fra stabilitet og deformasjoner
- Djevelen ligger i detaljene!
- Tid er en viktig faktor mht deformasjoner

## Takk for hjelpen og takk for meg!

- Vikas Thakur
- Arnfinn Emdal
- Stein Christensen
- Steinar Nordal
- Marleen de Vries





TRACK & ROAD AS

# MoFix- støttemur

## Generelt.

MoFix – støttemur kan etableres ved hjelp av ett eller flere MoFix-fundamenter som plasseres i et forboret hull og fastgyses til omliggende masser. Det er spesielt i lausmasser med stor stein over fjellgrunn og nær bygninger, vegger og jernbane at MoFix-støttemur kan være en fordel til tradisjonelle løsninger da metoden gir setningsfri etablering og ingen forgraving.

MoFix-støttemur kan bestå av bare MoFix-fundamenter i tett rekke eller med lengre avstand mellom fundamentene i kombinasjon med fjellbolter og armert betong.

MoFix-fundament er et slankt prefabrikkert betongsøylefundament med stor styrke og høye kvalitetskrav for produksjon og montering. MoFix-fundamentet leveres i forskjellige lengder og diameter og er tilpasset standard grunnboringsutstyr for montering i marken.

MoFix-fundamentet er uttestet i fullskalatest på Norske Veritas og i marken for kontroll av teoretiske beregninger. MoFix-fundamenter er godkjent for bruk på Jernbaneverket.

Det er hittil utviklet MoFix fundamenter for følgende bruksområder til Jernbaneverket.

- MoFix- fundament for KL-master
- MoFix- fundament for Barduner til KL-anlegg
- MoFix- fundament for Signalmast
- MoFix- fundament for Støyskjermer
- MoFix- fundament for Fastpunkt (GVUL)
- MoFix- fundament for Brufundament.

MoFix - fundamentene leveres fra betongelement fabrikken Spenncon på Hønefoss. Spenncon er ISO 9001 sertifisert og fundamentene er kvalitetssikret, sporbare. Alle MoFix-fundamenter er preget med stempel, tall og bokstaver på to sider i topp. Hvert fundament er derfor unikt.

## Eksempel på merking side 1: (Årsnummer)

S 0409 MoFix

S er Spenncon som er leverandør av fundamentet.

02 betyr at fundamentet er produsert i 2002 og 09 betyr form nummer 9

MoFix. Et patentbeskyttet varemerke som dokumenterer at det er et MoFix – fundament.

## Eksempel på merking side 2: (Løpenummer)

402230 betyr at fundamentet er 4,0 meter langt, produsert i uke 22 og datoen den 30.

MoFix – fundamentetene leveres vanligvis med et innstøpt injeksjonsrør med skrukobling i topp av fundament. Injeksjonsrøret ender ut i en utsparring i bunn med tverrør til hver side.

---

<b>Postadresse</b>	<b>Kontoradresse</b>	<b>Telefon</b> + 47 45 24 50 12	<b>Bankkonto:</b>
Track & Road AS	Track & Road AS	Faks./tel + 47 32 81 97 31	7177.05.48335
Kvernveien 1	Kvernveien 1	E. Mail : steimo3@online.no	<b>Org.nummer:</b>
3043 Drammen	DRAMMEN	<a href="http://www.infoside.no/track_road_as">www.infoside.no/track_road_as</a>	984 492 693 MVA

## SAMMENDRAG FRA BEREGNINGER FOR MOFIX-FUNDAMENTER (Det anbefales fundament med diameter 355 mm for støttemurer)

### Prefabrikert sylindrisk betongsøylefundament med HRC fundamentbolter

03.03

#### Eksempler på fundamentdimensjoner og kapasiteter

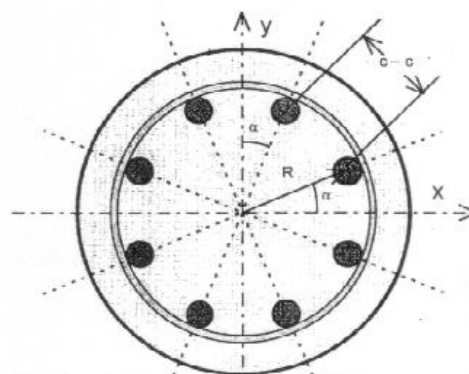
Ø <sub>fund</sub> mm	Fundamenttype				Bolteplassering			Bøyekapasitet		
	Fundamentbolter			Tillegg Ø <sub>arm</sub> mm	pos. senter bolt			Topp fund. M <sub>brudd</sub> kNm	Betongtverrsnitt	
	Ant.	Gjenge dim.	Ø <sub>arm</sub> mm		R mm	α °	c - c mm		M <sub>brudd</sub> kNm	M <sub>bruk</sub> kNm
135	4	M12	10	0	31,6	45,0	44,7	2,9	4,9	3,4
185	4	M14	12	0	55,5	45,0	78,4	7,5	11,1	7,3
185	4	M14	12	16	55,5	45,0	78,4	7,5	20,8	14,5
185	4	M18	16	0	53,2	45,0	75,2	12,7	17,1	12,1
185	4	M18	16	16	53,2	45,0	75,2	12,7	23,0	18,0
185	8	M14	12	0	55,5	22,5	42,4	13,8	19,3	11,4
230	4	M27	25	0	66,4	45,0	93,9	39,1	47,6	35,1
230	4	M27	25	16	66,4	45,0	93,9	39,1	51,7	42,3
230	4	M36	32	0	62,4	45,0	88,2	58,0	58,0	52,9
230	8	M14	12	10	73,9	*26,2	65,3	19,0	39,7	23,3
230	8	M18	16	0	71,6	22,5	54,8	32,0	41,8	25,1
355	4	M36	32	0	124,9	45,0	176,6	121,9	143,2	101,4
355	4	M36	32	32	124,9	45,0	176,6	121,9	217,3	155,2
355	8	M36	32	0	124,9	22,5	95,6	225,3	245,4	156,4
355	8	M36	32	16	124,9	*25,0	105,6	229,3	280,4	186,1

\*) Når vinkelen ikke er 22,5° eller 45° er angitt avstand, c - c bolter, regnet over akser.

Kapasiteten i hht. NS 3473 forutsetter betongkvalitet C55, armering K500TE og at toleranser på armeringsplassering og dimensjoner er overholdt i produksjonen. Momentet i brukstilstand forutsetter miljøklasse NA (noe aggressivt). Boltekapasiteten er i hht. NS 3472.

Fundamentets lengde ved fundamentering i løsmasser er avhengig av belastning, grunnforhold og oppstikk over bakkenivå. Standard lengde for fundamentering i løsmasser med rimelig god bæreevne er 2,5m.

For fundamentering i fjell varierer nødvendig innspenning av fundamentdiameter og armeringsdimensjon. Standard lengder er 0,4 m for Ø 135 mm, 0,7 m for alle Ø 185 mm, 0,9 m for alle Ø 230 mm, 1,0 m for Ø 355 mm uten tilleggsarmering og 1,5 m med tilleggsarmering.



Metalock Industrier A/S  
Postboks 396, 3001 Drammen  
Tlf. 32 84 02 33 - Faks. 32 84 00 56

**MOFIX**

38.09.97

## Beregninger for MoFix kontaktledningsfundament Ø 355 mm.

Det er hittil ikke benyttet MoFix-fundamenter for etablering av støttemur. Beregninger og tester fra forsøk i marken og fullskalatest i laboratorium på Veritas viser at dette fundamentet kan ta momentbelastning på 288 kNm i topp av fundamentet 4 m fritt utkraget fra fjellgrunn. Det blir vanligvis lite bøyemoment på topp fundament ved bruk i støttemur, men fundamentet egner seg derfor godt til montering av skjermer og master på topp av MoFix-støttemur.

**MOFIX**

FOR KONTAKTLEDNINGSMASTER

2



**HMC**

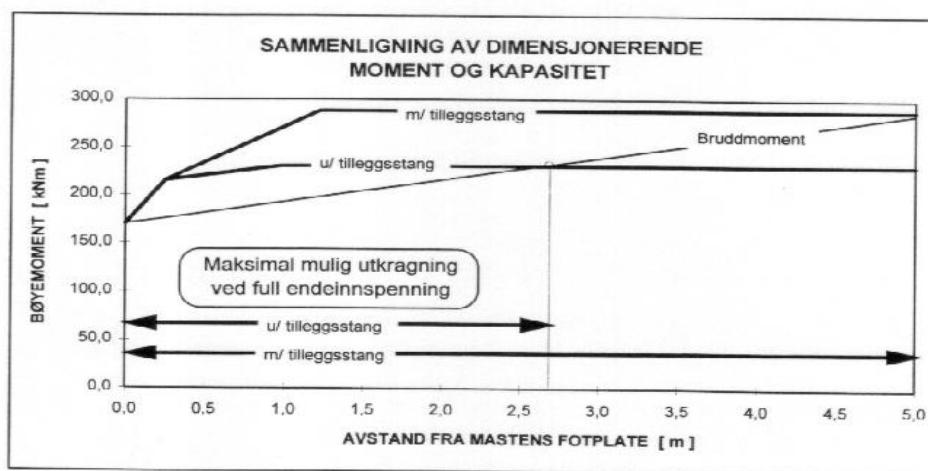
HAAVIND MANAGEMENT  
CONSULTANTS AS

### 1. Oppsummering

Fundamentet er tenkt utført i flere lengder, avhengig av grunnforholdene. Det er ønskelig at fundamentet tåler størst mulig fri utkragning over bakkenivå for å forenkle bruken i skråninger.

Beregningene viser at fundamentet, selv uten tilleggsarmering, blir meget robust. I sin "letteste" utførelse vil det kunne tåle en utkragning fra grunnen på mellom 1½ og 2½ meter – avhengig av grunnforholdene. Med tilleggsarmering er det i praksis ingen grense. Sammenhengen er vist i nedstående diagram.

Diagrammet viser også at uten tilleggsstang oppnås full kapasitet på 230kNm i en avstand av ca. 1,0m fra mastens fotplate (766mm fra ok. betong). Med tilleggsarmering øker avstanden til ca. 1,2m (1006mm fra ok. betong). Diagrammet sammenligner bruddmoment  $M_d$  og kapasitet  $M_d$ .



Beregningene viser også at med en Ø20mm tilleggsstang for hvert Ø32mm "fjellanker" blir bruddkapasiteten så stor at et fire meter langt element kunne ha vært helt utkraget

### Konklusjon

1. Fundament uten tilleggsstenger tåler min.1,5m og maks. 2,5m fri utkragning over bakkenivå, avhengig av grunnforhold.
2. Fundament med tilleggsstenger har ingen praktisk styrkemessige begrensninger mht. fri utkragning over bakkenivå.
3. Fundamentet har full bøyekapasitet på 230kNm 1,0m under fotplate uten tilleggsarmering og 288kNm 1,2m under fotplate med tilleggsarmering.

## Prinsipp for montering av MoFix-fundament.

### *Forarbeide og boring.*

Før en skal bore hull for fundamenter mot Jernbanesporet, må følgende være avklart:

- Grunnen er undersøkt og fri for kabler og rør.
- Sikring av fundamentpunkt med stikk.
- Arbeidsstedet er klargjort med hensyn til støy mot naboer.
- Ved sporbundet borerigg må entreprenør ha spordisponering, ruteordre og godkjent sikkerhetsmann. (Ved belterigg holder det med strømbrudd og sikkerhetsmann.)
- Entreprenør har fått strømbrudd, godkjent El-sikkerhetsplan og el.- sikkerhetsmann.
- Arbeidsstedet er sikret mot KL med jordingsstang.

Ved oppstart av boring må en sørge for at boretårnet står i lodd. Det er viktig at hullet som bores ut av grunnen er loddrett slik at fundamentet som plasseres i hullet etterpå blir i lodd.

Ved boring er det viktig at massen fra det utborede hull ikke blir kastet ut i sporet, men samles slik at de er lett å fjerne etterpå. Grunnforholdene avgjør som regel hvor lett og hvor vanskelig det er å bore og hvor lang tid det tar å gjøre hullet ferdig. Det er viktig å bore hullet til prosjektert dybde og for støttemur bores det min 1 m ned i fjellgrunn slik at fundamentet får full innspenning og tilstrekkelig forankring.

Etter at hullet er ferdig utboret og borekronen fjernet plasseres fundamentet sentrisk ned i hullet. Når fundamentet er plassert og grovjustert fjernes foringsrør som holder massene på plass. Fundamentet sikres med 3 stk kiler mellom fundament og jordmasser i øvre del i hullet før boreutstyret flytter til neste borested.

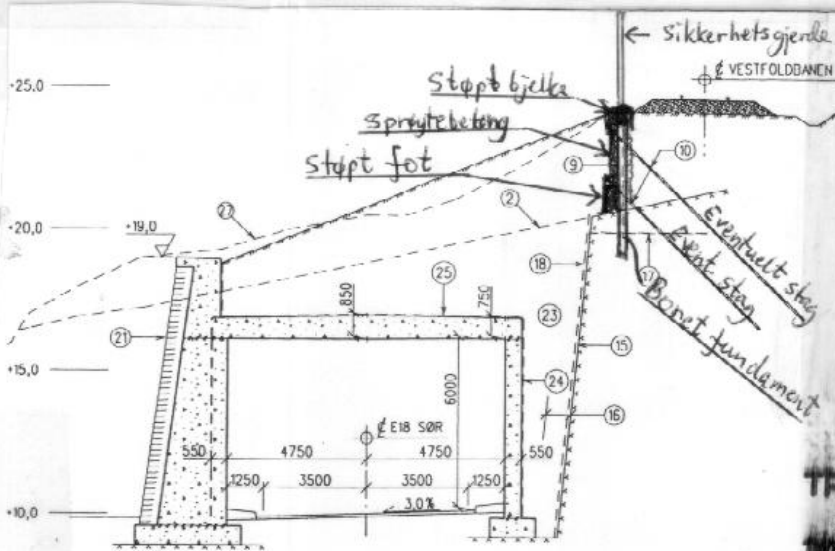
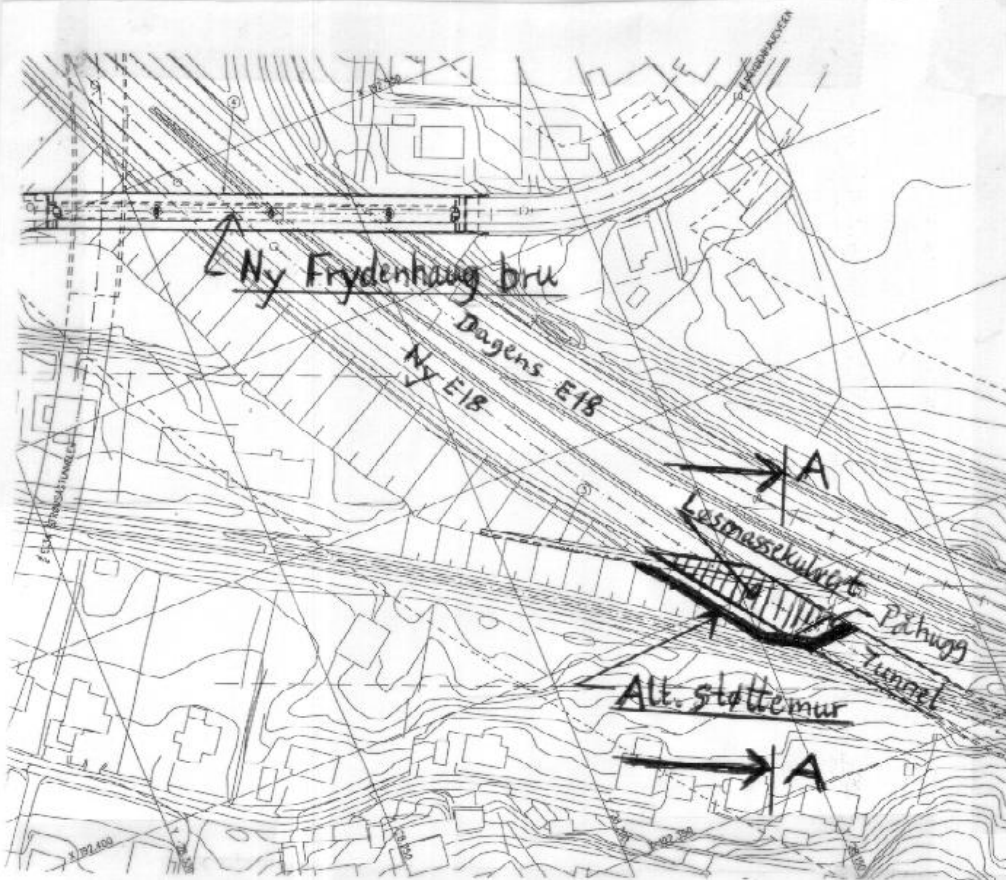
### *Injeksjon, gysing og montering av MoFix-fundament*

Fundamentene bør gyses fast til omliggende masser så snart som mulig etter at fundamentet er plassert i hullet. Fundamentene kan være plassert i masser som raser ned mot fundamentet etter kort tid. Det finnes erfaringer fra utborede huller på 4 meters dybde i fast grunn som ikke har hatt utrasing etter 14 dager, men det er erfaringer med utrasinger samtidig som man trekker opp foringsrøret. Den injiserte betongen har som oppgave å erstatte den utborede masse og låse fundamentet mot rotasjon, setninger og få heft til terrenget rundt fundamentet.

Normalt vil det medgå gjennomsnittlig ca 500 kg gysemasse for standard 4 meter langt MoFix-fundament. Ved et fundament på 4 meter og vannlig fast grunn vil en kunne se at betongen kommer opp på utsiden av fundamentet etter ca 200 kg pumpebetong. Ved plasser med mye stor steinfylling hender det at betongen aldri kommer opp til overflaten selv om det pumpes inn mye betong. Pumpebetongen flyter da ut i steinfylling og vanligvis stoppes da injeksjon etter ca 500 kg. Fundamentet kan da stå halvfyllt med betong noen timer til betongen har størknet og etterfylles med betong i hullet mellom fundament og jordmasser fra oversiden samtidig med bruk av stavvibrator. Ved å skru på lokket til injeksjonsrør på topp av MoFix-fundamentet etter at injeksjonen er avsluttet slipper en betongsynk innvendig i fundamentet.

Ved etablering av støttemur basert på MoFix-fundamenter kan det være mest effektivt og lønnsomt at billigere løsninger kombineres med enn de store og dyre fundamentene til ca kr 6000.-/stk. En slik løsning er skissert under og foreslått for Statens vegvesen v/Frydenhaug.

**EKSEMPEL . MOFIX-STØTTEMUR V/FRYDENHAUG**



Alt. løsning.  
 Plan og  
 snitt  
 rundt  
 kulvert.

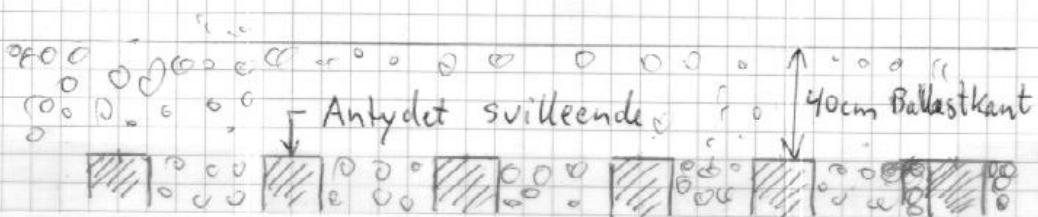
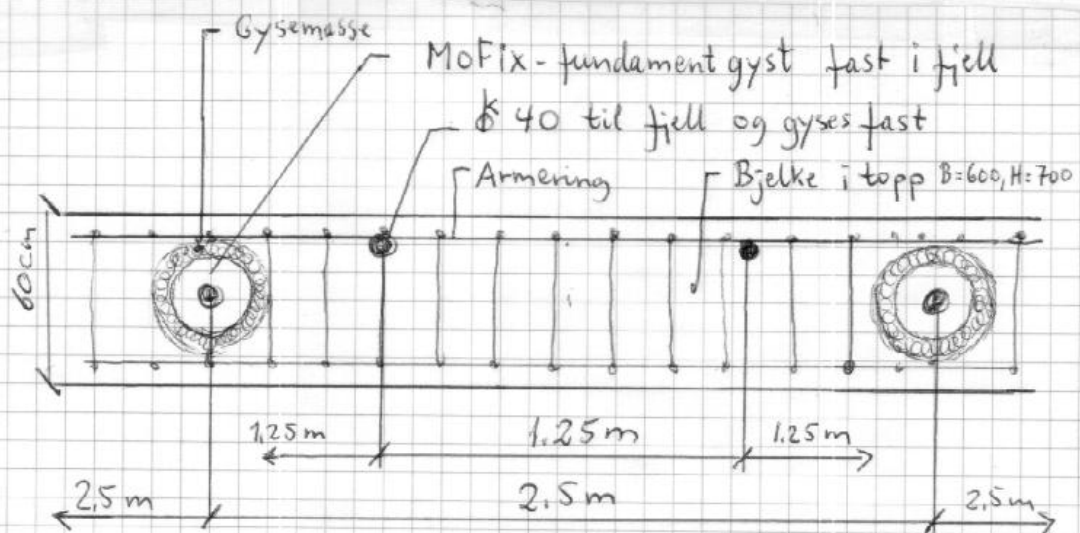
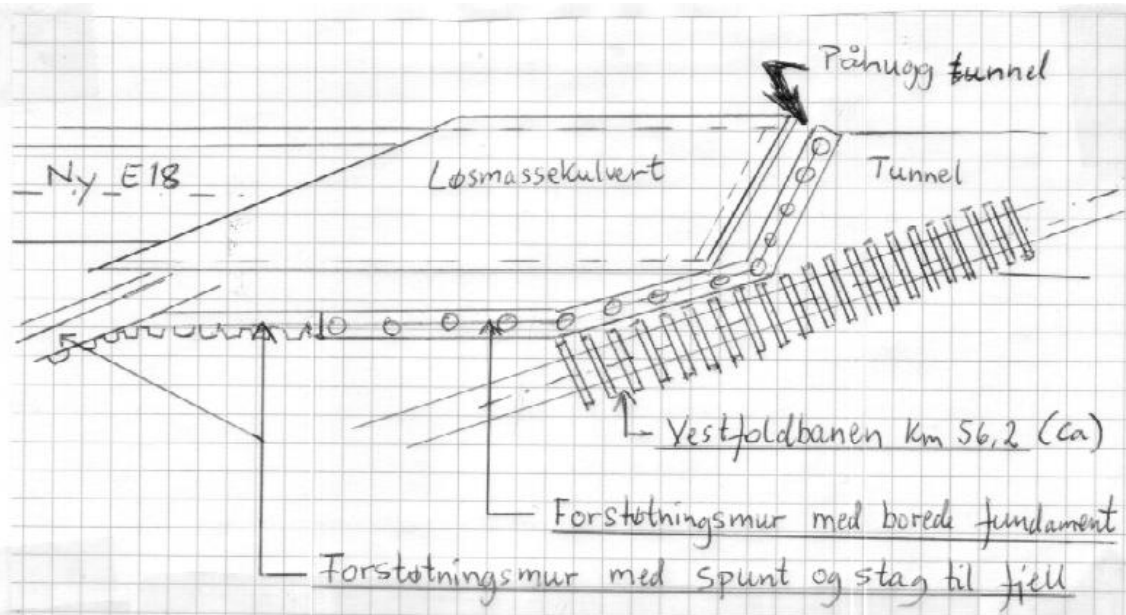
**TRACK & ROAD AS**  
 Org.nr. NO 984 492 893 MVA  
 Kvernveien 1, 3043 Drammen  
 Tlf. Fax 32 81 87 31 - Mob. 45 24 50 12

SNITT V/KULVERT A-A

12/5-04  
 S/P



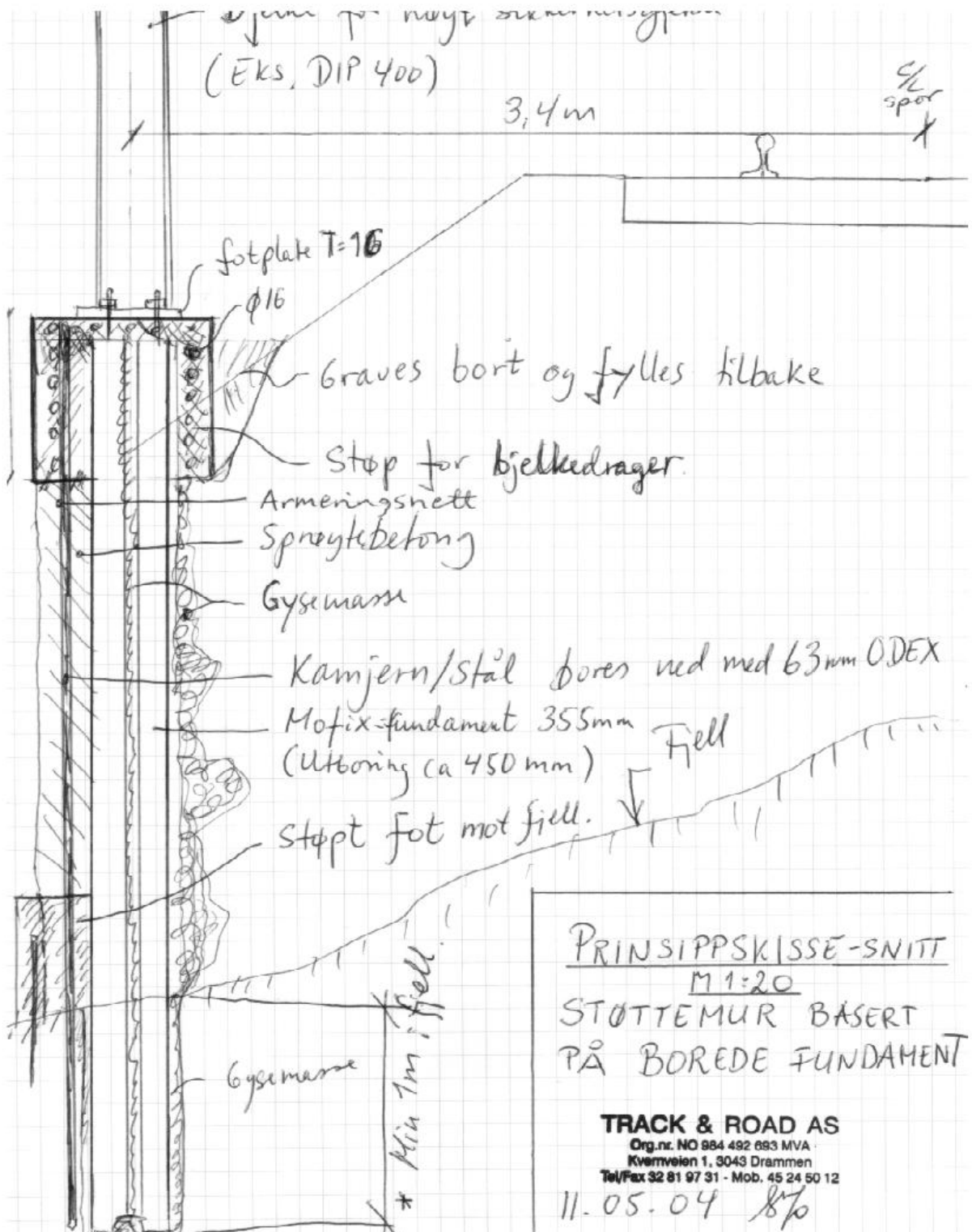
# PLANSKISSE. MOFIX-STØTTEMUR V/FRYDENHAUG



Alternativ støttemur  
Planskisse m/ detalj av topp mur

**TRACK & ROAD AS**  
Org.nr. NO 984 492 693 MVA  
Kvernveien 1, 3043 Drammen  
Tel/Fax 32 81 97 31 - Mob. 45 24 50 12  
12/5-04 K/P

# PRINSIPPSKISSE FOR SNITT AV MOFIX-STØTTEMUR



## Eksempler på bruksområder for MoFix-fundamenter.



## FORDELER MED MOFIX - FUNDAMENTERING

- **FUNDAMENTENE ER KVALITETSSIKRET OG SPORBARE**
- **FUNDAMENTENE ER FLEKSIBLE MED HENSYN TIL BRUKSOMRÅDE OG INNFESTINGSMULIGHETER**
- **METODEN KAN BENYTTES NÆRE INSTALLASJONER**
- **KREVER LITEN Plass**
- **FORSTYRRER MILJØET RUNDT ARBEIDSSTEDET MINIMALT SOM HUS, VEGER OG JERNBANE**
- **RASK BYGGETID**
- **INGEN SETNINGER AV GRUNNEN RUNDT FUNDAMENTET**
- **FUNDAMENTENE ER SOLIDE OG HAR LANG LEVETID**





**VED BORING AV HULL FOR MOFIX-FUNDAMENTER SLIPPER MAN GRAVING OG ASFALTERING ETTER GRAVEGROP. ( 3.PERSON BLIR LITE BERØRT )**







**VED STANDARDISERING AV BOLTEGRUPPE OG DIAMETER ER DET OPPRETTET ET LAGER SOM GIR RASK LEVERINGSTID**

**HVERT MOFIX - FUNDAMENT ER PREGET MED EGET NUMMER SOM GJØR ALLE FUNDAMENTER UNIKE OG SPORBARE.**





## EKSEMPEL PÅ MONTERING AV MOFIX-FUNDAMENT





## ALTERNATIVE LØSNINGER FOR STØTTEKONSTRUKSJON VED JERNBANE E18 - FRYDENHAUG

### Innledning

Løsninger beskrevet i mail 06.12.04

### Forutsetninger

Sonderinger begrensede fjelldybder og åpne masser. Jernbanespor mellom 1-4 m fra støttekonstruksjon. Arbeid tett inntil jernbane begrenser både anleggsmetoder og tiden det kan arbeides.

<b>Slissevegg med tett plassering Mofix/søyler</b>	<b>Poeng</b>
<b>Installasjon:</b>	
• Borerigg på jernbane. Nattarbeide/stans i rute.	+
• Borerigg på jernbanevogn trenger ikke gruspute og annen tilpassing.	-
• Rask boring/innstøping av søyle i en omgang.	+
• Mange borede hull.	+
• Boring med luft kan føre til trykkøkning i tette masser.....	-....
• Kan bli mye injeksjon.	-
• Kun en rigg for boring og installasjon.	+
• Graves foran mur i en omgang uavhengig av jernbanen.	+
• Injiseres gjennom moFix søyle	+
<b>Konstruksjon:</b>	
• Prefabrikkert kvalitet på søyler	+
• Momentstiv fot kan konstrueres uten stag (ikke behov for rigg nr 2) ?	+
• Avhengig av innstøping og fjellets beskaffenhet.....	-....
• Mange kostbare prefabrikkerte søyler. (alt billigere betongsøyler ?)	-
• Integrert system med installasjon og konstruksjon	+
<b>Risiko uønsket:</b>	
• Tette masser -> økt poretrykk under installasjon og lav stabilitet -> forsinker fremdrift	
• Innstøpingskvaliteten for fot -> brudd/rotasjon -> deformasjon jernbanespor -> oppretting av jernbane.	
• Løse masser / vann -> sig mellom søyler -> deformasjon -> oppretting av jernbanespor	
• Ukjent metode for mur -> mangler kunnskap om oppførsel -> overraskelser -> mangel på backup.	
Annet:	



Bjelkestengsel med Mofix/søyler og sprøytebetong	Poeng
<p><b>Installasjon:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Borerrigg på jernbane. Nattarbeide/stans i rute. +</li> <li>• Mange rigger. Rigg 1 for boring og installasjon av søyler, og rigg 2 for stag, maskin for sprøytebetong og (alt. egen rigg for boring av små hull til vertikal armering). -</li> <li>• Oppbygging av grusfundament for rigg og graver utenfor jernbane -</li> <li>• Mange rigger må koordineres mot jernbanedrift. -</li> <li>• Rask boring/innstøping av søyle i en omgang. +</li> <li>• Boring med luft kan føre til trykkøkning i tette masser..... -...</li> <li>• Færre borede hull +</li> <li>• Kan bli mye injeksjon. -</li> <li>• Graves og sprøytes suksessivt med behov for graver og maskin for sprøytebetong. -</li> <li>• Fermdrift avhengig av gravingsnivå og herdetid sprøytebetong..... -.....</li> <li>• Injiseres gjennom moFix søyle +</li> </ul> <p><b>Konstruksjon</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Prefabrikkert kvalitet på søyler +</li> <li>• Behov for stag ? ..... -...</li> <li>• Færre kostbare prefabrikkerte søyler +</li> <li>• Feste/armering mellom sprøytebetong og søyle -</li> <li>• Stivhet/spenn sprøytebetong 0</li> </ul> <p><b>Risiko uønsket:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tette masser -&gt; økt poretrykk under installasjon og lav stabilitet -&gt; forsinker fremdrift</li> <li>• Stivhet/spenn sprøytebetong -&gt; sig mellom søyler -&gt; deformasjon -&gt; oppretting av jernbanespor</li> <li>• Ukjent metode for mur -&gt; mangler kunnskap om oppførsel -&gt; overraskelser -&gt; mangel på backup.</li> </ul>	
Annet:	

Bjelkestengsel med stålbjelker	Poeng
<p><b>Installasjon:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Borerrigg på jernbane. Nattarbeide/stans i rute. -</li> <li>• Mange rigger. Rigg 1 for boring og installasjon av stålsøyler, og rigg 2 for stag, maskin for sprøytebetong og -</li> <li>• Oppbygging av grusfundament for rigg og graver utenfor jernbane -</li> <li>• Mange rigger må koordineres mot jernbanedrift..... -.....</li> <li>• Flere operasjoner ? for søyler; boring, innsetting av stålsøyle, og gysing -</li> <li>• Boring med luft kan føre til trykkøkning i tette masser..... -.....</li> <li>• Færre borede hull +</li> <li>• Gysing med slange. -</li> <li>• Graves suksessivt med behov for graver og maskin for sprøytebetong. -</li> <li>• Fermdrift avhengig av gravingsnivå, og eventuell herdetid..... -.....</li> <li>• Sveising raskt og enkelt +</li> </ul> <p><b>Konstruksjon</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Stål kvalitet på søyler +</li> <li>• Behov for stag ? ..... - .....</li> <li>• Færre kostbare prefabrikkerte søyler +</li> <li>• Sveise feste/armering mellom sprøytebetong og søyle +</li> <li>• Stivheten/spenn sprøytebetong -</li> <li>• Mindre diameter borede hull +</li> <li>• Kjent metode +</li> </ul> <p><b>Risiko uønsket:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tette masser -&gt; økt poretrykk under installasjon og lav stabilitet -&gt; forsinket fremdrift</li> <li>• Stivhet/spenn sprøytebetong -&gt; sig mellom søyler -&gt; deformasjon -&gt; oppretting av jernbanespor</li> </ul>	
<p><b>Annet:</b> Flere alternativ: A sveise på feste for bjelker på utsiden av rør eller sveise bort hult ytrer rør med bjelkestengesel mot h-bjelke.</p>	

Spunt i harde masser (bortgraving)	Poeng
<p><b>Installasjon:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Spuntrigg nær jernbane</li> <li>• Mange rigger. Rigg 1 for spunting, og rigg 2 for stag, maskin for sprøytebetong.</li> <li>• Oppbygging av plan fylling for spuntrigg,</li> <li>• Oppbygging av gruspute for stagrigg og graver</li> <li>• Mange rigger må koordineres mot jernbanedrift.</li> <li>• Ingen borede hull. ....</li> <li>• Korte gravestrekninger før gjenfylling</li> <li>• Fremdrift avhengig av bortgraving /gjenfylling og gravingsnivå .....</li> <li>• Sveising enkelt</li> </ul> <p><b>Konstruksjon</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Stål kvalitet på støttemur</li> <li>• Behov for stag</li> <li>• Færre kostbare prefabrikkerte søyler.....</li> <li>• Kjent metode</li> <li>• Spuntpot</li> </ul> <p><b>Risiko uønsket:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sig i løsmassene under bortgraving, installasjon, eller graving foran spunt -&gt; deformasjon -&gt; oppretting av jernbanespor</li> <li>• Harde masser -&gt; spuntpot får ikke fjellfeste (mangler bortgraving)</li> </ul>	<p>-</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>+ .....</p> <p>-</p> <p>-.....</p> <p>+</p> <p>+</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>+ .....</p> <p>+</p> <p>-</p>
Annet:	

### KONKLUSJON

En har følgende valg når det kommer til løsning for støttemur tett på jernbanen:

Hovedtrekk:

- A) Boret eller spuntet installasjon av støttemur
- B) Konstruksjon med eller uten stag. Feste mot fjell. Rotasjonsstiv ved innfesting.
- C) Stål eller betong.
- D) Geometri, stor avstand mellom søyler og vegg, eller kontinuerlig spunt/søyle
- E) Feste for vegg mellom søyler (sveis eller bolt), eller kontinuerlig spunt/søyle.
- F) Kjente eller nye konstruksjonselementer.

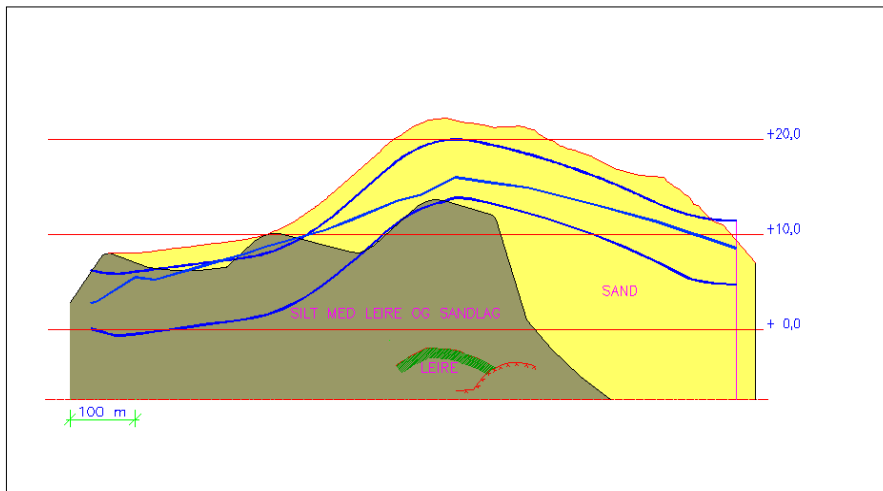
# Erfaring Oddernestunnelen

29/01 2007 Inge Grosås

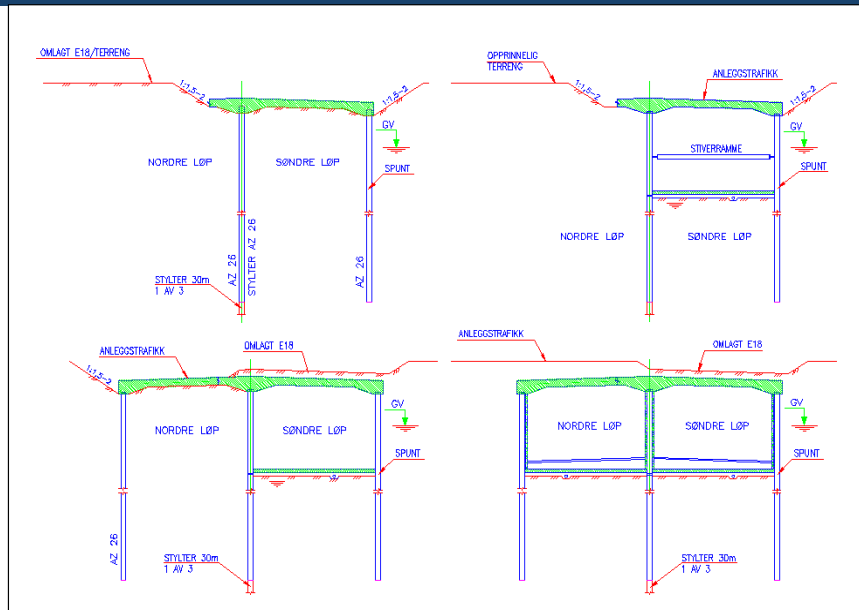
## E18 Kristiansand



## Geologi



## Prinsipp skisser over arbeidsmetode



### Spuntramming: Ca 50 000m<sup>2</sup>

Silent piler + vibro (problematiske stylder)

Prosjekttert:

Yttervegg: Az18 med lengde ca 15 m.

Midtpunt: Az 18 med stylder Az 26, lengde 15/32m (stylder).

Erfaring:

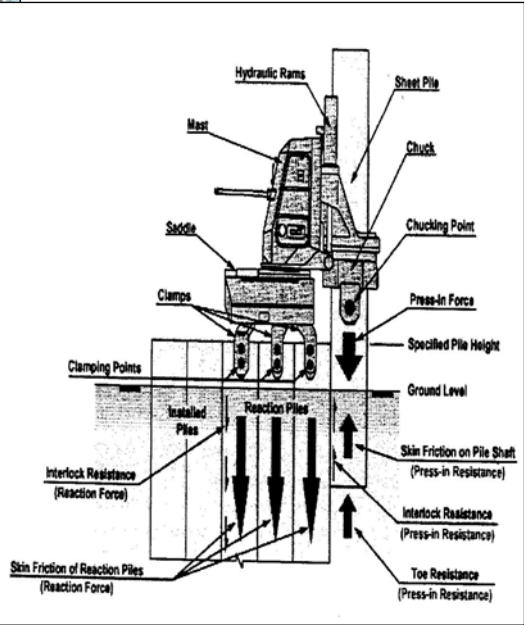
-Store problemer med ramming av Az18 spunt. Høy presskraft (>80 t/800kN)

Spunt ut av lås ved ca 10-12m dybde. Omprosjektering med valg av z26-1.

- Problematiske nåler i midtvegg/stylder ble satt ved bruk av vibro.

-Støy og rystelser var et "ikke problem"

# Silent Piler



## Avstivning

### Graving i sand



- Ved høyt grunnvann ble gravingen utført i to nivåer og med stivere
- Ved lavt grunnvann ble gravingen utført i en nivå (ca 6 m høy) og uten stivere

### **Erfaring:**

Fungerte stort sett OK

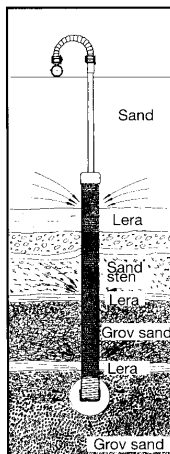
## Uttrauing

Uttrauing i øst: Sandmasser -r stort sett uproblematisk

Uttrauing i vest: Bløt traubunn (silt hengemyr), bruk av Brunnenfilter

Erfaring: Usikker på nytteverdi av Brunnenfilter, uttrauing gikk for raskt i forhold til sugeevne.

### Brunnen-filter

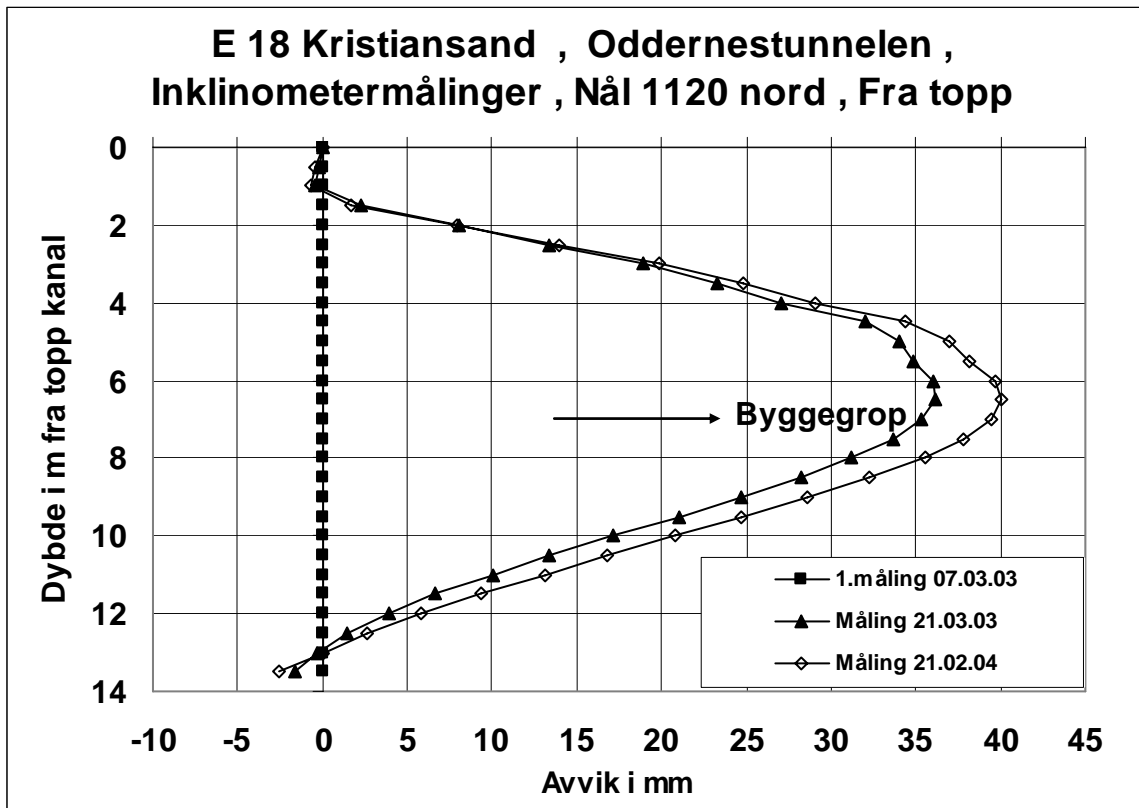


Kopi fra produktblad fra de neef Scandinavia AB



## Deformasjoner

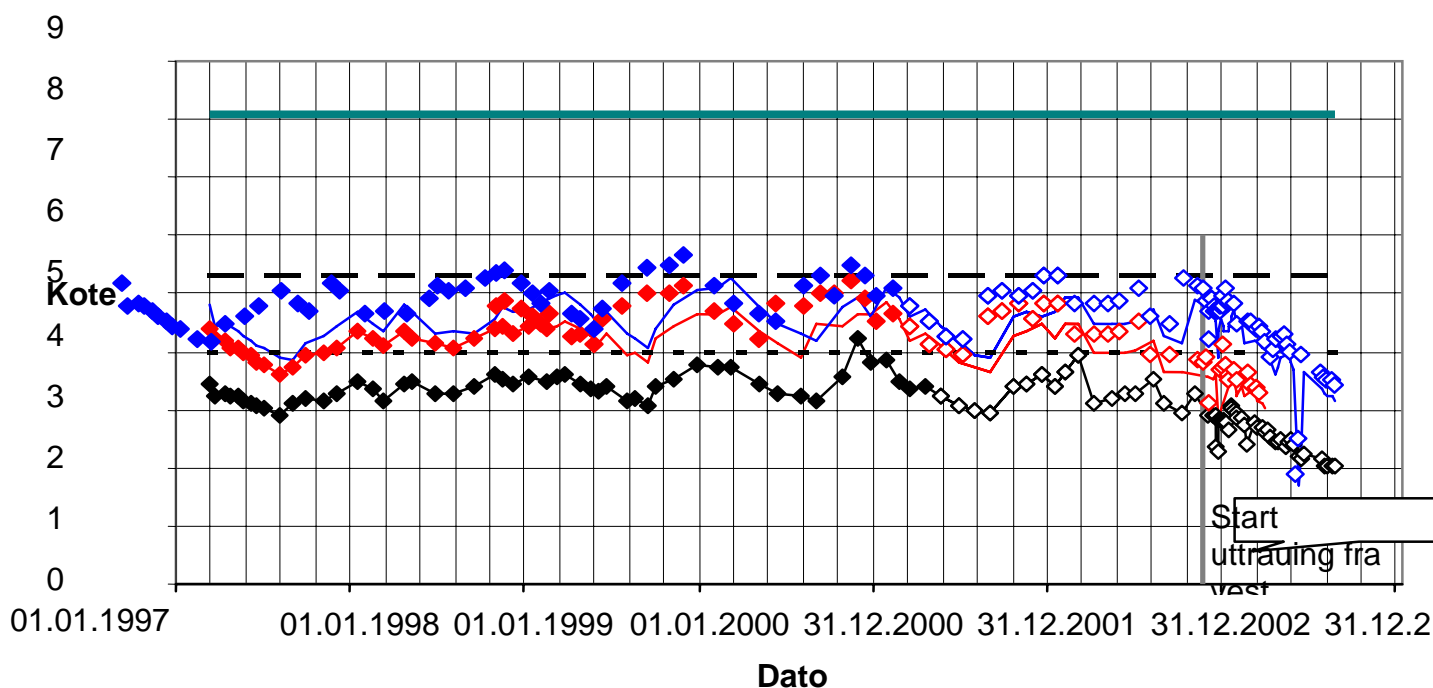
Deformasjonene samsvarte i hovedsak med beregnede verdier (ca 30-50mm)



## Poretrykksmålinger

Poretrykksmålinger utført i god tid før anleggsarbeidet

**Oddernestunnelen. Poretrykksmåler nr 10. SVVA  
Profil 4629/13.5mH**



## Setning på bygninger langs traseen

Erfaringer:

Hus langs traseen, 5-10 m fra spuntvegg, ca 10-30mm

Oddernes kirke, ca 30-40m fra traseen, ca 7mm

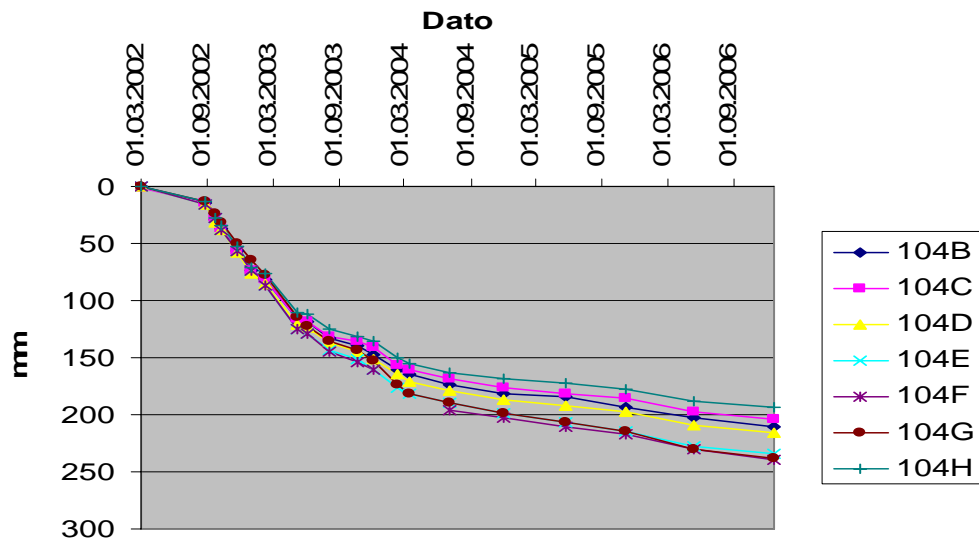
Weissers jorde/Bjørndalssletta 50-100m fra traseen ca 150-300mm!!!!

Små differansesetninger

Antatt årsak: Poretrykksreduksjon tilsvarende 50 kN/m<sup>2</sup>. (Målt 5m endring/reduksjon i GVS på utsiden av spuntvegg i sand)

/Erstatninger/reperasjoner 2mill ?

# Setninger Trymsvei 15: Bolt 104 (A-G)



E18 Vei i Lier

Spunt uten puter

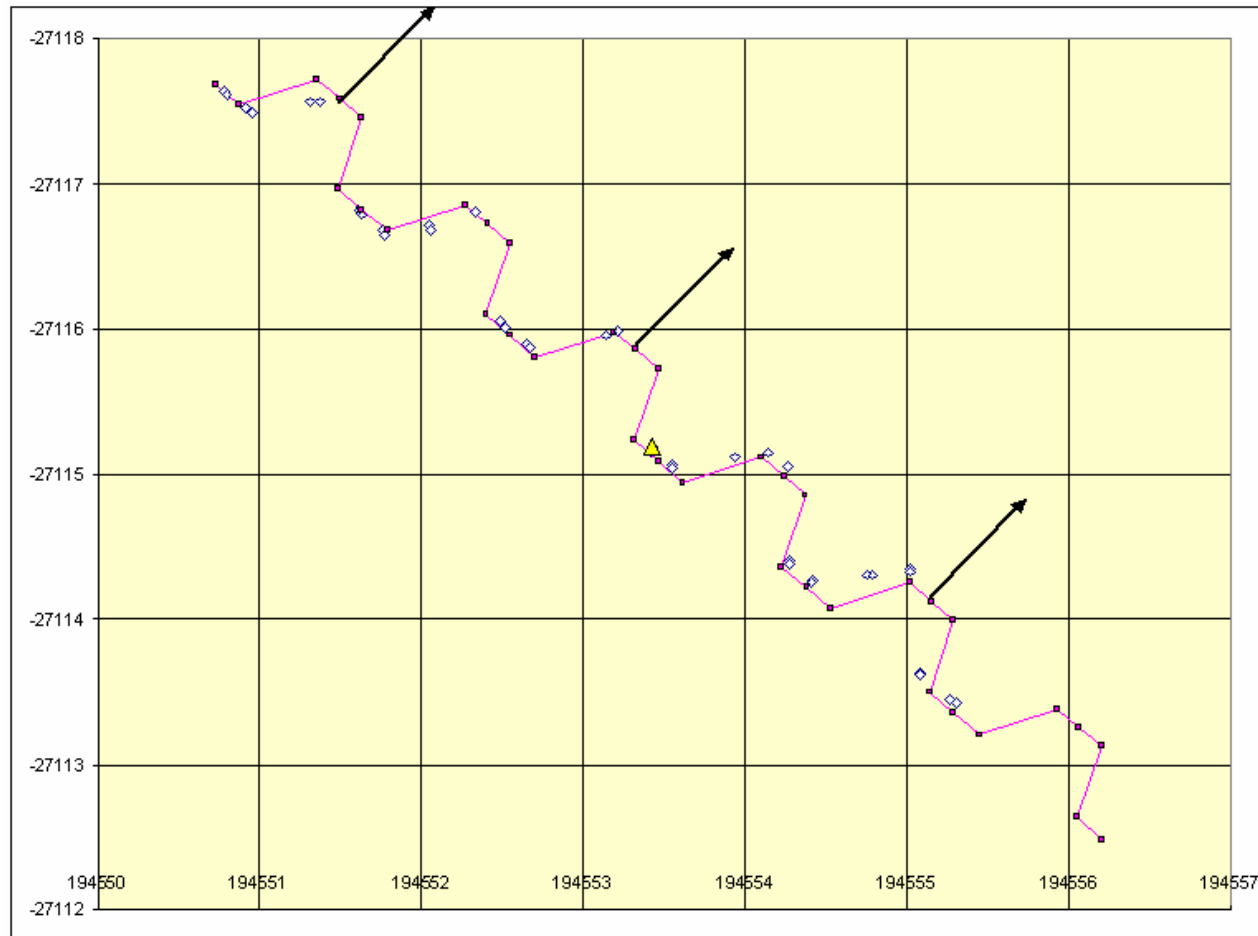
# Forankring fuglekasse

- Forankring av stag i spuntvegg gjennom fuglekasser påfører spuntnålen en konsentrert last, i motsetning til plantøyning tilstand.
- En effekt av stagforankring med fuglekasser er at spuntnålene mellom stag er ikke støttet av pute
- Spunten er utsatt for utbøyning i horisontal retning. I den retning har spuntveggen lite bøyestivhet og momentkapasitet slik at både utbøyninger og momenter bør vurderes og bøyekapasitet og strekkapasitet i låsene verifiseres.

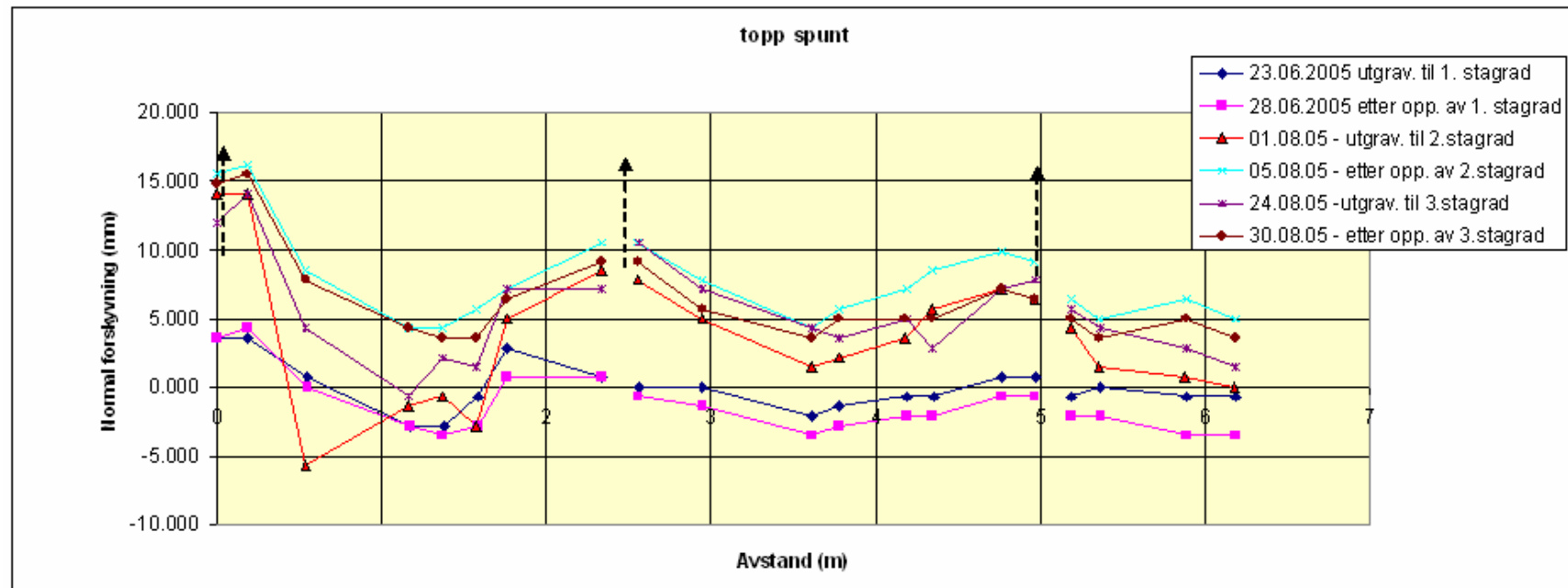
# Målepunkt



# Målepunkt

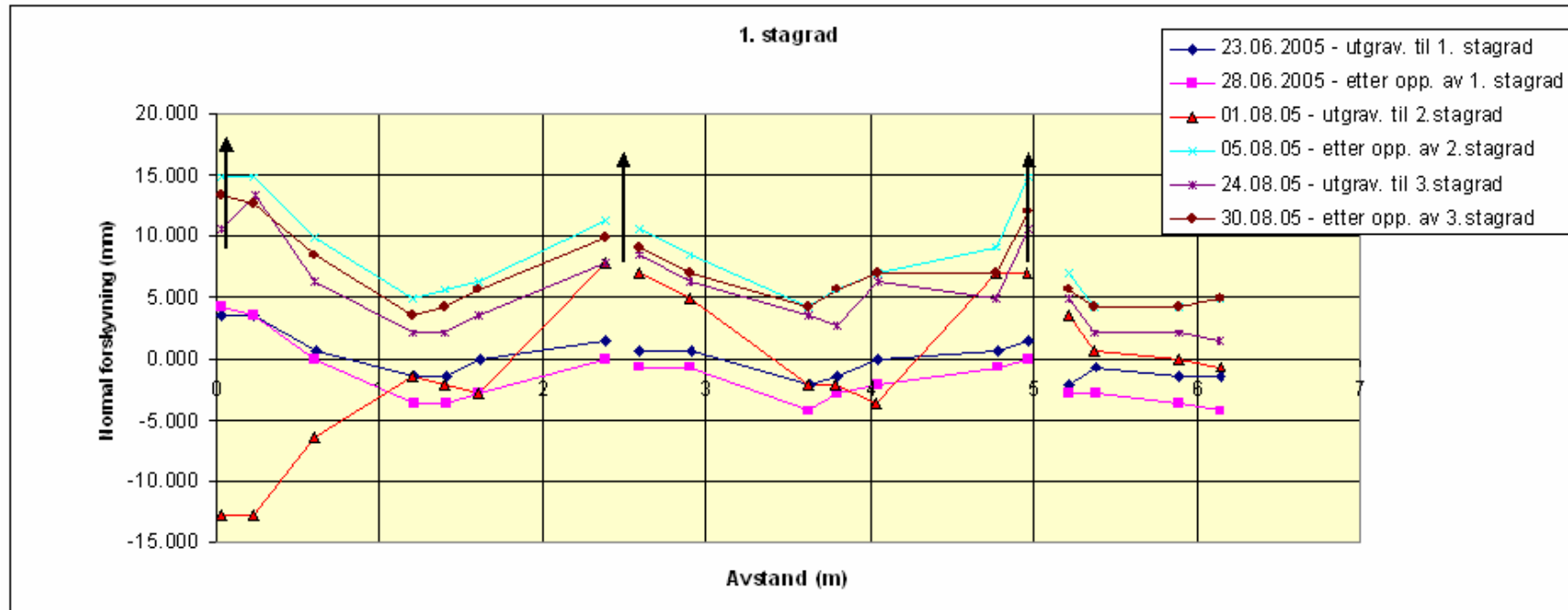


# Horisontale forskyvninger ved topp spunt.

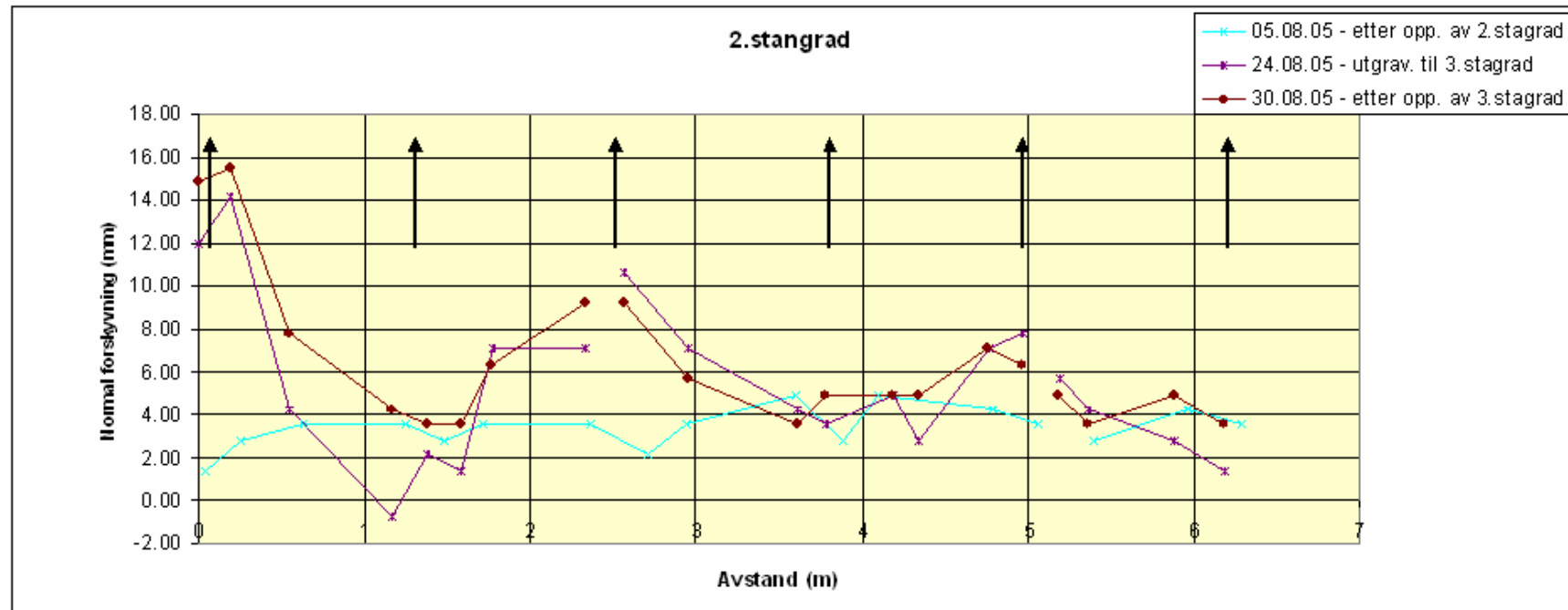




# Horisontale forskyvninger ved 1. stagerad

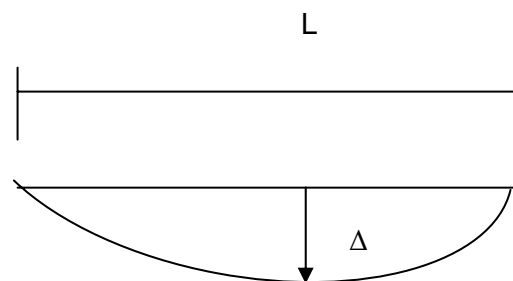


# Horisontale forskyvninger ved 2. stagrad.



Målte verdiene av forskyvninger normalt på spuntveggen viser at relative utbøyninger,  $\Delta/L$ , varierer med arbeidssekvensene og utgravningsdybde.

Maksimal verdier registreres etter utgravning til 2. stag rad.



Figur: Relativ utbøyning

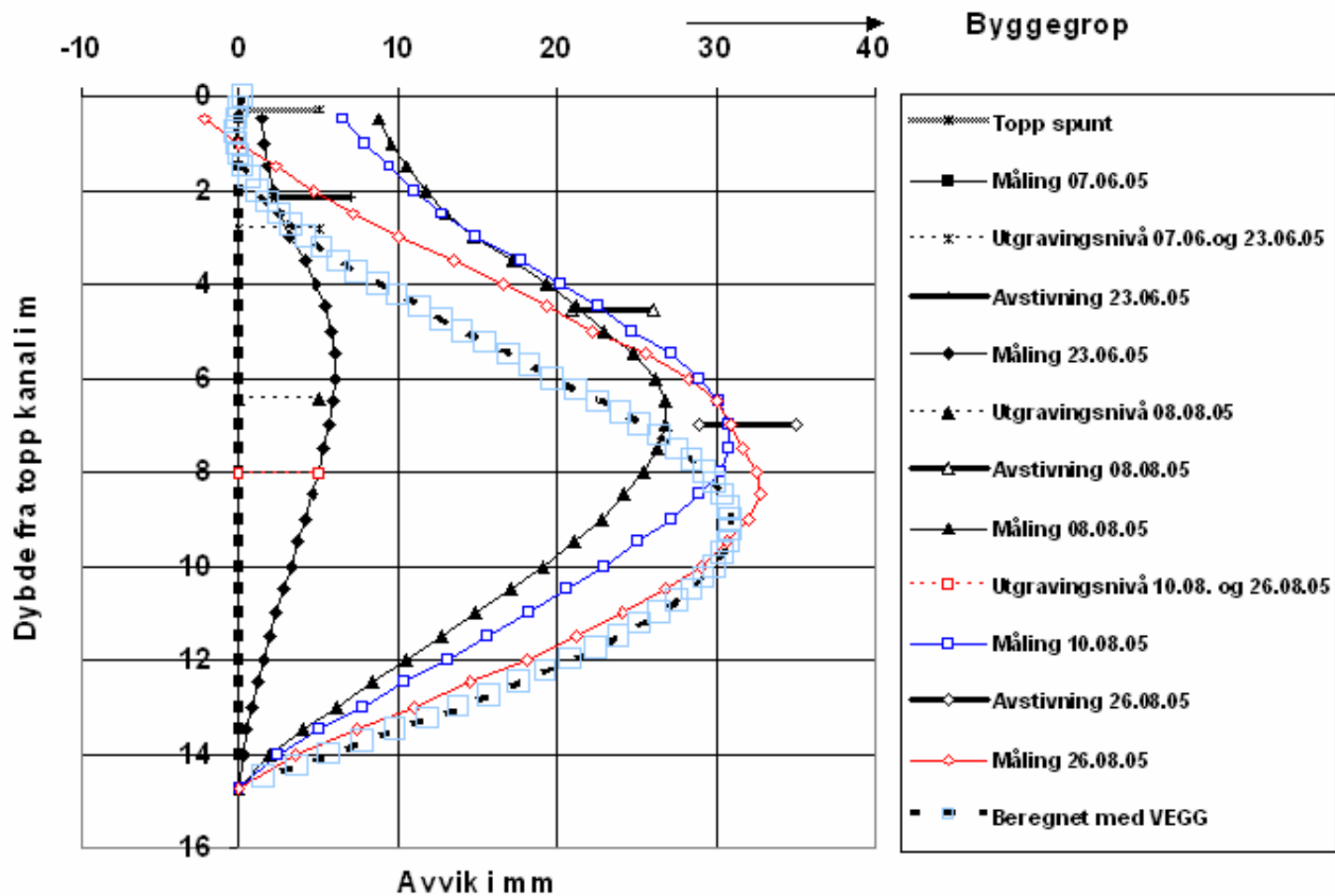
Tabell 1. Målte relative utbøyninger,  $\Delta/L$  (%)

Nivå	Utgravning til 2.stag rad	Etter oppspenning av 2. stag rad
Topp spunt	0.7	0.3
1.stagrad	0.5	0.4
2.stag rad	0.5	0.4

# Teori og praksis

- Sammenligning, de beregnede verdier ved hjelp av programmet VEGG, for siste arbeidssekvens hvor bueeffekten på grunn av "fuglekasse løsning" er tatt hensyn til.
- Maksimal utbøyning målt med inklinometer er ca. 33 mm mens maksimal utbøyning i beregninger er ca 30 mm.
- Konklusjon: Målingene stemmer relativt godt med beregnede verdier. (noe avvik merkes i dybder over nedre stagrad – hvor målte verdier er større enn beregnede med ca. 5 – 8 mm ).

## E18 Høvik - Frydenhaug , Inklinometermålinger på spunt , Pr.2485



**Statens Vegvesen Vegdirektoratet**  
**prosjektering**  
**av**  
**spunkonstruksjoner**

**Oppfølging på byggeplassen – en oppsummering**

**Vi skal samkjøre:**

Prosjektering  
Beskrivelse  
Utførelse

**Vi skal balansere:**

Sikkerhet  
Tid  
Kvalitet  
Økonomi

**Byggeplassen er et spill med 3 roller**

Byggherre / byggeledelse  
Rådgiver  
Entreprenør

og et manus (kontrakten)

**Et godt gjennomført prosjekt oppnås med kompetanse innen**

Prosjektering  
Byggeledelse  
Utførelse

og gjeldende lover og regler samt kontrakten

**Prosjektet blir enklere å gjennomføre med**

- respekt for hverandre
- respekt for hverandres roller
- god kommunikasjon mellom partene.

### Min metode til å møte hverdagen

**Taiji** er en kinesisk filosofi/kampsport som baserer seg på å trene opp indre styrke kombinert med fysisk styrke.

Konsekvensen av taiji-treningen er at du øver inn en evne til å motstå overveldende følelser og til å finne tilstrekkelig sinnsro til å ta vanskelige beslutninger i pressede situasjoner.

Taiji gir trening i å lytte til og håndtere egne fysiske og følelsesmessige responser slik at du lettere kan forstå innholdet i andres utsagn uten å bli revet med i følelsene de fremføres med.

#### Du lærer å se og håndtere dine egne reaksjoner

Du øver opp gode kommunikasjonsevner og evner til å motstå stress i vanskelige situasjoner.

### Filosofi basert på taiji

#### Noen nøkkelord er:

Avspenning – ro  
Stabilitet  
Lytt (til deg selv og andre)  
Åpent sinn  
Balanse  
Handling uten ego



### Oppfølging på byggeplassen – en oppsummering

Rådgiver skal utarbeide kontrakten slik at den beskriver forutsetningene og arbeidet slik at både entreprenør og byggeledelse kan forstå og bruke den.  
**(Stabilitet, avspenning og ro)**

Byggeledelsen skal kjenne kontrakten/beskrivelsen og vite når avvik oppstår og om avviket ligger i utførelse, i grunnlaget eller i andre utenforstående forhold. **(Lytt – Åpent sinn)**

Byggeledelsen må vite hvilke tiltak som skal iverksettes som er innenfor egen eller andres risikosone. Her må vi også godta at avvik befinner seg innenfor egen risikosone og at dette kan medføre merkostnader som vi må dekke selv.  
**(Balanse - Handling uten ego)**

For å klare dette må vi kjenne grunnlaget, vite hvilken rolle vi har, være trygge i egen posisjon og **respekttere alle andre i prosjektet.**





# ANSVAR

Dato  
28.08.07

Vår referanse  
P036-GBre  
Arkivreferanse  
P036-ANSVAR.doc

## **SPUNKURS ANSVAR VED BRUK AV VEDLAGTE REGNEARK**

Optimal Geoteknikk AS vil ikke stå ansvarlig for resultater eller vurderinger som kommer til anvendelse i prosjektering eller kontroll eller andre formål etter bruk av regneark som ligger vedlagt kursmateriellet.

Statens vegvesen region sør står selv ansvarlig for kvalitetssikring av innholdet og bruken av regnearkene i sine prosjekter eller til andre formål. Dersom disse regnearkene viderefremmes, skal dette forbeholdet også viderefremmes og vil også gjelde for andre brukere av regnearkene.

Det står Statens vegvesen region sør fritt å benytte vedlagte regneark til kursmateriellet med disse forutsetninger og forbehold.

Vennlig hilsen  
OPTIMAL GEOTEKNIKK AS

Guro Brendbekken











# INPUT SKJEMA TIL SPUNTA3

Prosjekt-tittel;  
(maks 80 tegn)

Prosj.nr: P036

## Eksempel 2 – Guros løsning

Beregning med effektivspenninger og poreovertrykk i løsmassene  
Utgraving før spuntramming i 5 m bredde utenfor spuntlinjene  
Bygg på siden av gropa fjernes før utgraving pga deformasjoner

Ruhet framside (positivt oppløft)	0.5	
Ruhet bakside (positivt oppløft)	-0.3	
Referansespenning	100	kPa
Terrenglast bak veggen, q	10	kPa
Initiell grunnvannsstand (dybde til vannspeil)	1	m
Romvekt vann	10	kN/m <sup>3</sup>
Materialkoeffisient, $\gamma_m$	1	
Bredde av utgraving	20	m
Tverrkontraksjonstall ved avlastning	0.15	
Dybde-effekt-koeffisient i gravemodell	1	
Foretrukket elementlengde	0.1	m
Dybde til spuntspiss (kt.15,5 - 2 m utgraving, planum kt.4,5 - egentlig kt.5,0 regner 0,5 m omrøring i kvikkleire i bunnen, spuntfot kt.-2,5)	16	m

Jord-data							
<b>Jordmodell 1:</b>	dybde (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	a	$\tan\phi$	$K_o'$ eff	$m_o$	n
<b>Jordmodell 2:</b>	dybde (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	$S_{u\text{-foran}}$	$S_{u\text{-bak}}$	$K_o$ tot	G (kPa)	
<b>Jordmodell 3:</b>	dybde (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	a	$K_o'$ eff	$K_A$	$K_P$	Stivhet (kPa/m)
<b>Jordmodell 4:</b>	dybde (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	$D_A$ (kPa)	$D_P$ (kPa)	$K_o$ tot	$ST_{\text{fsm}}$ (kPa/m)	$ST_{\text{bak}}$ (kPa/m)
Jordlagnr.1, topp	0	19	5	0.73	0.6	250	0.5
Jordlagnr.1, bunn	0.5	19	5	0.73	0.6	250	0.5
Jordlagnr.2, topp	0.5	19	5	0.58	0.6	20	0
Jordlagnr.2, bunn	6	19	5	0.58	0.6	20	0
Jordlagnr.3, topp	6	18	5	0.49	0.6	20	0
Jordlagnr.3, bunn	11	18	0	0.42	0.65	15	0
Jordlagnr.4, topp	11	20	10	0.58	0.6	300	0.5
Jordlagnr.4, bunn	16	20	10	0.58	0.6	300	0.5

Spuntdata	dybde (m)	E-modul (kN/m <sup>2</sup> )	Tregh.moment (m <sup>4</sup> )
Seksjon 1, topp	0	2.1 E+8	1.1567 E-3
Seksjon 1, bunn	16	2.1 E+8	1.1567 E-3
Seksjon 2, topp			
Seksjon 2, bunn			
Seksjon 3, topp			
Seksjon 3, bunn			

Aktiv spuntlengde	16	m
-------------------	----	---



<b>Graving / dybde til vannstand / vanntrykk ved spuntspiss</b>				
<b>Fase nr:</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>6</b>	<b>8</b>
Ny gravedybde	2	4,5	6,5	8
Dybde til vannst.-foran (m)	2	4,5	6,5	8
Dybde til vannst.-bak (m)	1	1	1	1
Vanntr.v/spiss -foran (kPa)	150	140	130	120
Vanntr.v/spiss -bak (kPa)	150	140	130	120
<b>Fase nr:</b>	<b>10</b>			
Ny gravedybde	9			
Dybde til vannst.-foran (m)	9			
Dybde til vannst.-bak (m)	1			
Vanntr.v/spiss -foran (kPa)	115			
Vanntr.v/spiss -bak (kPa)	115			
<b>Stag/Stiver</b>				
Stag.nr. \ Fase nr:	dybde (m)	Stivhet (kNm/m)	Kraft (kN/m)	Helning (grad)
Stag 1 \ Fase 1	16	10 000	0	0
Stag 2 \ Fase 3	1.5	4 500	-150	-45
Stag 3 \ Fase 5	4	7 500	-350	-45
Stag 4 \ Fase 7	6	9 000	-450	-45
Stag 5 \ Fase 9	7.5	10 000	-550	-45
<b>Fastholding / fjær</b>				
Hold.nr. \ Fase nr:	dybde (m)	Horisontal	Rotasjon	
Hold 1 \ Fase				
Hold 2 \ Fase				
Fjær.nr.\ Fase nr.	dybde (m)	Aksiell (kN/m pr.m)	Helning (grad)	Rotasjon (kNm/rad pr.m)
Fjær 1 \ Fase				
Fjær 2 \ Fase				
Fjær 3 \ Fase				
<b>Påføre forskyvning</b>				
Forsk.nr.\ Fase nr.	dybde (m)	Horisontal	Rotasjon	
Forsk 1 \ Fase				
Forsk 2 \ Fase				
Forsk 3 \ Fase				
<b>Innføre materialkoeffisient</b>				
Koeffisient, $\gamma_m$	Fase nr.	Midlertidig/endelig	Utskrift 1	Utskrift 2
$\gamma_{m1} = 1,6$	<b>2</b>	Midlertidig-forkastes	Ingen	
$\gamma_{m2} = 1,6$	<b>4</b>	Midlertidig-forkastes	Fase 4+ eff.his.txt	
$\gamma_{m3} = 1,6$	<b>6</b>	Midlertidig-forkastes	Fase 6+ eff.his.txt	
$\gamma_{m4} = 1,6$	<b>8</b>	Midlertidig-forkastes	Fase 8+ eff.his.txt	
$\gamma_{m5} = 1,6$	<b>11</b>	Endelig	Fase 11 eff.his.txt	
<b>Enkelt-laster</b>				
Last.nr.	dybde (m)	Vektor (kN pr.m)	Vinkel (grad)	Moment (kNm pr. m)
Last 1 \ Fase				
Last 2 \ Fase				
Last 3 \ Fase				

## Beskrivelse av gjennomføring av faser i spuntA3

Modellering av hvordan spuntA3 skal takle utføring av utgraving, avstiving og andre forhold. Her legges også inn midlertidige faser med innføring av materialkoeffisienter for løsmassene.

En tekstlig beskrivelse i tillegg til de korte punktene under kan også legges inn ved behov.

Fasenr.	Aktivitet i spuntA3	Aktivitet i det virkelige liv
0	Vertikal tillast legges inn: Fra 0-3 m; 0-40 kPa Fra 3 -16 m; 40 kPa	Avgraving med 2 m til kt.13,5 før spunting i minst 5 m bredde på utsiden av spunt-traseen.
1	Etablering av horisontalt "stag" 16 m dybde.	Etablering av fotbolt
2	Utgraving til 2 m dybde	Utgraving til kt. 11,5. Reell utgraving 0,5 m høyere samt 1 m grøft for stag, usikkerhet pga vannfylling og tap av effektivspenninger i siltmasser lagt inn.
2+	Innføring av materialkoeffisient $\gamma_m = 1,6$ samt forkasting av fase etter kontroll av bruddsituasjonen	Ingen
3	Oppspenning stag 1,5 m dybde	Oppspenning stag kt.12,0
4	Utgraving til 4,5 m dybde	Utgraving til kt. 9,5. Reell utgraving 0,5 m høyere samt 1 m grøft for stag, usikkerhet pga vannfylling og tap av effektivspenninger i siltmasser lagt inn.
4+	Innføring av materialkoeffisient $\gamma_m = 1,6$ samt forkasting av fase etter kontroll av bruddsituasjonen	Ingen
5	Oppspenning stag 4,0 m dybde	Oppspenning stag kt.10,0
6	Utgraving til 6,5 m dybde	Utgraving til kt. 7,5. Reell utgraving 0,5 m høyere samt 1 m grøft for stag, usikkerhet pga omrøring av kvikkleiremasser lagt inn.
6+	Innføring av materialkoeffisient $\gamma_m = 1,6$ samt forkasting av fase etter kontroll av bruddsituasjonen	Ingen
7	Oppspenning stag 6,0 m dybde	Oppspenning stag kt.8,0
8	Utgraving til 8 m dybde	Utgraving til kt. 6. Reell utgraving 0,5 m høyere samt 1 m grøft for stag, usikkerhet pga omrøring av kvikkleiremasser lagt inn.
8+	Innføring av materialkoeffisient $\gamma_m = 1,6$ samt forkasting av fase etter kontroll av bruddsituasjonen	Ingen
9	Oppspenning stag 7,5 m dybde	Oppspenning stag kt.6,5
10	Utgraving til 9 m dybde	Utgraving til kt. 4,5. Reell utgraving til kt.5, men det legges inn usikkerhet i bunnen pga fare for omrøring av toppmasser (kvikk leire)
11	Innføring av materialkoeffisient $\gamma_m = 1,6$ for kontroll av bruddsituasjonen	Ingen

## Liste over vedlagte filer:

Navn ▲	
Eks.2 eff.itb.txt	Fase 6-7 def - eff.jpg
Eks.2-eff.spenn.fas	Fase 6-7 -mob - eff.jpg
Eks.2-eff.spenn.inp	Fase 6.jpg
Eks.2-eff.spenn.res	Fase 6+ def - eff.jpg
Fase 0 - Eks.2 eff.tbl.txt	Fase 6+ eff.his.txt
Fase 0 - hor - eff.jpg	Fase 6+ -mob - eff.jpg
Fase 0 - vert - eff.jpg	Fase 7 status - eff.jpg
Fase 0 -mob - eff.jpg	Fase 8-9 def - eff.jpg
Fase 0 -TBL - eff.jpg	Fase 8-9 -mob - eff.jpg
Fase 2.jpg	Fase 8.jpg
Fase 2+ def - eff.jpg	Fase 8+ eff.his.txt
Fase 2+ hor - eff.jpg	Fase 9 status - eff.jpg
Fase 2+ -mob - eff.jpg	Fase 10-11 def - eff.jpg
Fase 2+ -mom - eff.jpg	Fase 10-11 hor - eff.jpg
Fase 3-4 def - eff.jpg	Fase 10-11 -mob - eff.jpg
Fase 3-4 hor - eff.jpg	Fase 10-11 -mom - eff.jpg
Fase 3-4 -mob - eff.jpg	Fase 10-11 -skjær - eff.jpg
Fase 3-4 -mom - eff.jpg	Fase 10.jpg
Fase 4-5 def - eff.jpg	Fase 11 - Eks.2 eff.tbl.txt
Fase 4-5 mob - eff.jpg	Fase 11 eff.his.txt
Fase 4.jpg	Fase 11 status - eff.jpg
Fase 4+ def - eff.jpg	Fase 11.jpg
Fase 4+ eff.his.txt	INPUT EKS.2-EFF SPUNTA3.doc
Fase 4+ hor - eff.jpg	PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER.doc
Fase 4+ -mob - eff.jpg	spunt.his
Fase 4+ -mom - eff.jpg	spunt.itb
Fase 5-6 def - eff.jpg	spunt.tbl
Fase 5-6 hor - eff.jpg	Ud359E-08 borprofil kornfordeling.pdf
Fase 5-6 -mob - eff.jpg	Ud359E-08 oversikt.pdf
Fase 5-6 -mom - eff.jpg	Ud359E-08 profil 985.pdf
Fase 5-6 status - eff.jpg	Ud359E-08 profil 995.pdf
	Ud359E-08.pdf
	Valg fase 8-9.jpg

# INPUT SKJEMA TIL SPUNTA3

**Prosjekt-tittel;**  
(maks 80 tegn)

**Prosj.nr:**

--	--

Ruhet framside (positivt oppløft)		
Ruhet bakside (positivt oppløft)		
Referansespenning	100	kPa
Terrenglast bak veggen, q		kPa
Initiell grunnvannsstand (dybde til vannspeil)		m
Romvekt vann		kN/m <sup>3</sup>
Materialkoeffisient, $\gamma_m$	1	
Bredde av utgraving		m
Tverrkontraksjonstall ved avlasting		
Dybde-effekt-koeffisient i gravemodell		
Foretrukket elementlengde		m
Dybde til spuntspiss		m

Jord-data							
<b>Jordmodell 1:</b>	dybde (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	a	$\tan\phi$	$K_{o\text{ eff}}$	$m_o$	n
<b>Jordmodell 2:</b>	dybde (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	$S_{u\text{-foran}}$	$S_{u\text{-bak}}$	$K_{o\text{ tot}}$	G (kPa)	
<b>Jordmodell 3:</b>	dybde (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	a	$K_{o\text{ eff}}$	$K_A$	$K_P$	Stivhet (kPa/m)
<b>Jordmodell 4:</b>	dybde (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	$D_A$ (kPa)	$D_P$ (kPa)	$K_{o\text{ tot}}$	$ST_{\text{frm}}$ (kPa/m)	$ST_{\text{bak}}$ (kPa/m)
Jordlagnr.1, topp							
Jordlagnr.1, bunn							
Jordlagnr.2, topp							
Jordlagnr.2, bunn							
Jordlagnr.3, topp							
Jordlagnr.3, bunn							
Jordlagnr.4, topp							
Jordlagnr.4, bunn							

Spuntdata	dybde (m)	E-modul (kN/m <sup>2</sup> )	Tregm.moment (m <sup>4</sup> )
Seksjon 1, topp			
Seksjon 1, bunn			
Seksjon 2, topp			
Seksjon 2, bunn			
Seksjon 3, topp			
Seksjon 3, bunn			

Aktiv spuntlengde		m
-------------------	--	---

<b>Graving / dybde til vannstand / vanntrykk ved spuntspiss</b>				
Fase nr:				
Ny gravedybde				
Dybde til vannst.-foran (m)				
Dybde til vannst.-bak (m)				
Vantr.v/spiss -foran (kPa)				
Vantr.v/spiss -bak (kPa)				
<b>Stag/Stiver</b>				
Stag.nr. \ Fase nr:	dybde (m)	Stivhet (kNm/m)	Kraft (kN/m)	Helning (grad)
Stag 1 \ Fase				
Stag 2 \ Fase				
Stag 3 \ Fase				
Stag 4 \ Fase				
<b>Fastholding / fjær</b>				
Hold.nr. \ Fase nr:	dybde (m)	Horisontal	Rotasjon	
Hold 1 \ Fase				
Hold 2 \ Fase				
Fjær.nr.\ Fase nr.	dybde (m)	Aksiell (kN/m pr.m)	Helning (grad)	Rotasjon (kNm/rad pr.m)
Fjær 1 \ Fase				
Fjær 2 \ Fase				
Fjær 3 \ Fase				
<b>Påføre forskyvning</b>				
Forsk.nr.\ Fase nr.	dybde (m)	Horisontal	Rotasjon	
Forsk 1 \ Fase				
Forsk 2 \ Fase				
Forsk 3 \ Fase				
<b>Innføre materialkoeffisient</b>				
Koeffisient, $\gamma_m$	Fase nr.	Midlertidig/endelig	Utskrift 1	Utskrift 2
$\gamma_{m1} =$				
$\gamma_{m2} =$				
$\gamma_{m3} =$				
$\gamma_{m4} =$				
<b>Enkelt-laster</b>				
Last.nr.	dybde (m)	Vektor (kN pr.m)	Vinkel (grad)	Moment (kNm pr. m)
Last 1 \ Fase				
Last 2 \ Fase				
Last 3 \ Fase				
Last 4 \ Fase				
<b>Fordelte-laster</b>				
Last.nr.	start dybde (m)	slutt dybde (m)	start intensitet (kPa)	slutt intensitet (kPa)
Last 1 \ Fase				
Last 2 \ Fase				
Last 3 \ Fase				
Last 4 \ Fase				

**Beskrivelse av gjennomføring av faser i spuntA3**

Modellering av hvordan spuntA3 skal takle utføring av utgraving, avstiving og andre forhold. Her legges også inn midlertidige faser med innføring av materialkoeffisienter for løsmassene.

En tekstlig beskrivelse i tillegg til de korte punktene under kan også legges inn ved behov

<b>Fasenr.</b>	<b>Aktivitet i spuntA3</b>	<b>Aktivitet i det virkelige liv</b>



## SPUNKURS PROSJEKTERING AV STAG, SPUNT OG FOT – EKS.2

PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER SKAL LEVERES SOM FØRSTE NOTAT, MEN DE SKAL VISE DET TOTALE BILDET FOR HELE DET GEOTEKNISKE PROSJEKTERINGSARBEIDET.

Jeg har i notat 2 angitt spesielle forutsetninger for den ene beregningen jeg har utført. Det bør lages ytterligere en beregning med ADP-modell for kvikkleirelaget. Videre skal det lages forutsetninger for laster og deformasjoner som skal gjelde for hele området ved en vanlig prosjektering.

### 1. Dimensjonering av spuntkapasitet

Vi regner elastisk i første omgang. Det er tillatt å regne plastisk på AZ48.

Vi regner inn både aksial-last og moment for brudd i den mest kritiske fase, fase 6+:

**Moment: 1258 kNm/m**

Stagrad 1: 221 kN/m som tilsvarer vertikalt  $221/1,414 = 156$  kN/m

Stagrad 2: 647 kN/m som tilsvarer vertikalt  $647/1,414 = 458$  kN/m

**Sum vertikal-last blir: 614 kN/m.**

I figuren under vises beregning for å kontrollere spuntkapasiteten i fase 6+:

Dimensjonering stålspunt					
AZ 48, midlertidig fase			S355JO stålqualität		
Bruddgrensetilstand:			Brudd fase 6 kritisk for momentet		
	M	+	N	<=	f <sub>y</sub>
	W		A		γ <sub>mstål</sub>
	1258 kNm/m		614 kN		
	4800 cm <sup>3</sup> /m		307 cm <sup>2</sup>		
σ <sub>d</sub> =	262	+	20	=	282 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	355 N/mm <sup>2</sup>			f <sub>d</sub> =	320 N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>mstål</sub> brudd =	1.11				

Det er her regnet med elastisk motstandsmoment for spunten.



## 2. Prosjektering av stagrad 1.

Vi bruker metodikk fra HB 016 kapittel 10:

### STAG:

Bruddgrense: 419 kN cc 3,5 m (velger cc for stagene)  
 $\Rightarrow 419 * 3,5 = 1.467 \text{ kN} \Rightarrow \# \text{lisser blir } 1.467 / 169 = 8,9 \Rightarrow 9 \text{ stk}$  fase 4+

Bruksgrense: 246 kN cc 3,5 m  
Ulykkesgrense med faktor 1,5 for 1.rad, fordeler stagkrefter bare til sidene.  
 $\Rightarrow 246 * 1,5 * 3,5 = 1.291 \text{ kN} \Rightarrow \# \text{lisser blir } 1.291 / 169 = 7,6 \Rightarrow 8 \text{ stk}$  fase 4

### **Staget settes med cc 3,5 m og 9 lisser:**

- > Dimensjonerende last blir  $N_D = 1.467 \text{ kN}$ .
- > Installert kapasitet blir  $N_I = 1.521 \text{ kN}$
- > Staget spennes opp til låselast  $N_L = 150 \text{ kN} * 3,5 \text{ m} = 525 \text{ kN}$  pr.stag.

Bruddgrense blir dimensjonerende for stagrad 1. Det er som regel ulykkeslasten som blir dimensjonerende, men her kan vi se at dette ikke er tilfelle.

### PUTE:

Vi regner i bruddgrense:

$$M_D = q * l^2 / 10 = 419 * 3,5^2 / 10 = 513 \text{ kNm}$$

$$M_I = W_x * f_y / \gamma_{\text{mstål}} = 1658 * 355 / (1000 * 1,11) = 515 \text{ kNm for 2U380 Stålkvalitet S355.}$$

I ulykkestilstand benyttes bruksgrenseberegningen:

Ved vurdering av reduksjonsfaktor ” $\lambda_{\text{red}}$ ” sjekkes det ut hvor mye av aktivt og passivt jordtrykk som er utnyttet. Ut fra dette tas det en vurdering av hvor stor faktoren skal være. Dersom jorda ligger på grensetrykkene skal det benyttes en faktor på  $\lambda_{\text{red}} = 1$  (ingen reduksjon). Her har jeg sett på fase 4 og vurdert det slik at det er noe restkapasitet igjen som vil mobiliseres for spunten ved den ytterligere deformasjonen et stagbrudd vil medføre. Jeg har derfor valgt  $\lambda_{\text{red}} = 0,9$ .

$$M_U = q * \lambda_{\text{red}} * l^2 / 4 = 246 * 0,9 * 3,5^2 / 4 = 678 \text{ kNm}$$

$$M_P = W_P * f_y = 2028 * 355 / 1000 = 720 \text{ kNm for 2U380 Stålkvalitet S355.}$$

**Det benyttes pute 2U380 S355.**

## 3. Prosjektering av stagrad 2

### STAG:

Bruddgrense: 647 kN cc 3 m  
 $\Rightarrow 647 * 3 = 1.941 \text{ kN} \Rightarrow \# \text{lisser blir } 1.941 / 169 = 11,5 \Rightarrow 12 \text{ stk}$  fase 6+

Bruksgrense: 459 kN cc 3 m  
Ulykkesgrense med faktor 1,3 for 2.rad på grunn av fordeling av krefter opp og til sidene  
 $\Rightarrow 459 * 1,3 * 3 = 1.790 \text{ kN} \Rightarrow \# \text{lisser blir } 1.790 / 169 = 10,6 \Rightarrow 11 \text{ stk}$  fase 6

Bruddgrense blir dimensjonerende for stagrad 2. **Staget settes med cc 3 m og 12 lisser:**

- > Dimensjonerende last blir  $N_D = 1.941$  kN.
- > Installert kapasitet blir  $N_I = 2.028$  kN
- > Staget spennes opp til låselast  $N_L = 350$  kN\*3 m = 1.050 kN pr.stag.

**PUTE:**

Vi regner i bruddgrense:

$$M_D = q \cdot l^2 / 10 = 647 \cdot 3^2 / 10 = 582 \text{ kNm}$$

$$M_I = W_x \cdot f_y / (\gamma_{mstål}) = 2040 \cdot 355 / (1000 \cdot 1,11) = 652 \text{ kNm for 2U400 Stålkvalitet S355.}$$

I ulykkestilstand benyttes bruksgrenseberegningen:

$$M_U = q \cdot \lambda_{red} \cdot l^2 / 4 = 459 \cdot 0,85 \cdot 3^2 / 4 = 878 \text{ kNm}$$

$M_P = W_P \cdot f_y = 2480 \cdot 355 / 1000 = 880$  kNm for 2U400 Stålkvalitet S355. Det er ulykkeslasten som blir dimensjonerende.

**Det benyttes pute 2U400 S355.**

**4. Fotbolter .**

Fotbolter dimensjoneres kun ut fra bruddgrensetilstanden. Vi sjekker igjennom alle bruddfaser. Vi finner at det er fase 11 som er kritisk for spuntfoten. (Ikke veldig overraskende.)

Horisontal kapasitet regnes ut fra momentkapasitet for boltene ved forutsatt glippe mellom UK spunt og fjell der boltene er montert.

Vi har behov for en kapasitet på 325 kN pr. 1m spunt. Dette tilsvarer 2 stk bolter Ø70 mm pr.meter.

Dimensjonerende kapasitet fotbolt:  $N_{Dfot} = 325$  kN/m fase 11

Installert kapasitet fotbolt:  $N_{Ifot} = 2 \cdot \text{Ø70}_{kap} = 2 \cdot 196 = 392$  kN.

Kapasiteten for boltene er tatt ut ved en glippe som skal være mindre eller lik 100mm.

Kravet til størrelsen på glippen må vurderes ut fra hvor kupert fjellet er, hvor mye grunnboringer vi har til å vurdere fjellforløpet og om det skal settes bolter på hver spuntnål.

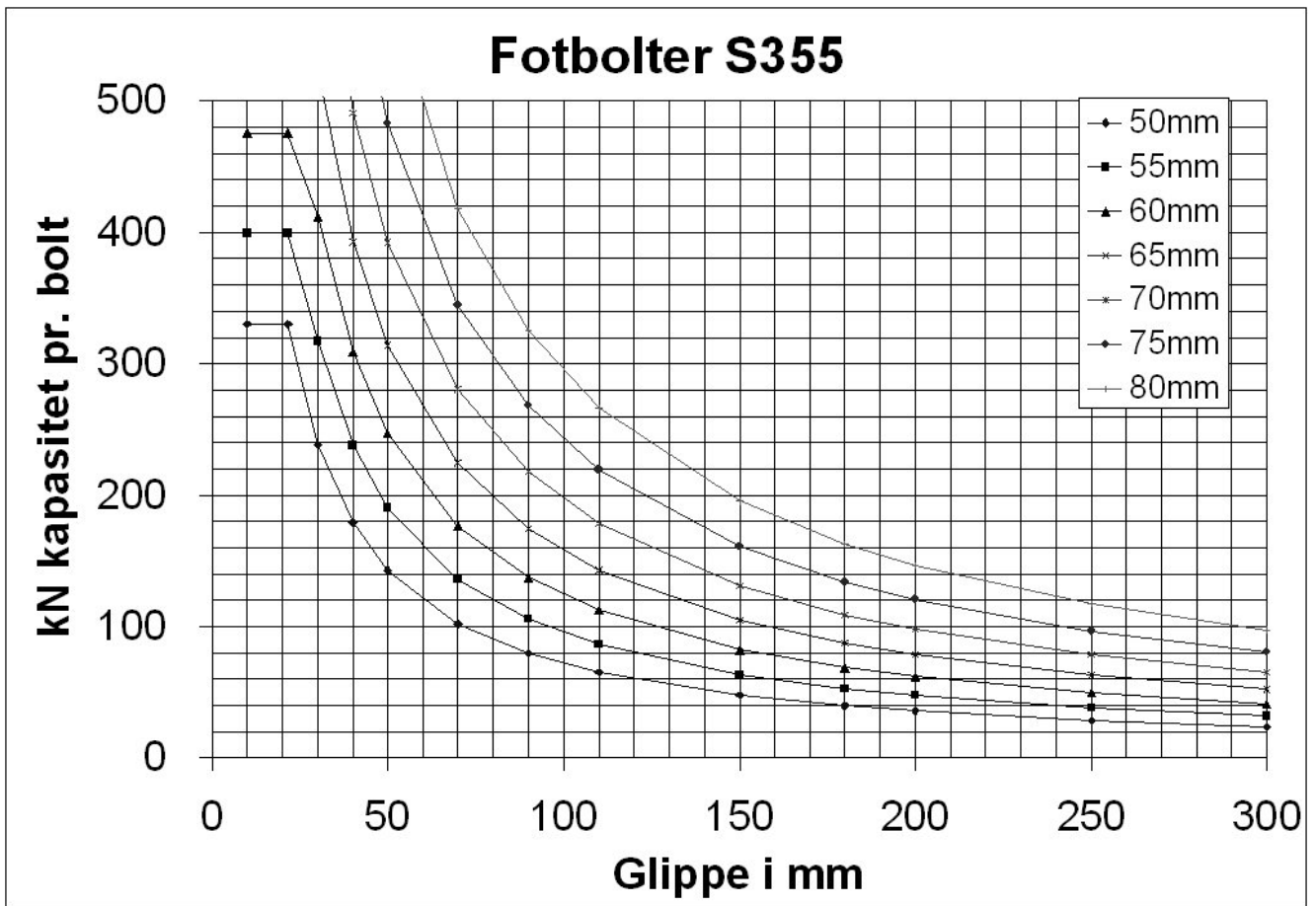
Dersom det skal settes bolter på hver nål har vi mindre muligheter til å redusere glippen siden vår vanlige antagelse om at boltene skal settes der avstanden til fjell er minst ikke blir mulig å utføre. Glippen bør i disse tilfellene ikke settes mindre enn 100 mm, og muligens noe større.

Generelt bør ikke glippen antas mindre enn 70mm med mindre det er spesielle forutsetninger for det.

Det kan benyttes fotbolter med større stålkvalitet enn S355. Dette skal man være forsiktig ved spesielt ved permanent spunt.

I beskrivelsen kan det være fornuftig å angi rør for større bolter enn det som er minimumsdimensjoner for å ha mulighet til å øke kapasiteten. Det andre alternativet er å angi alternative bolter med høyere stålkvalitet i tillegg til hovedalternativet.

Se figur under for momentkapasitet for fotbolter:



Lykke til med videre prosjektering.

Vennlig hilsen  
OPTIMAL GEOTEKNIKK AS

Guro Brendbekken

## SPUNKURS LØSNING SPUNTBeregning EKS.2

Under følger resultater og beregningsgang ved gjennomføring av en spuntberegning. Det er ikke utarbeidet en egen "prosjekteringsforutsetninger" for prosjektet. Jeg har beskrevet de relevante deler av forholdene for denne ene beregningen i dette notatet.

### 1. Beskrivelse av beregningsoppgaven

Det skal graves ut for en løsmassekulvert. Terreng ligger på kt.+15,5, fjell ligger på kt.-2,5 og UK ferdig kulvert skal ligge på ca. kt.+5,0 i profil 990. Dvs at det graves ut til kt.+5,0.

Prosjekteringsoppgaven er en underoppgave for den generelle geotekniske prosjekteringen i området. Det vil si at det er en ansvarlig geoteknisk prosjekterende som ser på totaliteten av geoteknikken på området. Alle forutsetninger som foreligger skal avgjøres i samarbeid med ansvarlig prosjekterende.

Det skal graves av mellom doble spuntvegger til fjell. Det er kvikkleire i grunnen, og det velges derfor en svært stiv spunt ut fra deformasjonskriterier. Deformasjoner i kvikkleirelaget mellom 6 – 11 m dybde skal ligge innenfor kravet om  $\epsilon < 0,75\%$  - 0,5 % deformasjon av gravehøyden under utgraving i brukstilstand. Ved 6 m dybde for spuntene tilsvarer dette  $\epsilon < 0,75\%$  og dermed ca.  $\delta = 5$  cm og ved 11 m dybde  $\epsilon < 0,5\%$  og ca.  $\delta = 6,5$  cm på grunn av avgraving av 2 m i toppen.

Nær traséen ligger det lett bebyggelse (ett bygg) om lag 5 m fra spuntlinjen. Det er besluttet at dette bygget fjernes pga skjev-deformasjoner under utgraving.

Etter fjerning av bygget, avgraves terrenget generelt med 2 m, og det graves med graveskråninger på 1:2, og med en bredde som tilsier minst 5 m flat bredde bak spuntveggene. Det tillates ikke oppfylling eller generell trafikk av tunge anleggsmaskiner bak spuntveggene.

### 2. Grunnlagsdata for løsmasser, geoteknisk prosjektklasse og geotekniske materialkoeffisienter

Grunnundersøkelsene er rapportert i datarapport Ud359E-08. Data og parametre som benyttes i beregningen ligger i vedlagte input-skjema.

For prosjektet er det angitt en materialkoeffisient  $\gamma_m = 1,6$  ut fra geoteknisk prosjektklasse 3 med utgraving i kvikkleire (sprøbruddsmateriale).

I tillegg er det altså satt et deformasjonskrav for å unngå omrøring og kollaps av kvikkleirematerialet bak spuntveggen.

### 3. Bestemmelse av spunt- og avstivings-system

Det velges en svært stiv spunt; AZ48. Stivheten/størrelsen på spuntene kan helt klart diskuteres og optimaliseres. Imidlertid vil en mykere spunt gi større deformasjoner og dermed flere avstivingsnivåer.

Mitt valg er derfor en spunt som ikke utnyttes kapasitetsmessig mhp moment/spenninger, men der deformasjoner for gravefasene holder seg innenfor deformasjonskravet med en fornuftig gravehøyde.

Jeg har regnet bare med bakforankrede stag. Dette kan være OK dersom det ikke er flere bygg man må ta hensyn til (poretrykks-senking) bak veggene. Dersom man har behov for å begrense lekkasjer bør man i størst mulig grad unngå stag, spesielt de dypeste. Øverste stagra 1 og evt. 2 vil gi mindre effekt enn de dypere stagen på poretrykksreduksjon. En fornuftig løsning ved 4 stivernivåer er ofte å velge for eksempel 2 stagra øverst og 2 innvendige stivernivåer nederst med mulighet til å fjerne det nest nederste etter at det laveste er etablert under bunnplatenivået for å få plass til å bygge inne i gropa.

Innvendige stivere i så dype byggegropen må kunne forspennes for å begrense deformasjonene.

Stagene skal settes i grøft. Det skal beskrives generell utgraving 0,5 m over stagnivå samt 1,0 m dyp grøft for stagsetting. I tillegg regner vi at vi taper motholds-styrke i løsmassene i forhold til det generelle gravenivået. For å sikre at vi ikke regner med for gunstig mothold på spunten regner vi derfor utgraving til 0,5 m under stagnivået i spuntA3. Dette er en vurdering som er avhengig av materialtypen. Her har vi silt under grunnvannsnivået samt kvikkleire i gropa, og er derfor litt mer konservative enn vi kunne ha vært ellers.

Avhengigheter mot andre fagområder skal også komme klart frem i den overordnede oversikten med prosjekteringsforutsetninger. Dette er sett bort ifra her.

#### **4. Beskrivelse av kontroll av utførelsen (anleggskontroll) og av prosjekteringen.**

I kvikkleiremasser må det regnes med deformasjonskontroll for å sikre at det ikke blir uholdbare deformasjoner. Deformasjoner må også kontrolleres under gravenivået. Videre må det beskrives tiltak for ikke å omrøre under generelt nivå/graveplan med for eksempel bruk av plan skuffe under utgraving.

Dersom kontrollen skal innvirke på materialkoeffisienten, skal det utarbeides en liste over alternative tiltak som kan utføres dersom målingene ikke stemmer med forutsetningene.

For prosjektering av denne type bør 3.partskontroll utføres, med mindre det er en utgraving i no-where, men da ville man helt sikkert ha forsøkt med mer avlastning for å unngå mye mer spunt og stivere.

#### **5. Bestemmelse av laster og lastparametre.**

Følger hovedsakelig Norsk Standard og Vegvesenets retningslinjer og håndbøker.

Vi har angitt at det ikke skal tillates last eller trafikk bak spunt på de avlastede nivåer. Allikevel legges det inn minimum 10kPa i terreglast bak spunt uten lastfaktor. Man kan aldri garantere mot avvik.

#### **6. Bestemmelse av jordmodell.**

Jeg har valgt å benytte en effektivspenningsmodell også for kvikkleira. Ved kvikkleirematerialer vil jeg alltid også beregne med en totalspenningsmodell med ADP modell. Jeg har ikke lagt ved en slik beregning her. Den kan godt gi større momenter beregningsmessig enn den modellen som er benyttet her.

Jeg anbefaler på det sterkeste å prøve ut med begge typer modeller da de har vist seg at ved utgraving i silt med høye poretrykk så kan dette være den dimensjonerende jordmodellen. Det er da svært viktig å ikke redusere poretrykket ved input i gravefasen, men beholde et fornuftig høyt jordtrykk slik det er vist i beregningene under.

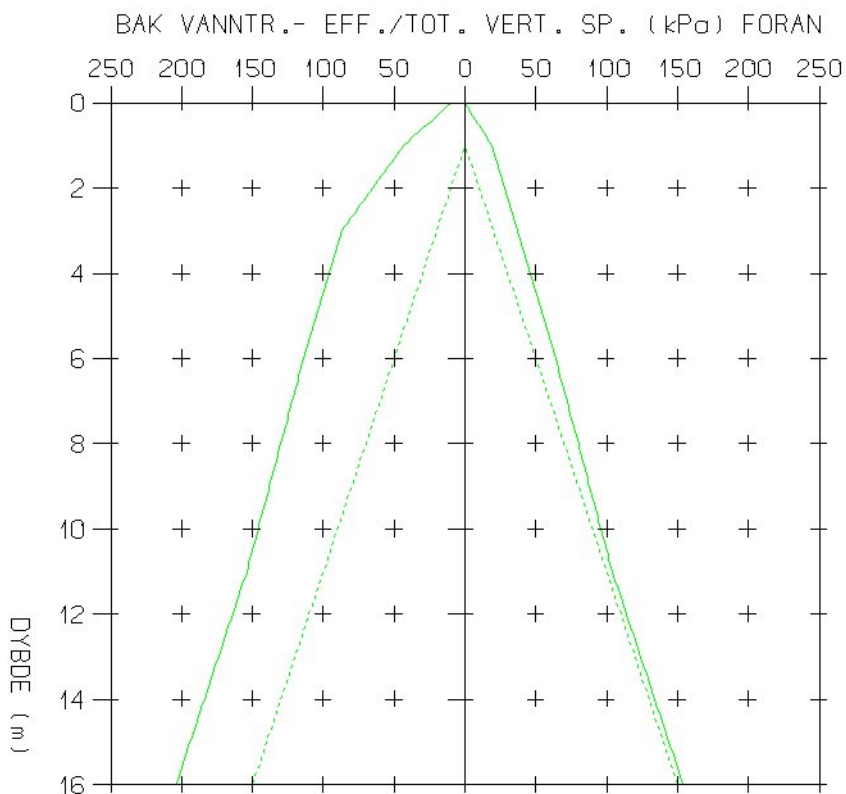
## **Beregningsgang med framvisning av faser og valg**

Under følger flere skjermbilder som det ikke er mulig å få fram ved vanlig plott. Jeg har tatt skjermdump for å vise hvilke skjermbilder jeg ser på undervegs i beregningene for å kontrollere at de resultatene jeg får ser fornuftige ut.

I tillegg skal man gjøre en grov vurdering av valg av spunt og plassering av stivernivåer og oppspenningsnivåer ved håndberegninger. Det har jeg heller ikke vist her.

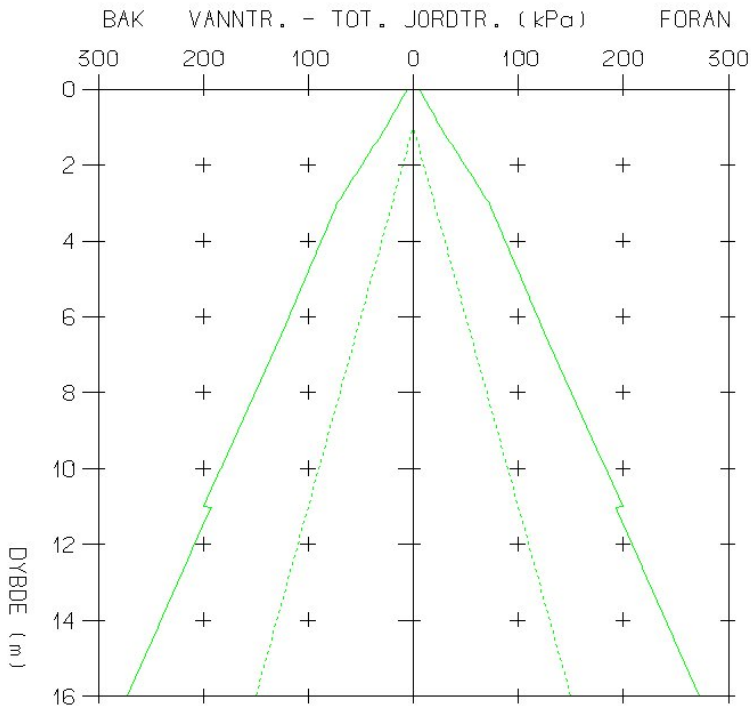
For å se inputfiler ++ sjekk vedlagt liste over filer. Her er også resultater for mobiliseringsgrad og horisontalt jordtrykk som følge av vertikal tilleggslast vist i følgende fil: *Fase 0 - Eks.2 eff.tbl.txt* .

### **Fase 0 – vertikal tilleggslast – avgraving av terreng fra kt.15,5 til 13,5**

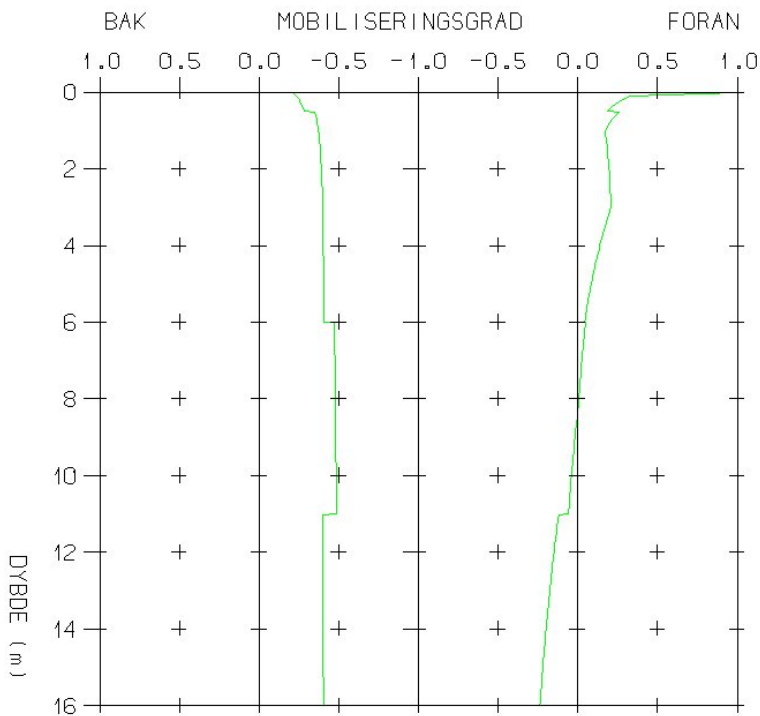


Skjermutskrift av vertikal-last før oppstart av beregninger. Vi ser at vertikal tilleggslasten og terrenglast  $q$  bare legges til på den ene siden.

Vanntrykket initielt er 150 kPa ved spuntfot likt på begge sider, effektivt trykk er ca 200 kPa på aktiv side og bare ca 150 kPa på passiv side.



Resultatet av vertikal tilleggslast kommer ut i horisontale jordtrykk som reberegnes fra den skjeve tilleggslasten. Vi vil få feilmeldinger her dersom lasten medfører overskridelser av grensejordtrykkene. Vi må da gå inn og revidere jordmodellen slik at spunten står i ro før vi starter opp videre beregning.



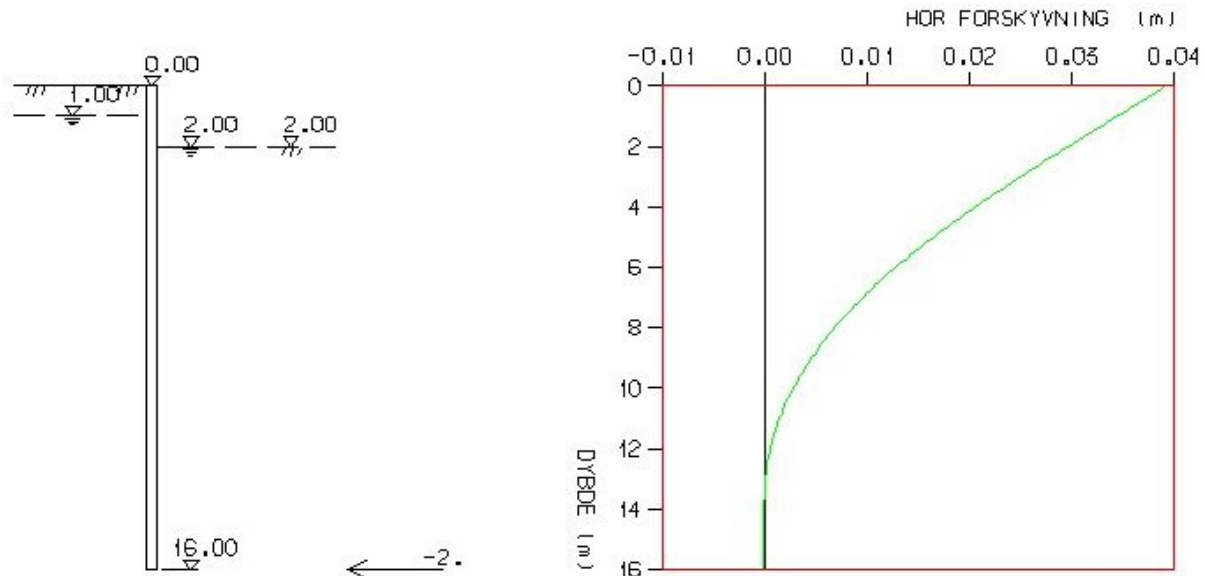
Mobiliseringsgraden viser også innvirkningen av den vertikale tilleggslasten. Vi ser at vi i toppen på gravesiden allerede ligger over på passiv side, mens det motsatt er tilfelle lenger ned langs spunten.



**Fase 1 – stag 1 i spuntfot – etablering av fotbolt**

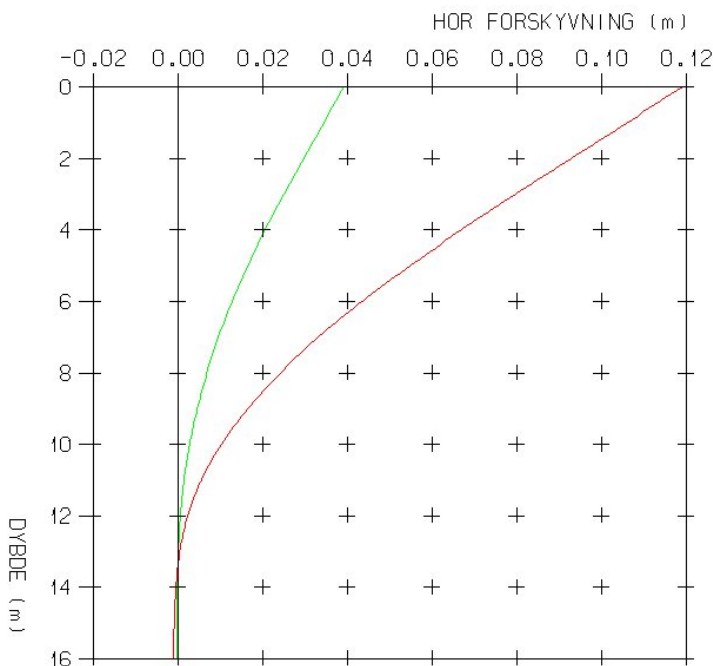
Her er det ikke tatt ut noen utskrifter da denne fasen ikke har innvirkning på jordsituasjonen.

**Fase 2 – graving til første stagnivå; 2 m, kt. 11,5**



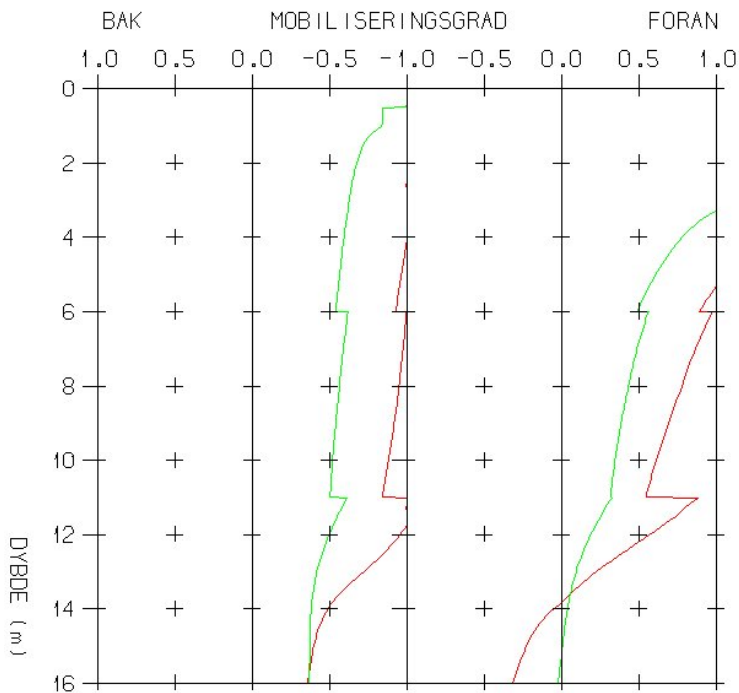
**Fase 2+ – innføring og forkasting av materialfaktor  $\gamma_m = 1,6$  kontroll mot brudd**

Fase 2 bruksgrense i grønt og fase 2+ bruddgrense i rødt. Dette gjelder også for senere faser.

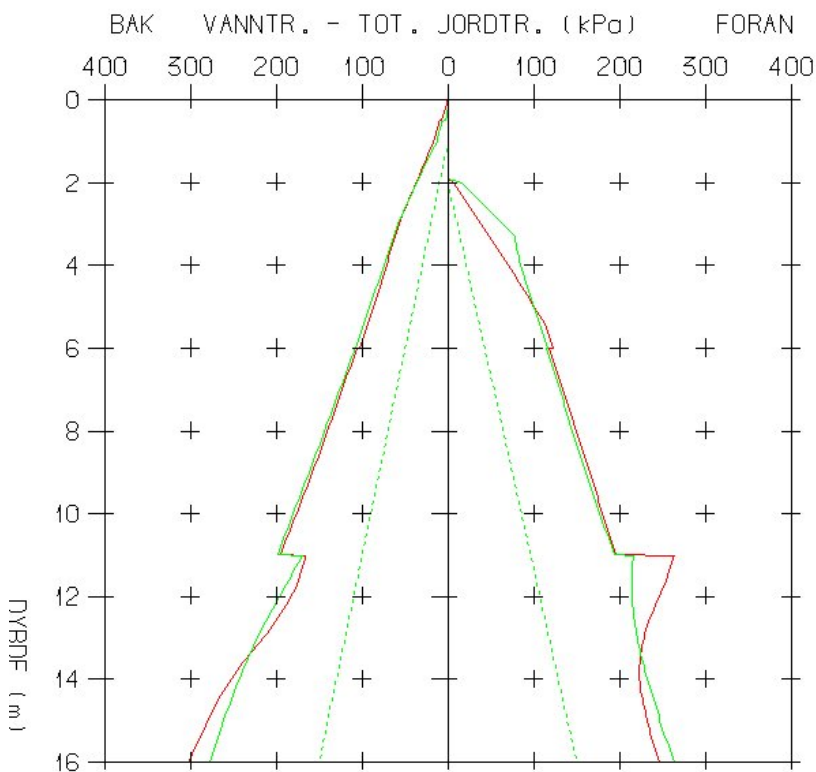


**Deformasjoner**



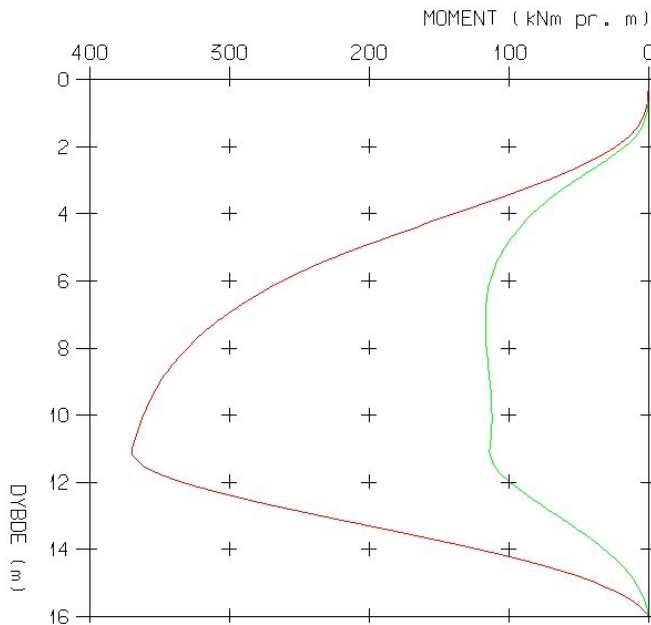


**Mobiliseringsgrad**



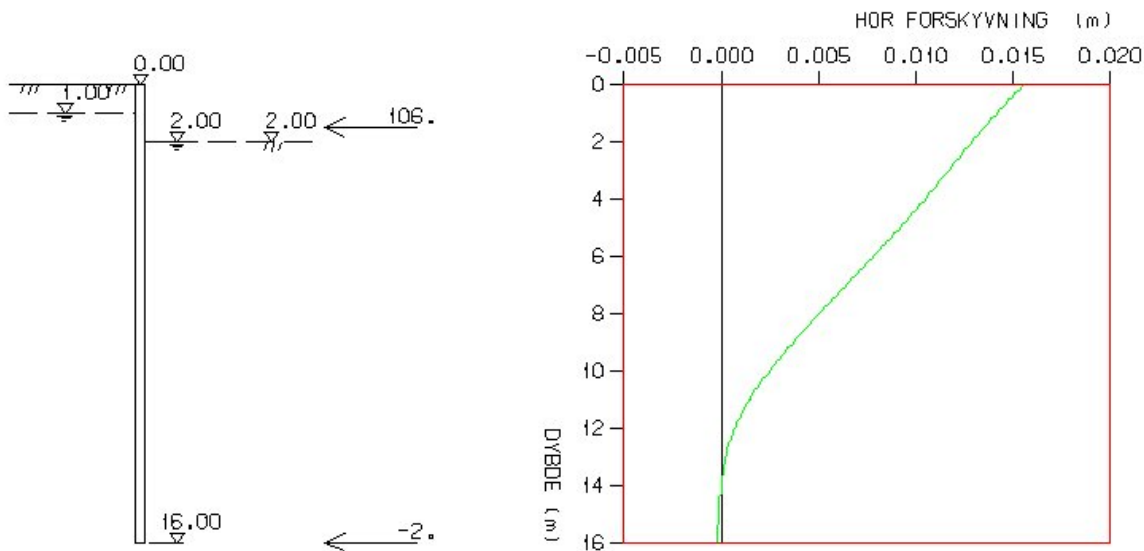
**Horisontalt totalt jordtrykk og poretrykk.**

Vi kan se hvor raskt passivt jordtrykk utvikler seg i morenelaget ved små deformasjoner i dybde 11 m.



**Momentutvikling for fase 2 fra bruk- til bruddgrense**

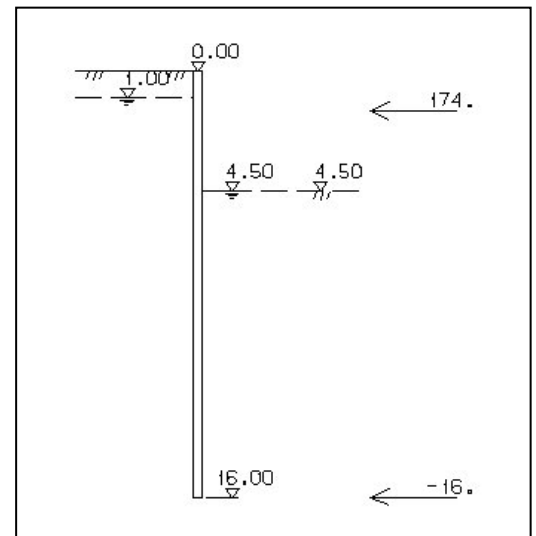
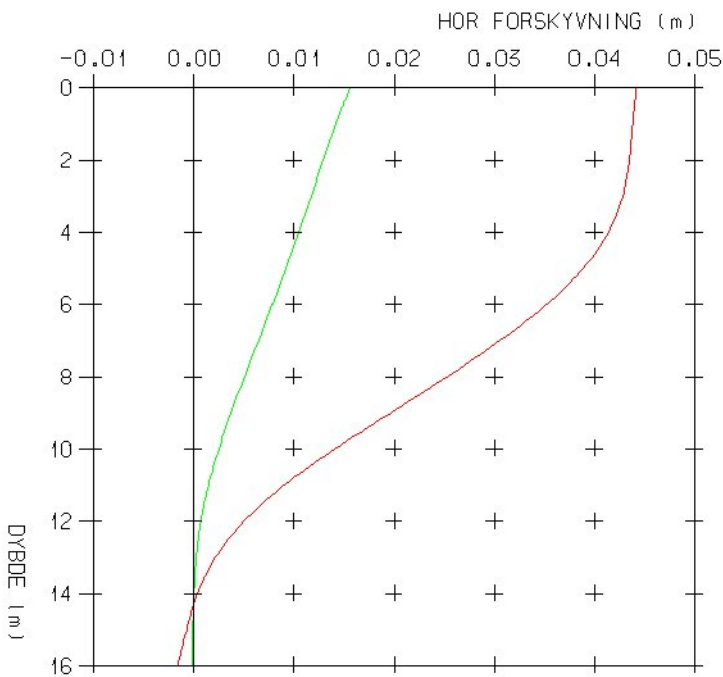
**Fase 3 – etablering og oppspenning stag 2 nivå 1,5 m, kt. 12,0**



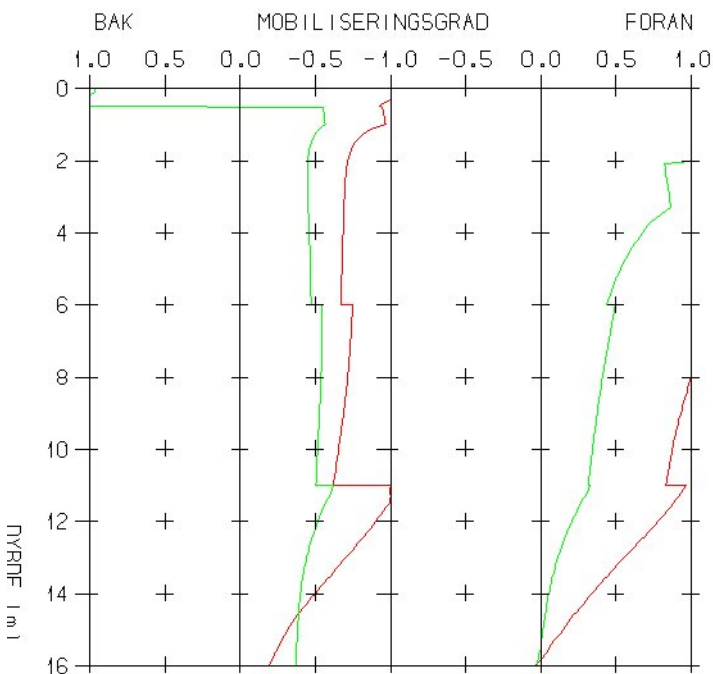
Staget spennes opp slik at man gjenoppretter tilnærmet  $K_0$  - tilstanden bak spunten. Det medfører at man ikke vil presse spunten helt tilbake. Dersom det er spesielt store krav til deformasjoner kan dette være annerledes. Det er valgt låselast på 150 kN i 45° vinkel for første stagerad.

Ved flere stagerader, bør man uansett være forsiktig med oppspenning av øverste stagerad da det er stor fare for at man spenner opp slik at man senere får til dels stor innpressing og muligheter for "løft" på terrenget bak. Dette medfører også at man befinner seg i passive jordtrykksituasjoner på aktiv side av spunten og dermed kan pådra seg til dels store stagelaster.

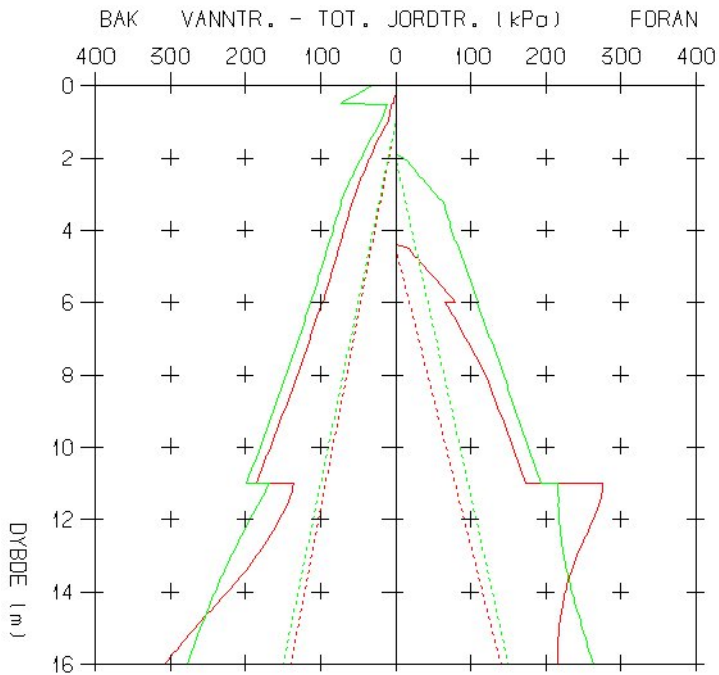
**Fase 4 – graving til andre stagnerivå; 4,5 m, kt. 9,0**



Deformasjoner i kvikkleirelaget mellom 6 – 11 m dybde ligger innenfor kravet om at  $\epsilon < 0,75\%$  - 0,5 % i bruksgrensetilstand.

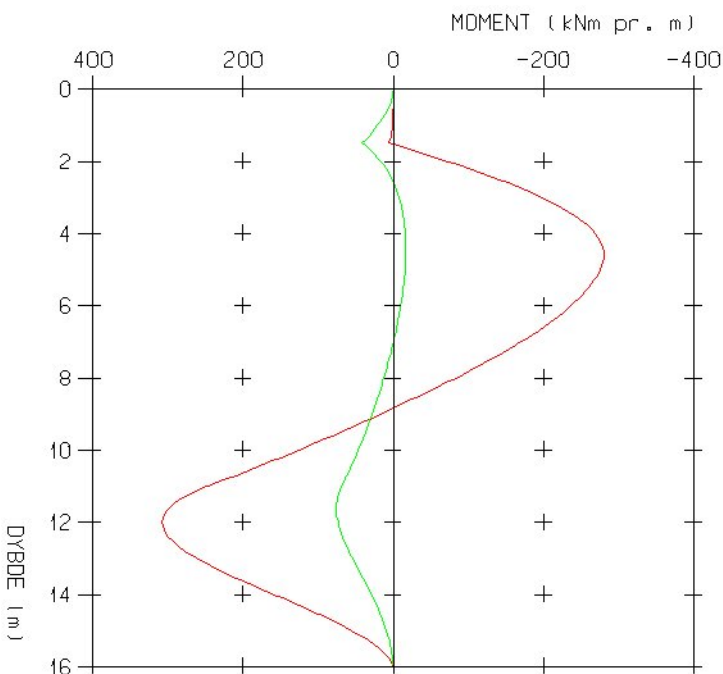


Leira i toppen fra 6 – 8 m er fullt mobilisert på passiv side, men det er fremdeles en del igjen på aktiv side. Morenemassen under dybde 11 m er høyt mobilisert.



Her vises poretrykksforholdet. Vi har bare redusert fra 150 kPa ved spuntfot til 140 kPa selv om det er redusert i toppen på gravesiden med 3,5 m.

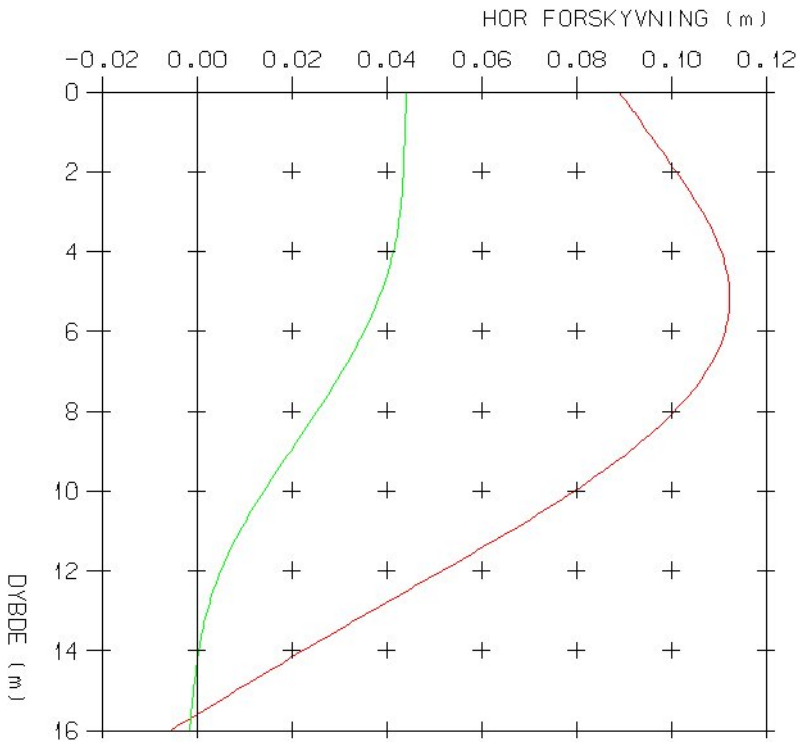
Ved å redusere poretrykket gir du jorda større evne til å øke passivt og senke aktivt jordtrykk, så vær forsiktig med å ta ut mye av dette.



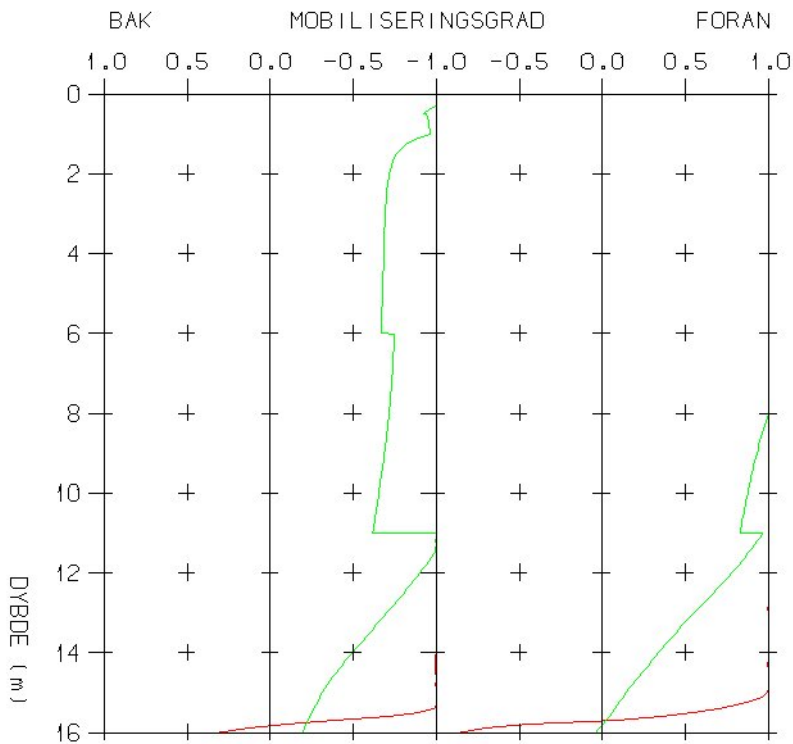
Vi ser at momentet øker kraftig. Støttemomentet er imidlertid svært beskjedent.

Det er svært god momentkapasitet igjen.

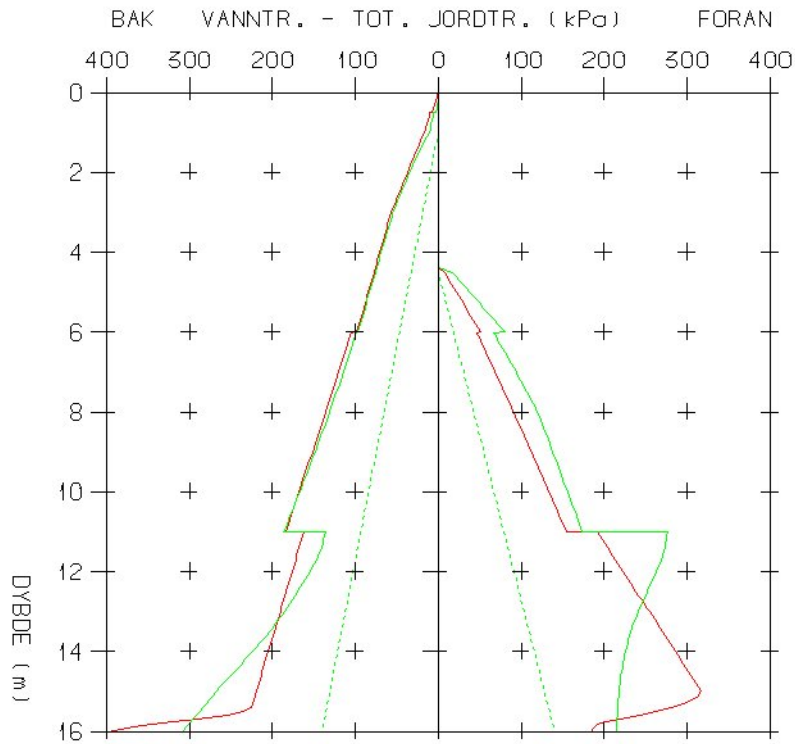
**Fase 4+ – innføring og forkasting av materialfaktor  $\gamma_m = 1,6$  kontroll mot brudd**



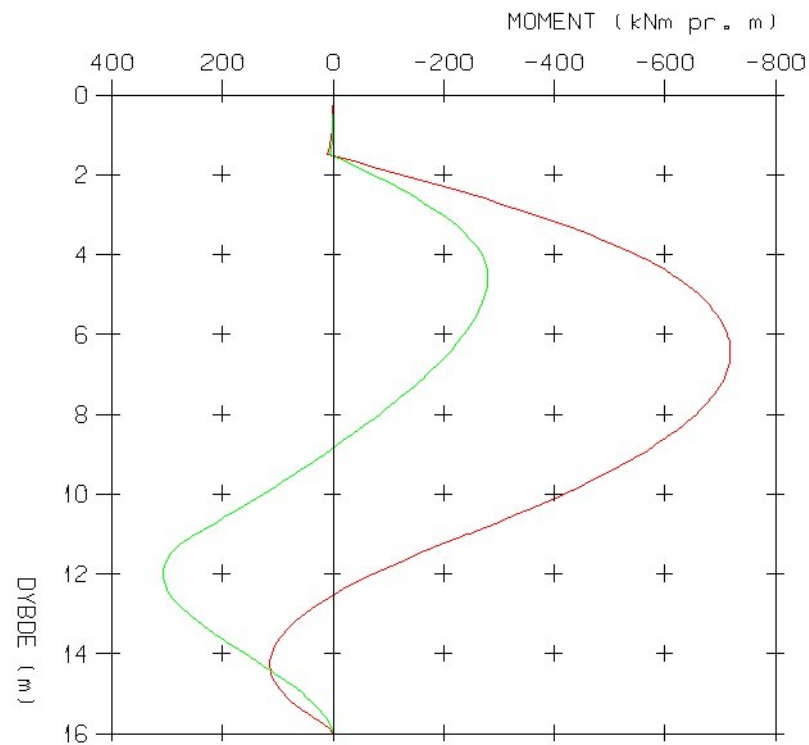
Deformasjonsendring fra bruk- til bruddgrense.



Så godt som all restkapasitet i jorda benyttes.

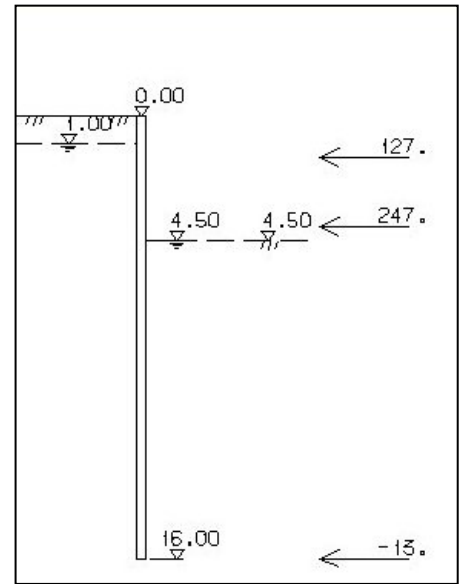
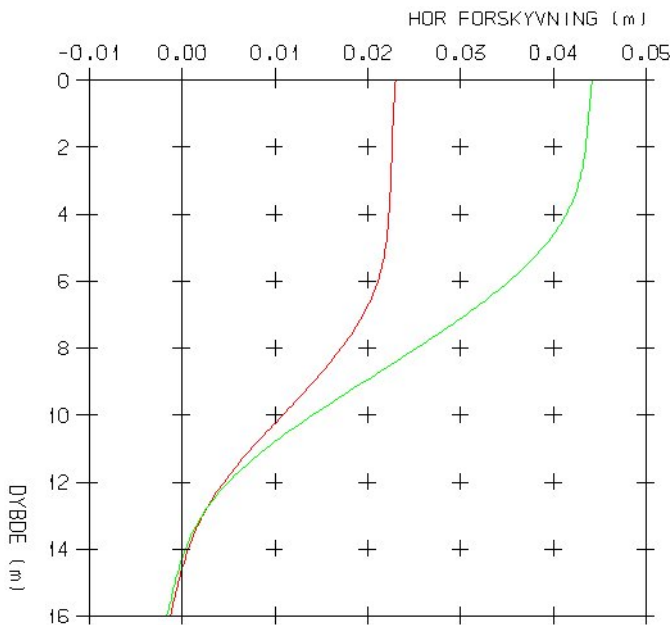


Vi ser at grensejordtrykk er oppnådd nesten helt til spuntfoten.

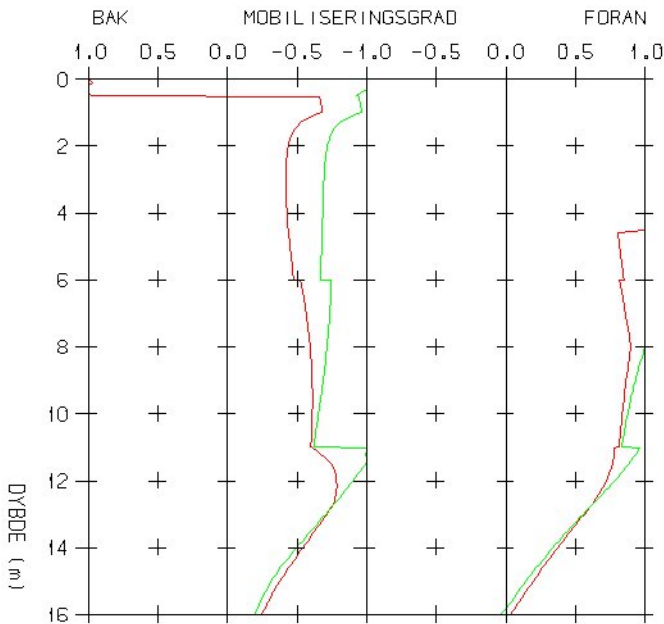


Momentkapasiteten for spunten er fremdeles god.

**Fase 5 – etablering og oppspenning stag 3 nivå 4,0 m, kt. 9,5**



Deformasjoner ved oppspenning i dybde 4 m. Vi ser at på grunn av den svært stive spunten er vi i stand til å redusere deformasjonene til stor dybde under stagnivået. Uten denne stivheten ville vi neppe klart å opprettholde kravet om deformasjoner i kvikkleirelaget.

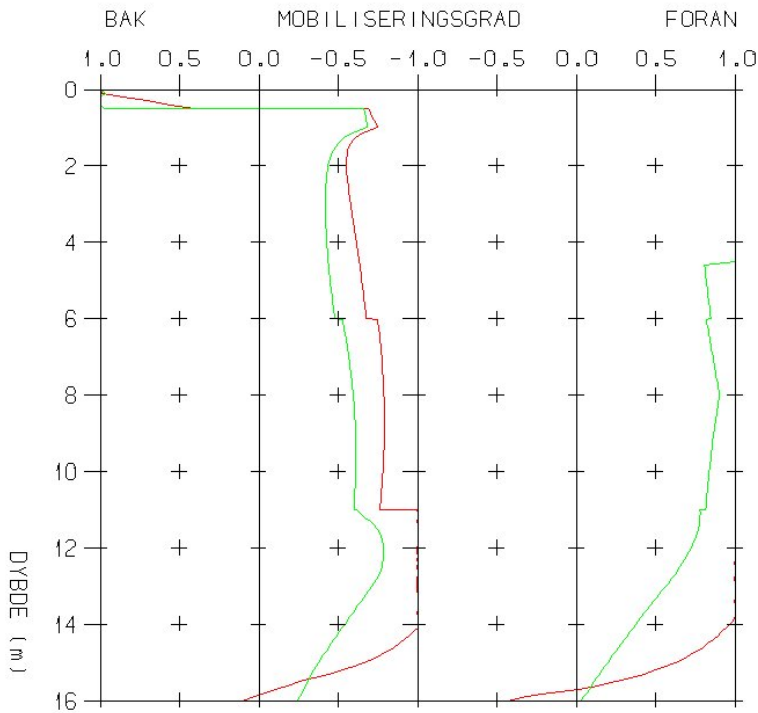


Mobilisering ved oppspenning. Vi ser at det er bare i det øverste gruslaget vi mobiliserer passivt trykk på baksiden av spunten.

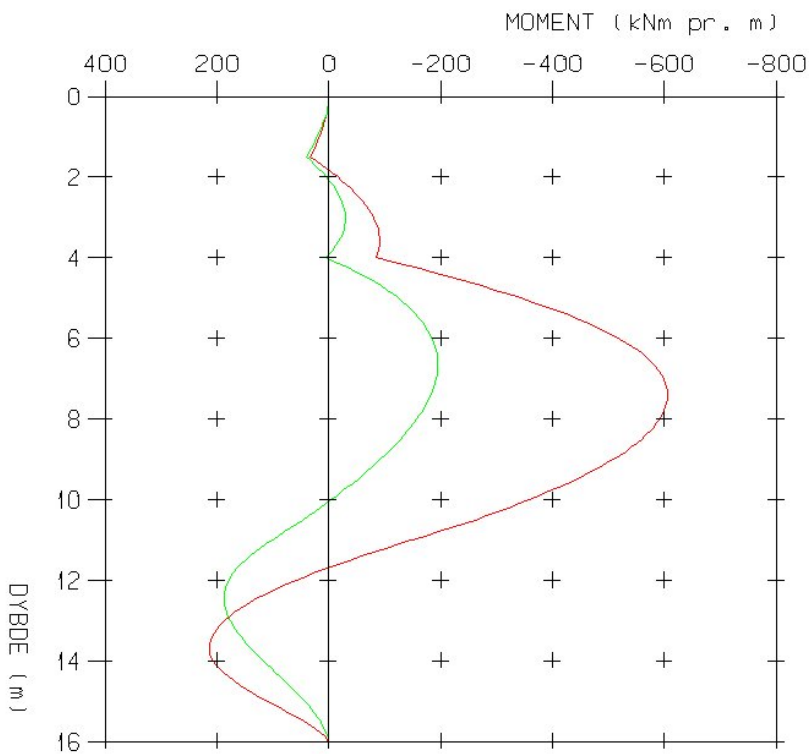
Ellers er det reaktivisering av evne til å øke passivt mothold og til redusere aktivt trykk bak spunten ved neste utgravingsfase.





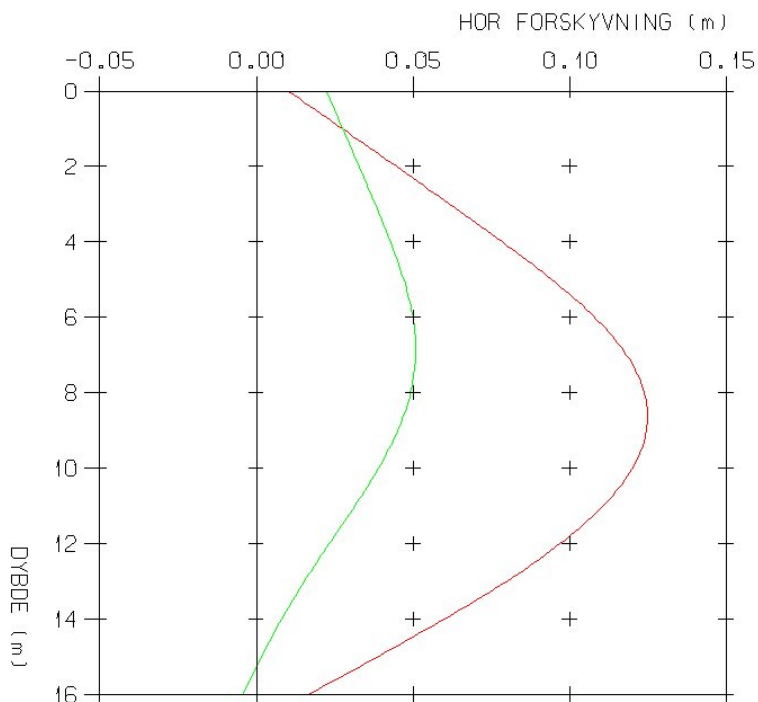


Vi har full mobilisering på passiv side helt ned til 2 m fra spuntfot. Det betyr at vi er helt avhengige av at morenelaget virkelig gir den støtten vi har beskrevet. Vi har ikke utnyttet aktiv side fullt.

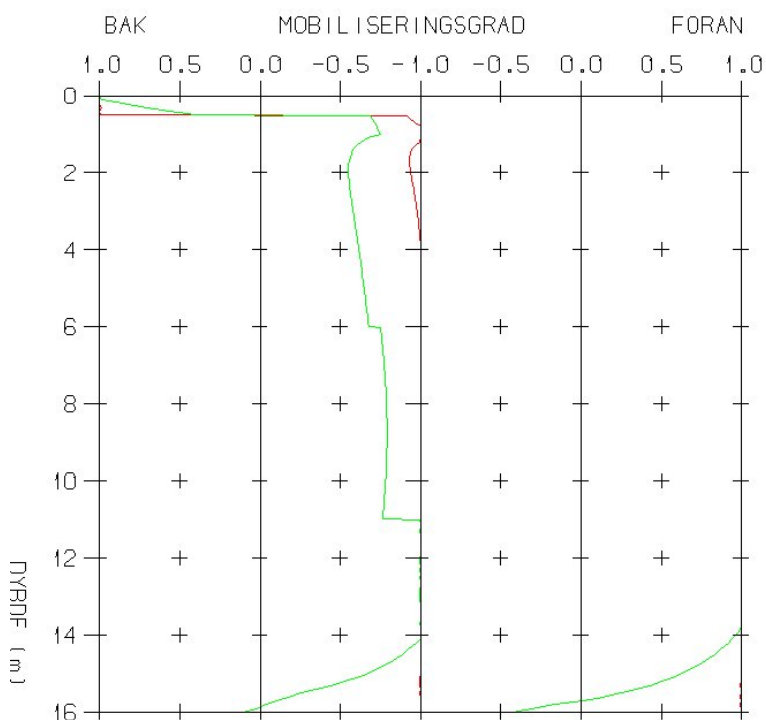


Momentet i bruksgrense er nå over 600 kNm/m. Det er fremdeles god momentkapasitet.

**Fase 6+ – innføring og forkasting av materialfaktor  $\gamma_m = 1,6$  kontroll mot brudd**



Deformasjonene i brudd blir store. Dette er den mest kritiske fasen for spuntet mhp momentet. Vi har lagt ved utdrag fra fil for denne fasen som viser utviklingen i krefter og deformasjoner og momenter for stag, fotbolt og spunt.



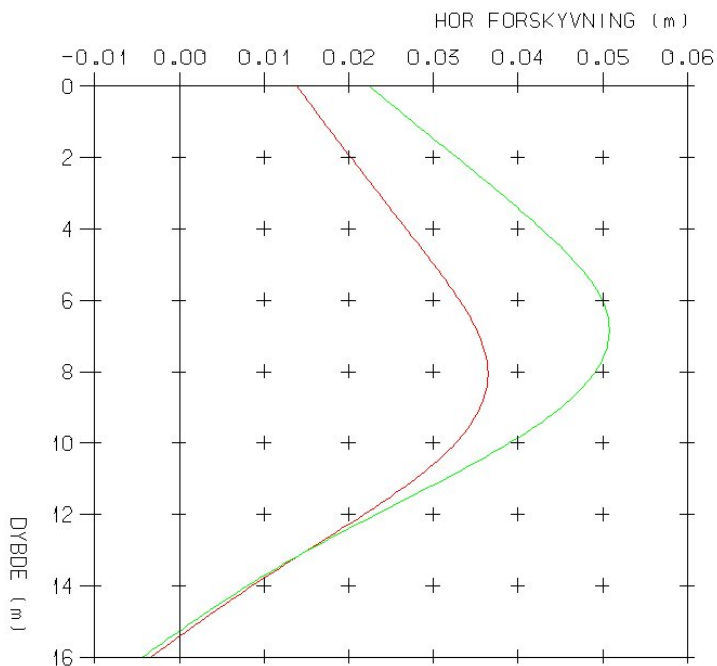
Alt passivt mothold er mobilisert. Det samme er tilfelle for det aktive bortsett fra noe passivt helt i toppen på aktiv side bak spuntet.

Utskrift av fil: **Fase 6+ eff.his.txt**

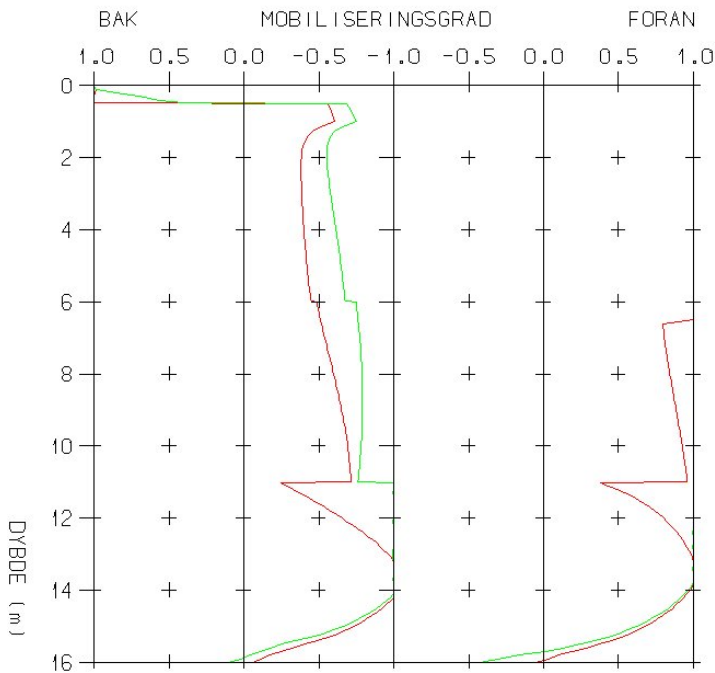
Fase 6+ gm =1,6

Sammendrag av viktige resultater for fasene.

FASE NR.	1	2	3	4	5	6	(6+) 7	
Gr.dybde	0.00	2.00	2.00	4.50	4.50	6.50	6.50	
M_maks v/dybde	0. 14.50	117. 7.20	76. 11.60	308. 12.00	187. 12.50	213. 13.70	32. 1.50	
M_min v/dybde	0. 3.50	0. 0.20	-17. 4.40	-280. 4.60	-195. 6.60	-605. 7.40	-1258. 8.80	MAKS MOMENT
Sh_maks v/dybde	0. 13.00	37. 2.80	48. 1.50	127. 10.99	114. 10.99	237. 11.01	226. 13.20	
Sh_min v/dybde	0. 16.00	-36. 12.90	-58. 1.50	-161. 1.50	-172. 4.00	-296. 4.00	-449. 4.00	
Dh_maks v/dybde	0.0000 16.00	0.0391 0.00	0.0155 0.00	0.0442 0.00	0.0230 0.00	0.0508 6.80	0.1248 8.60	
Dh_min v/dybde	0.0000 9.50	-0.0002 16.00	-0.0002 16.00	-0.0016 16.00	-0.0013 16.00	-0.0044 16.00	0.0103 0.00	
Fotkraft	0.	-2.	-2.	-16.	-13.	-44.	165.	
STAG 1	0.	2.	2.	16.	13.	44.	-165.	
STAG 2	0.	0.	-150.	-246.	-179.	-203.	-221.	
STAG 3	0.	0.	0.	0.	-350.	-459.	-647. STAGKRAFT KT.4,0	

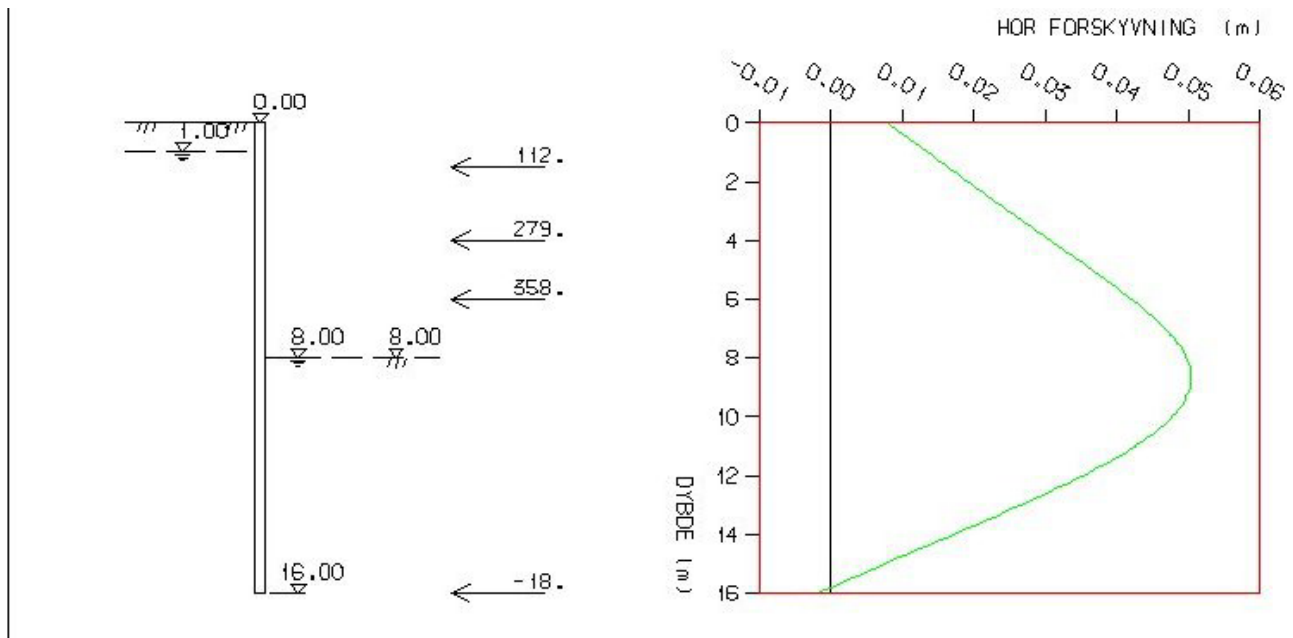
**Fase 7 – etablering og oppspenning stag 4 nivå 6,0 m, kt. 7,5**


Oppspenningen gir om lag 1,5 cm innpressing i stagnivået.



Mobiliseringen utvikler seg fornuftig. Dersom det begynner å utvikle seg mye passivt trykk i toppen bak spunten bør krefter og gravenivåer revurderes.

**Fase 8 – graving til fjerde stagnivå; 8,0 m, kt. 5,5**



Her forsøkte vi først med 2 m graving i forhold til forrige gravenivå, med da overskred vi deformasjonskriteriet. Vi gikk derfor ned til 1,5 m graving, og kom da under kravet på 9,5 m som tilsvarer ca. 5,5 cm deformasjon.

**Fase 8+ – innføring og forkasting av materialfaktor  $\gamma_m = 1,6$  kontroll mot brudd**

Her har vi ikke tatt ut noen resultater på skjerm. Under vises resultater fra historikk fil:

Utskrift av fil: **Fase 8+ eff.his.txt**

Fase 8+ gm = 1,6

Sammendrag av viktige resultater for fasene.

									(8+)
FASE NR.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Gr.dybde	0.00	2.00	2.00	4.50	4.50	6.50	6.50	8.00	8.00
M_maks	0.	117.	76.	308.	187.	213.	117.	58.	109.
v/dybde	14.50	7.20	11.60	12.00	12.50	13.70	14.10	4.00	4.00
M_min	0.	0.	-17.	-280.	-195.	-605.	-499.	-703.	-1170.
v/dybde	3.50	0.20	4.40	4.60	6.60	7.40	8.90	9.10	10.10
Sh_maks	0.	37.	48.	127.	114.	237.	199.	189.	291.
v/dybde	13.00	2.80	1.50	10.99	10.99	11.01	11.90	11.30	16.00
Sh_min	0.	-36.	-58.	-161.	-172.	-296.	-290.	-359.	-496.
v/dybde	16.00	12.90	1.50	1.50	4.00	4.00	6.01	6.01	6.01
Dh_maks	0.0000	0.0391	0.0155	0.0442	0.0230	0.0508	0.0364	0.0503	0.0990
v/dybde	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.80	8.10	8.70	10.00
Dh_min	0.0000	-0.0002	-0.0002	-0.0016	-0.0013	-0.0044	-0.0034	-0.0018	-0.0125
v/dybde	9.50	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00	0.00
Fotkraft	0.	-2.	-2.	-16.	-13.	-44.	-34.	-18.	291.
STAG 1	0.	2.	2.	16.	13.	44.	34.	18.	-291.
STAG 2	0.	0.	-150.	-246.	-179.	-203.	-166.	-159.	-129.
STAG 3	0.	0.	0.	0.	-350.	-459.	-374.	-394.	-444.
STAG 4	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-450.	-507.	-667.

**Fase 9 – etablering og oppspenning stag 5 nivå 7,5 m, kt. 6,0**

Under vises resultatmeny ved oppspenning av 4. stagnivå:

**Resultatmeny**

Fase nr.: 8

Gravenivå: 8.00 m

Vannst. framside: 8.00 m

Vannst. bakside: 1.00 m

**Forslag til ny fase**

dybde: 8.00 m

Likevektsruhet:  $R_{bak} + R_{frm} * 0.51 = 1.50$

Spesifisert forhold:  $-0.30 + 0.50 * 0.51 = -0.04$

Vertikalltilstand: Det er 1055 kN/m for lite kapasitet mot selvpeneretring. Status: SJEKK ruheten. Ignorerer ved spunt til fjell.

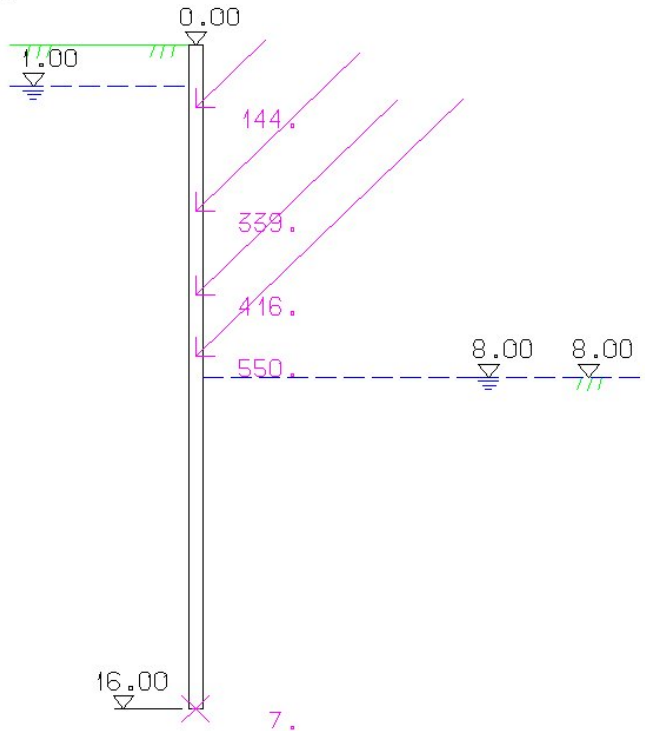
verdi	dybde	verdi	dybde
Maks. utbøying: 0.0503 m	8.70 m	0.0393 m	9.80 m
Min. utbøying: -0.0018 m	16.0 m	0.0007 m	16.0 m
Maks. moment: 58 kNm pr. m	4.00 m	105 kNm pr. m	4.00 m
Min. moment: -703 kNm pr. m	9.10 m	-662 kNm pr. m	10.7 m
Maks. skjærkraft: 189 kN pr. m	11.3 m	212 kN pr. m	12.8 m
Min. skjærkraft: -359 kN pr. m	6.01 m	-392 kN pr. m	7.50 m
Fotkraft: -18 kN pr. m	16.0 m	7 kN pr. m	16.0 m

Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m	Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m
1	17.6	1	-7.0
2	-158.9	2	-144.4
3	-394.5	3	-338.6
4	-507.0	4	-416.3
		5	-550.0

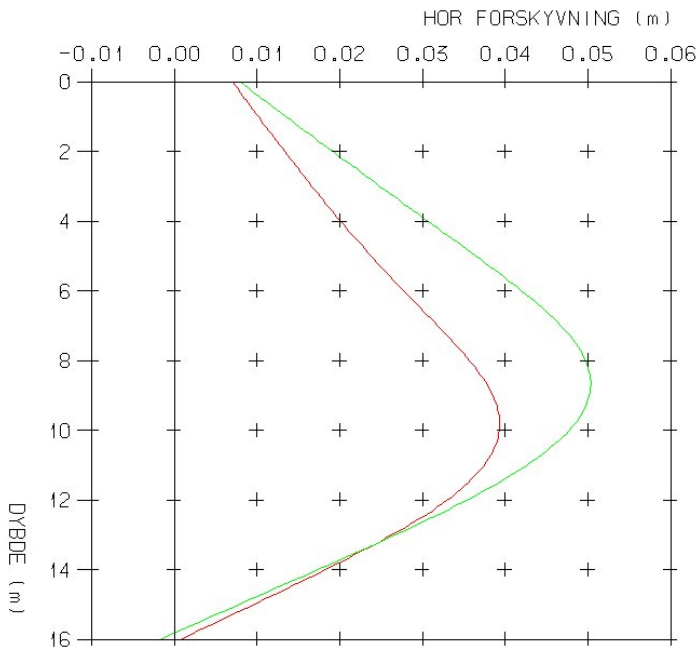
Godkjenn Forkast Plott Hovedres. Res.tabell Inputtabell Avbryt

LISENS: Optimal Geoteknikk AS

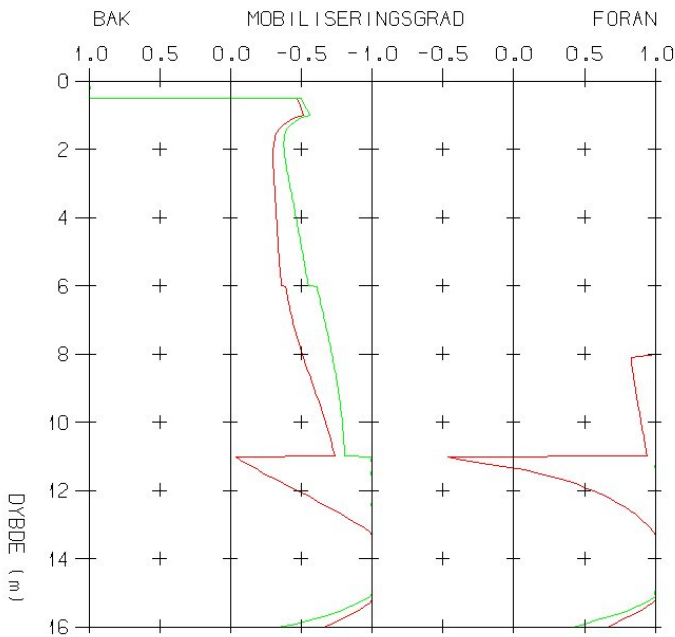
q = 10. kPa



Oppspenning av siste stegrad 0,5 m over graveplan. Oppspenningskraft 550 kN pr. lm vegg i stagets retning på 45°.



Innpressing av spunten vises som opptil 1,5 cm i stagnivået. Toppen av spunten står om lag stille. Alle stagen over avlastes på grunn av oppspenningen.



Toppen av morenen avlastes så mye under oppspenning at det er angitt aktiv tilstand for de øverste 30-40 cm. Dette synes å være noe usannsynlig hele 2 m under stagnivået. Imidlertid har dette ikke stor innvirkning på de totale resultater.

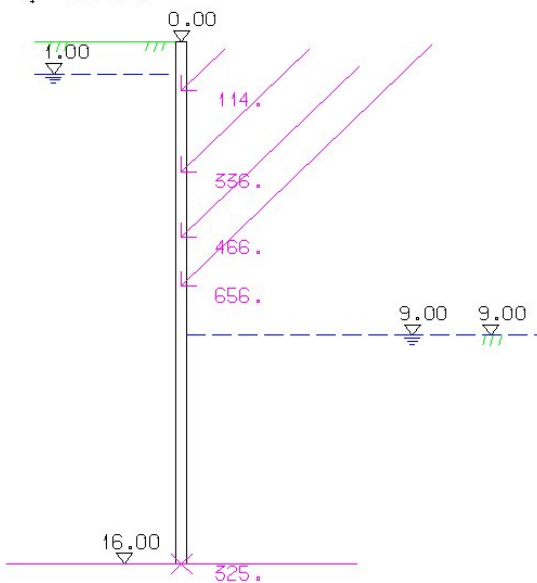
**Fase 10 – graving til endelig nivå; 9,0 m, kt. 4,5**

Ingen bilde vises her.

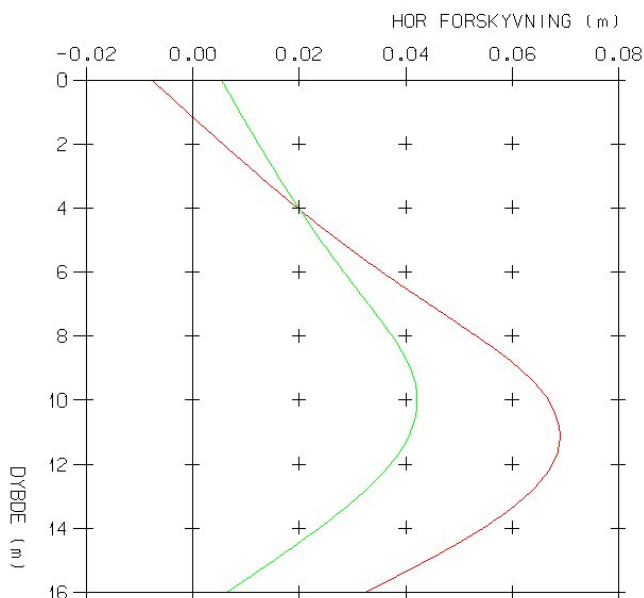
**Fase 11 – innføring av materialfaktor  $\gamma_m = 1,6$  kontroll mot brudd i siste fase**

LISENS: Optimal Geoteknikk AS

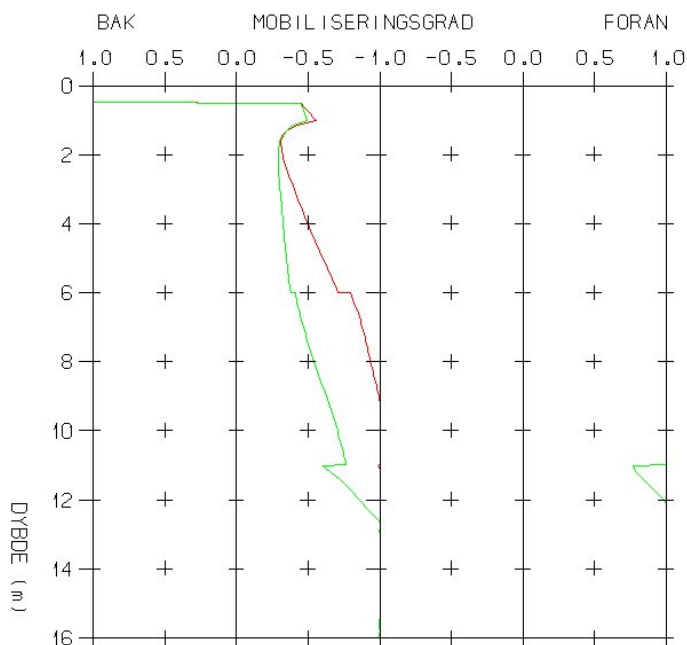
q = 10 . kPa



Status ved brudd i endelig situasjon etter utgraving og innføring av materialfaktor  $\gamma_m = 1,6$ .



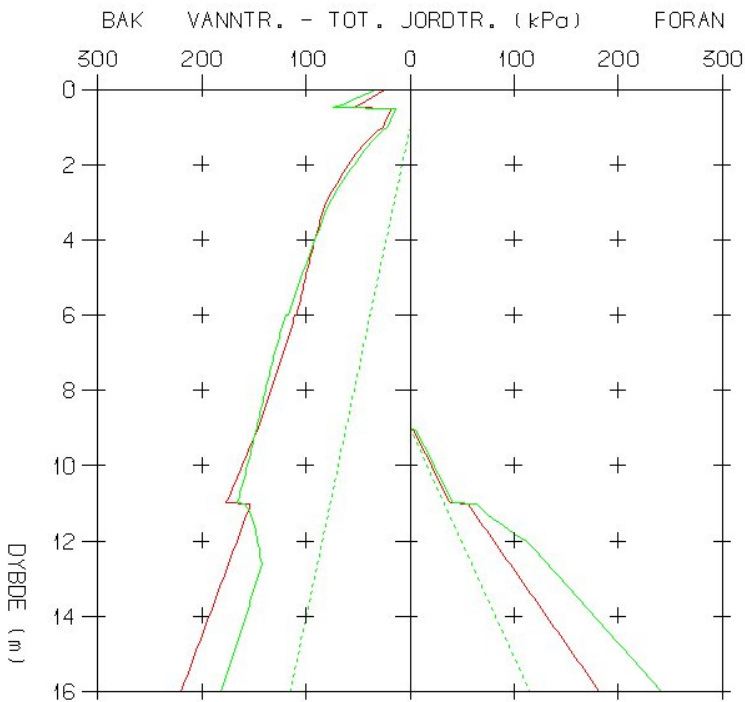
Horisontal deformasjon ved innføring av materialfaktor. Vi ser at foten får hele 3 cm deformasjon. Dette bør vurderes opp mot hvilken kapasitet man tror er korrekt i foten. Dersom det hadde vært benyttet en større stivhet for fotbolten (stag 1) ville det ha medført at spuntfoten ville fått beregningsmessig større krefter. Morenemassene rundt ile da tatt mindre av lasten på foten. En vurdering av totalsituasjonen kombinert med håndberegninger og vurderinger av innrammingsaffekter i fjell, retning på fjellhelning i de aktuelle snitt etc. bør gjennomføres.



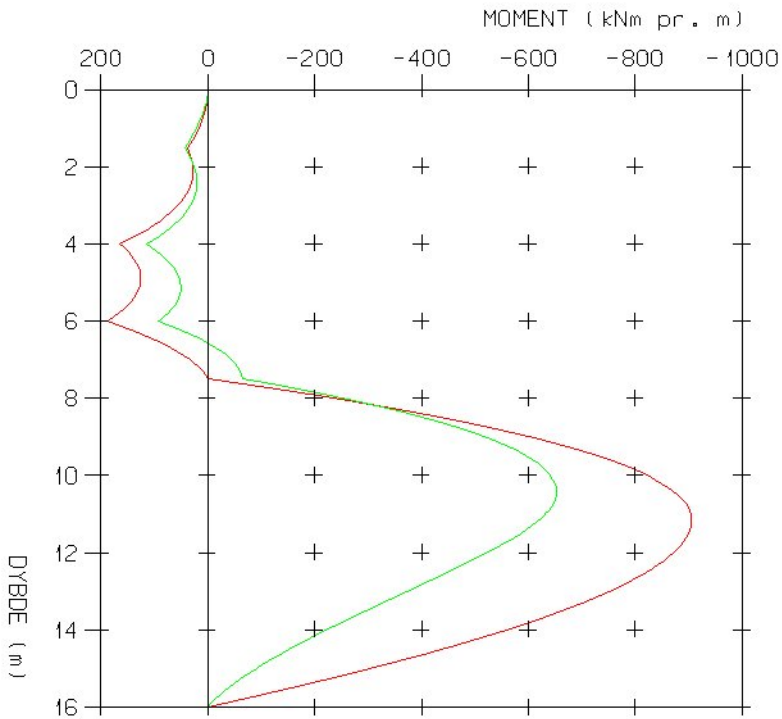
Vi ser at løsmassene er fullt mobilisert fra 9 m og ned. Det vil si at all tilleggslast på grunn av innføring av materialfaktor går rett på sikkerheten for stagene. Dette er normalt ved slike utgravninger. Det er imidlertid viktig å se hvor stor grad valg av materialer innvirker direkte på stag-, fot- og spuntkrefter.

Diskusjoner av valg av jordmodell for valg av de fasene som skal benyttes for dimensjonering av stagkrefter og fotkrefter etc. bør utføres.

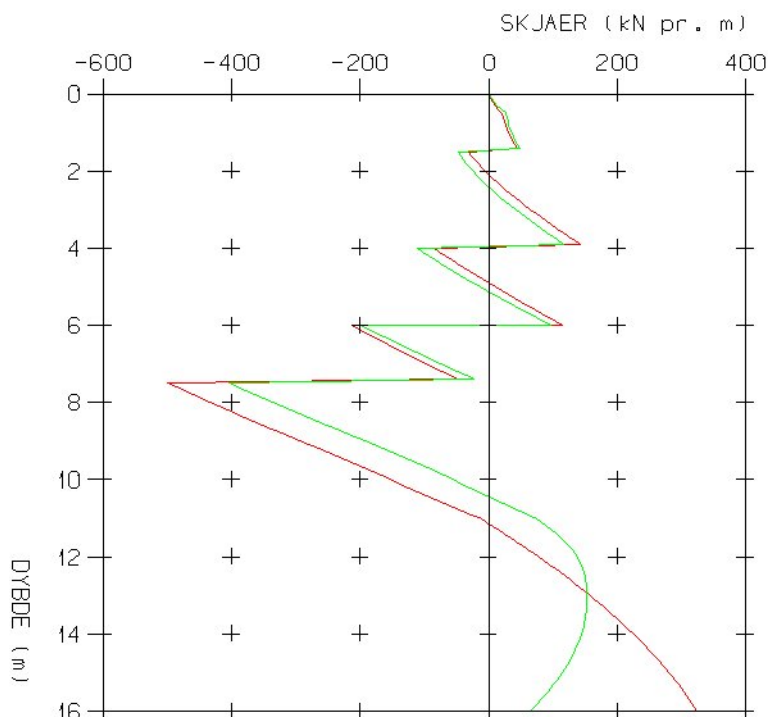




Totalt vanntrykk ved endelig utgraving er redusert fra 150 kPa til 115 kPa, dvs med 3,5 m i spuntfoten. Dette har stor innvirkning på krefter i foten.



Det er fremdeles god momentkapasitet for spunten.



På skjæringsdiagrammet ser man hvordan kreftene i foten øker fra ca 75kN til over 300 kN pr.lm vegg. Det viser hvor avhengig foten er av morenelaget. Dersom det er gjort for optimistiske materialvalg her, vil dette kunne få fatale konsekvenser. heldigvis er det også flere effekter som ikke er regnet inn som jobber den andre retningen.

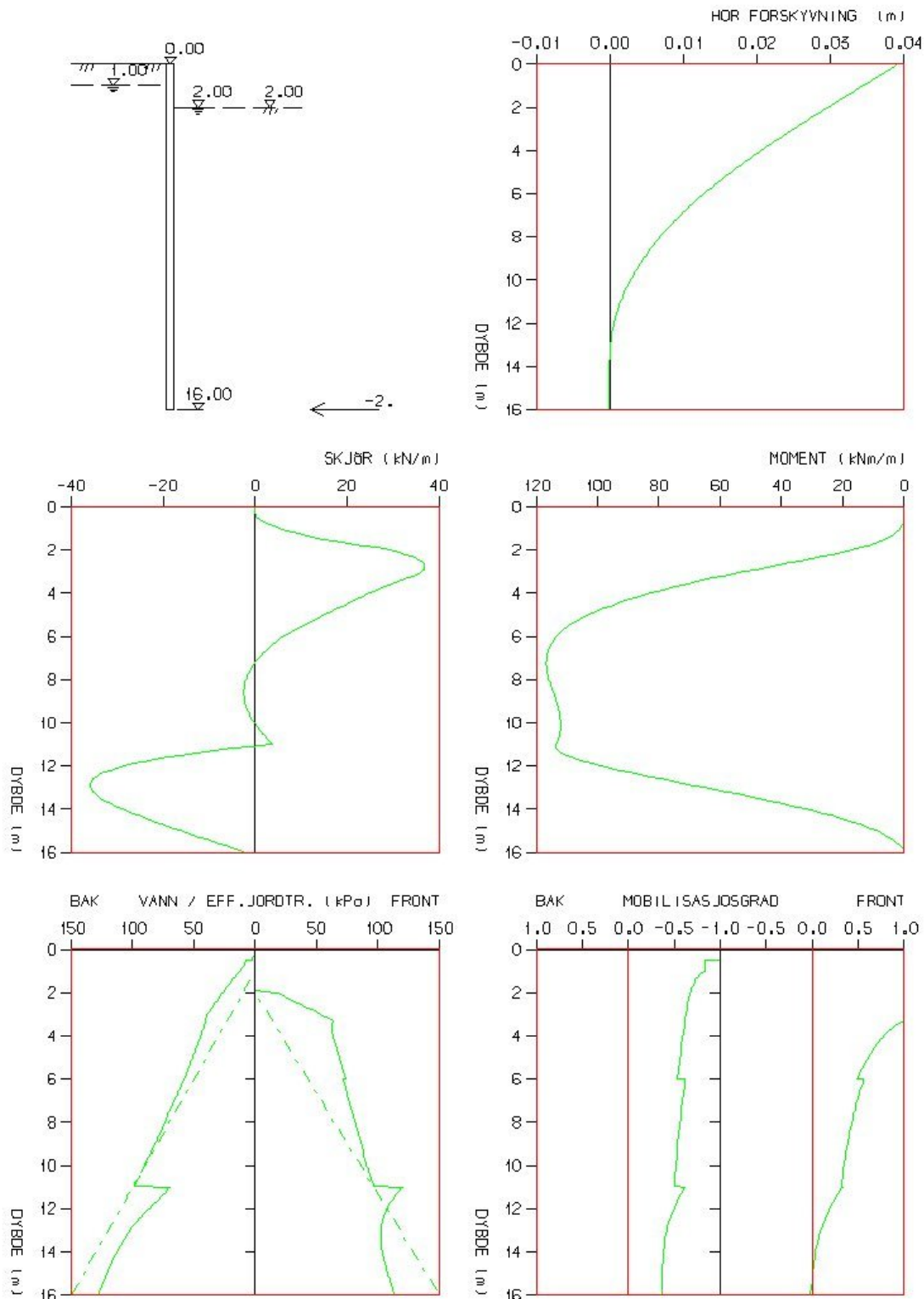
### Presentasjon av plott fra plottprogram

Under følger rene plott fra de forskjellige faser under beregningsgangen. Det er disse fasene som det er vanlig å legge ved som dokumentasjon.

I tillegg skal det dokumenteres at alle faser har tilstrekkelig sikkerhetsnivå. Dette er gjort i våre 2+, 4+ etc-faser. Jeg pleier å ta ut tekst-filer med utskrift av hovedresultater for disse fasene som blir forkastet som midlertidige under beregningsgangen. Se eksempler over.

Vennlig hilsen  
OPTIMAL GEOTEKNIKK AS

Guro Brendbekken



Analyser med Spunt-A5 v 1.5 SINTEF/NTNU Geoteknikk

Spunkurs eksempel 2, Guro's løsning -  
effektiv spenning og poretrykk - AZ48

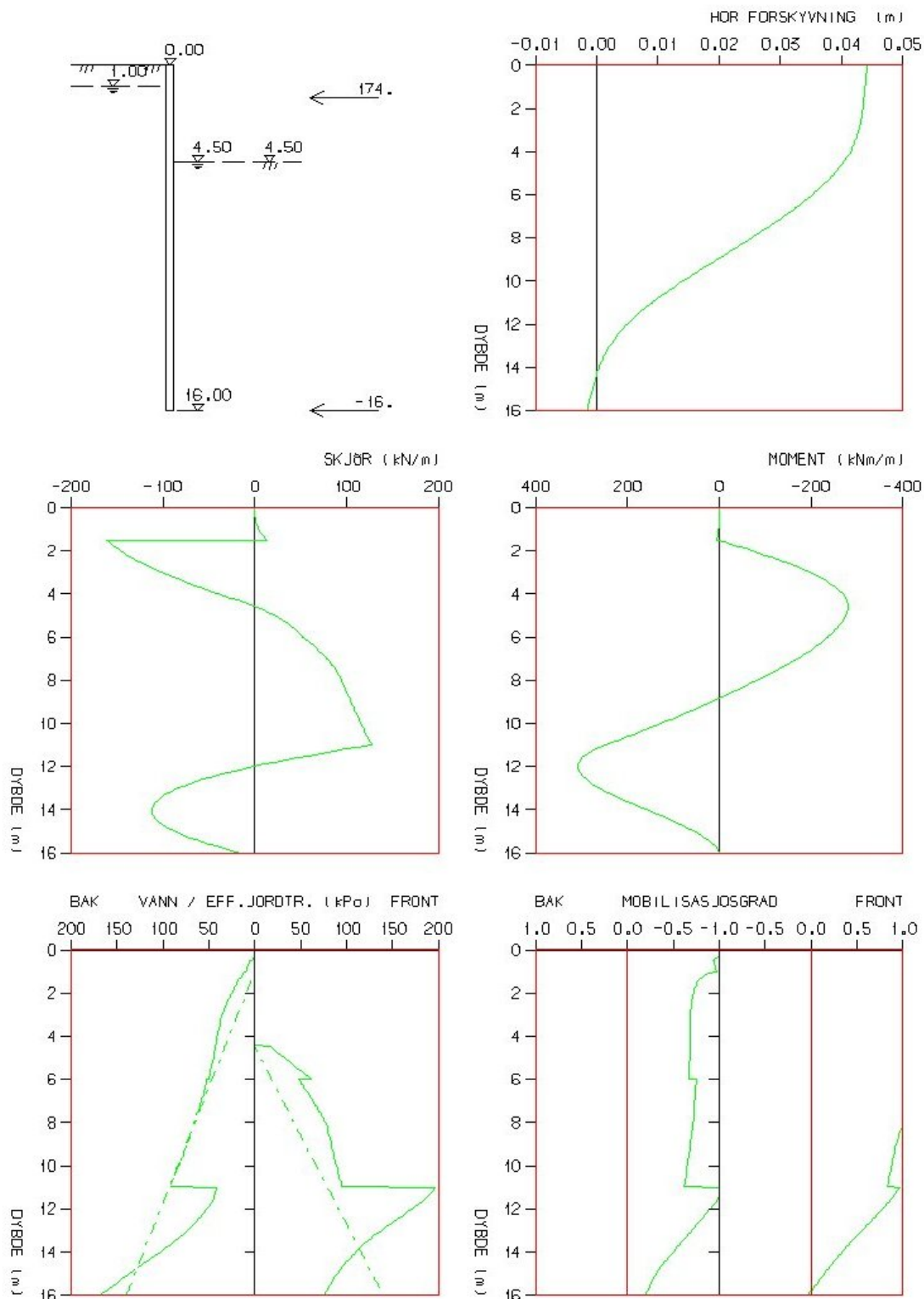
PROSJEKT

DATE  
2007.8.27

FASE : 2

Optimal Geoteknikk AS

FIG.



Analyser med Spunt-AS v 1.5 SINTEF/NTNU Geoteknikk

Spunkurs eksempel 2, Guro's løsning -  
effektiv spenning og poretrykk - AZ48

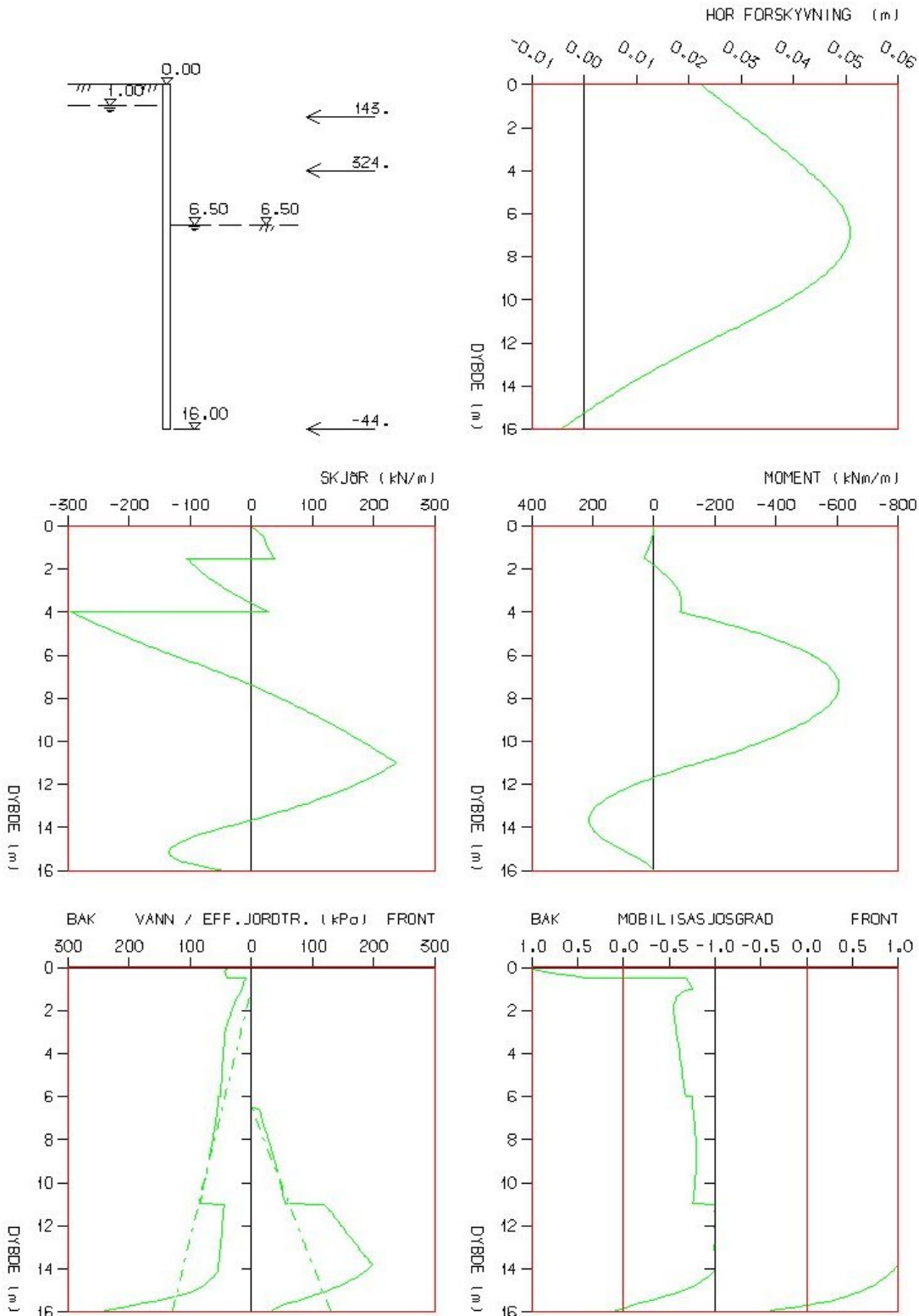
PROSJEKT

DATO  
2007.8.27

FASE : 4

Optimal Geoteknikk AS

FIG.



Analyser 1 med Spunt-AS v 1.5 SINTEF/MINU Geoteknikk

Spunkurs eksempel 2, Guro's løsning -  
effektiv spenning og poretrykk - AZ48

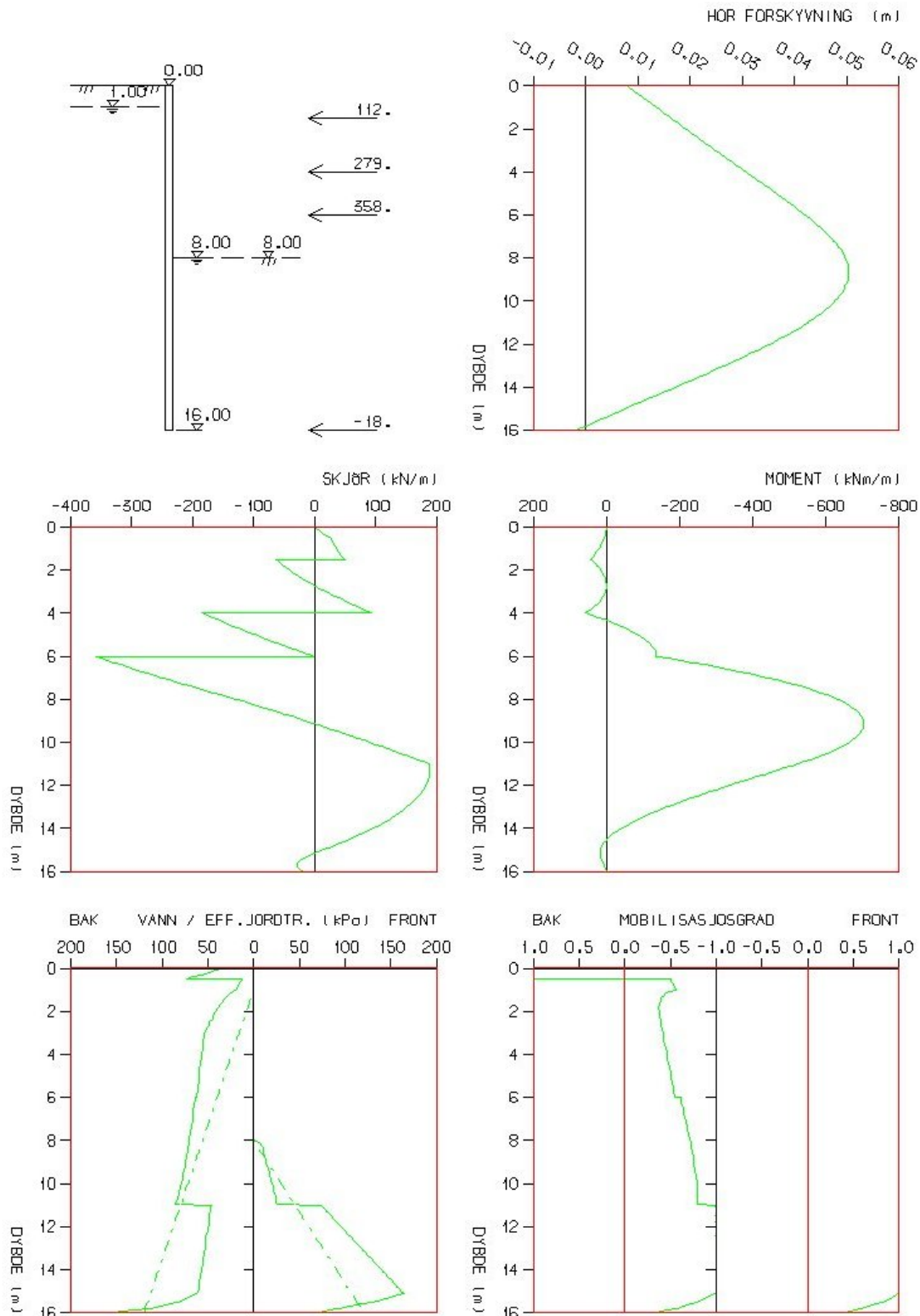
PROSJEKT

DATE  
2007.8.27

FASE : 6

Optimal Geoteknikk AS

FIG.



Analyser i med Spunt-AS v 1.5 SINTEF/NTNU Geoteknikk

Spunkurs eksempel 2, Guro's løsning -  
effektiv spenning og poretrykk - AZ48

PROSJEKT

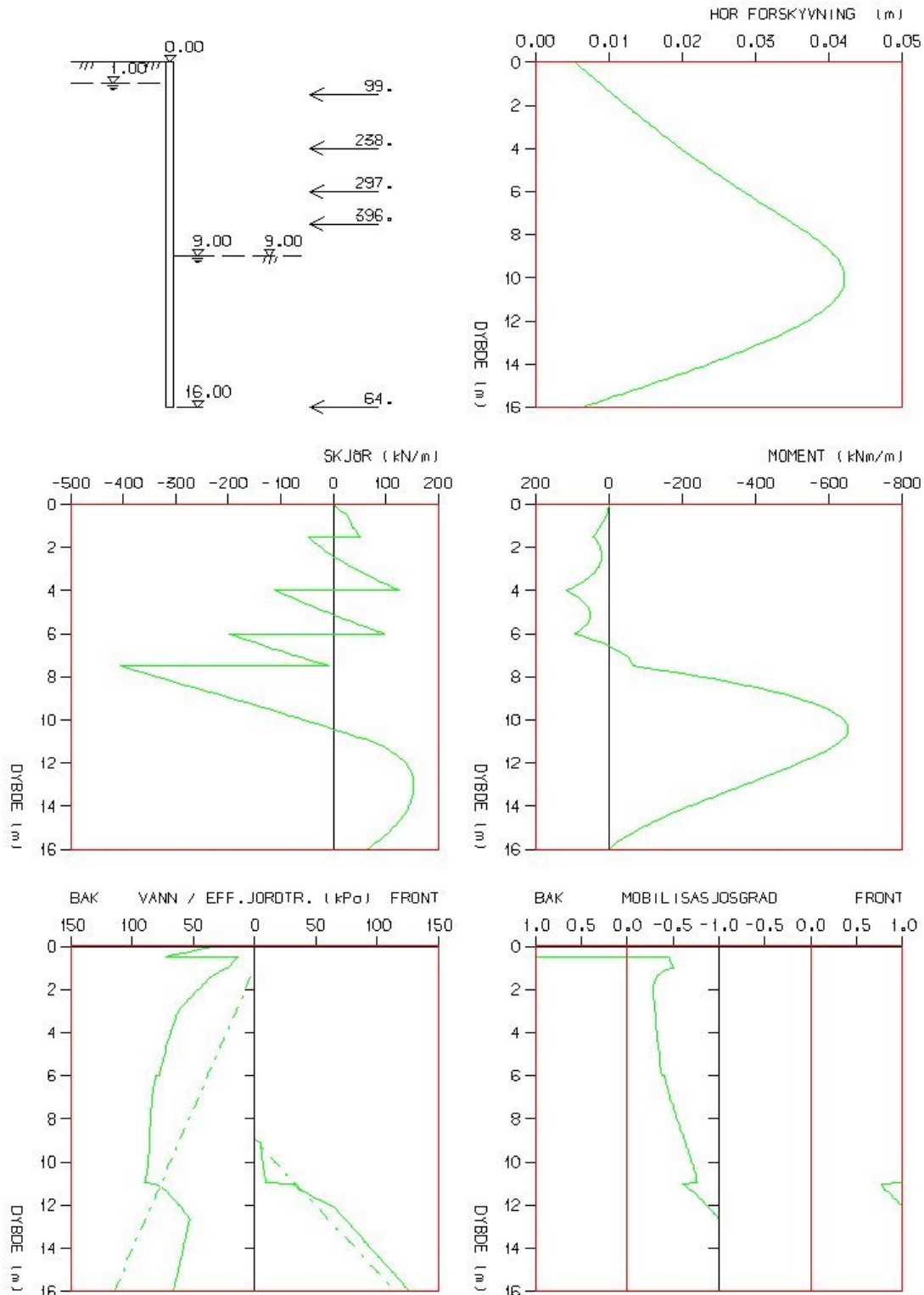
DATO  
2007.8.27

FASE : 8

Optimal Geoteknikk AS

FIG.





Analyser med Spunt-AS v 1.5 SINTEF/NTNU Geoteknikk

Spunkurs eksempel 2, Guro's løsning -  
effektiv spenning og poretrykk - AZ48

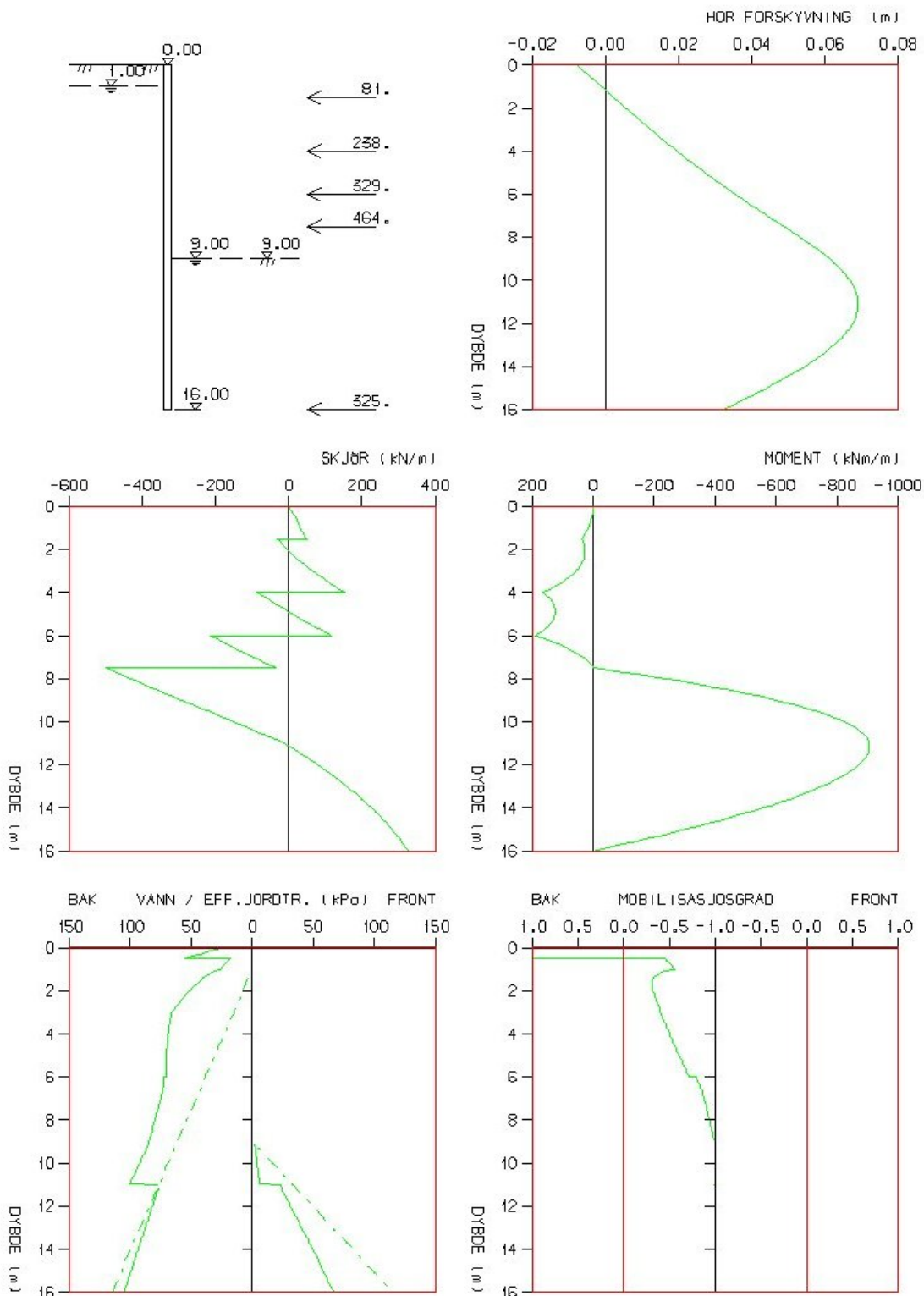
PROSJEKT

DATO  
2007.8.27

FASE : 10

Optimal Geoteknikk AS

FIG.



Analyser med Spunt-AS v 1.5 SINTEF/NTNU Geoteknikk

Spunkurs eksempel 2, Guro's løsning -  
effektiv spenning og poretrykk - AZ48

PROSJEKT

DATO  
2007.8.27

FIG.

FASE : 11

Optimal Geoteknikk AS



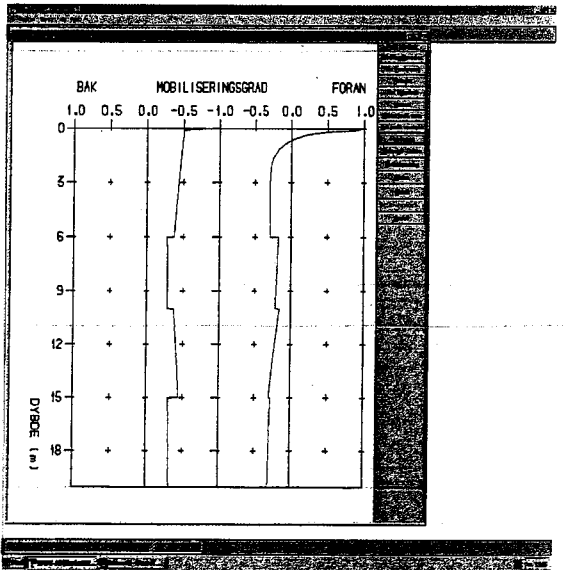
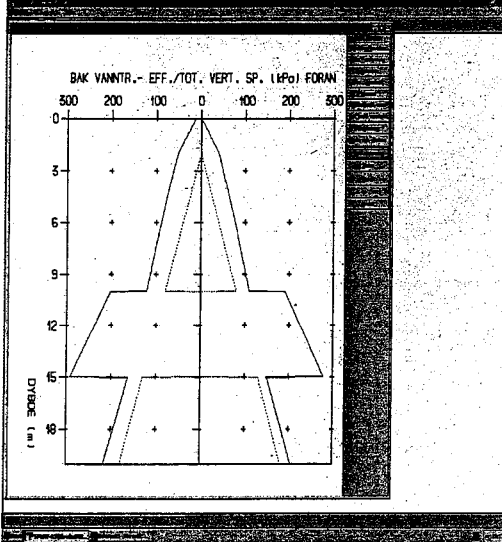
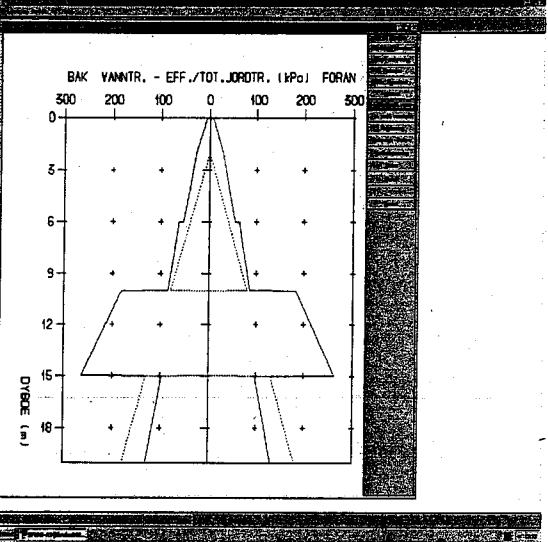
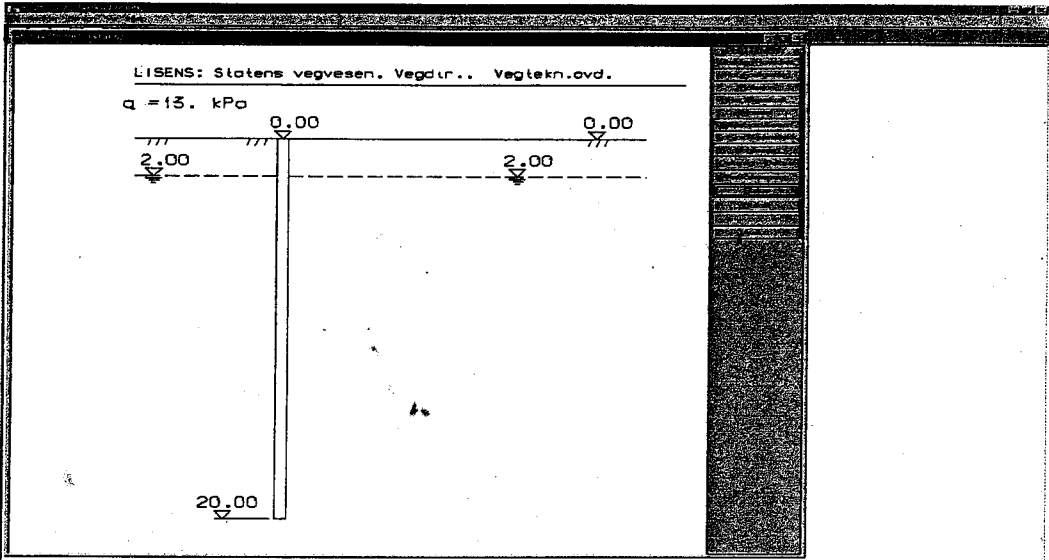


# EKSEMPEL: LSVIKA - SPUNT-PROFIL 990

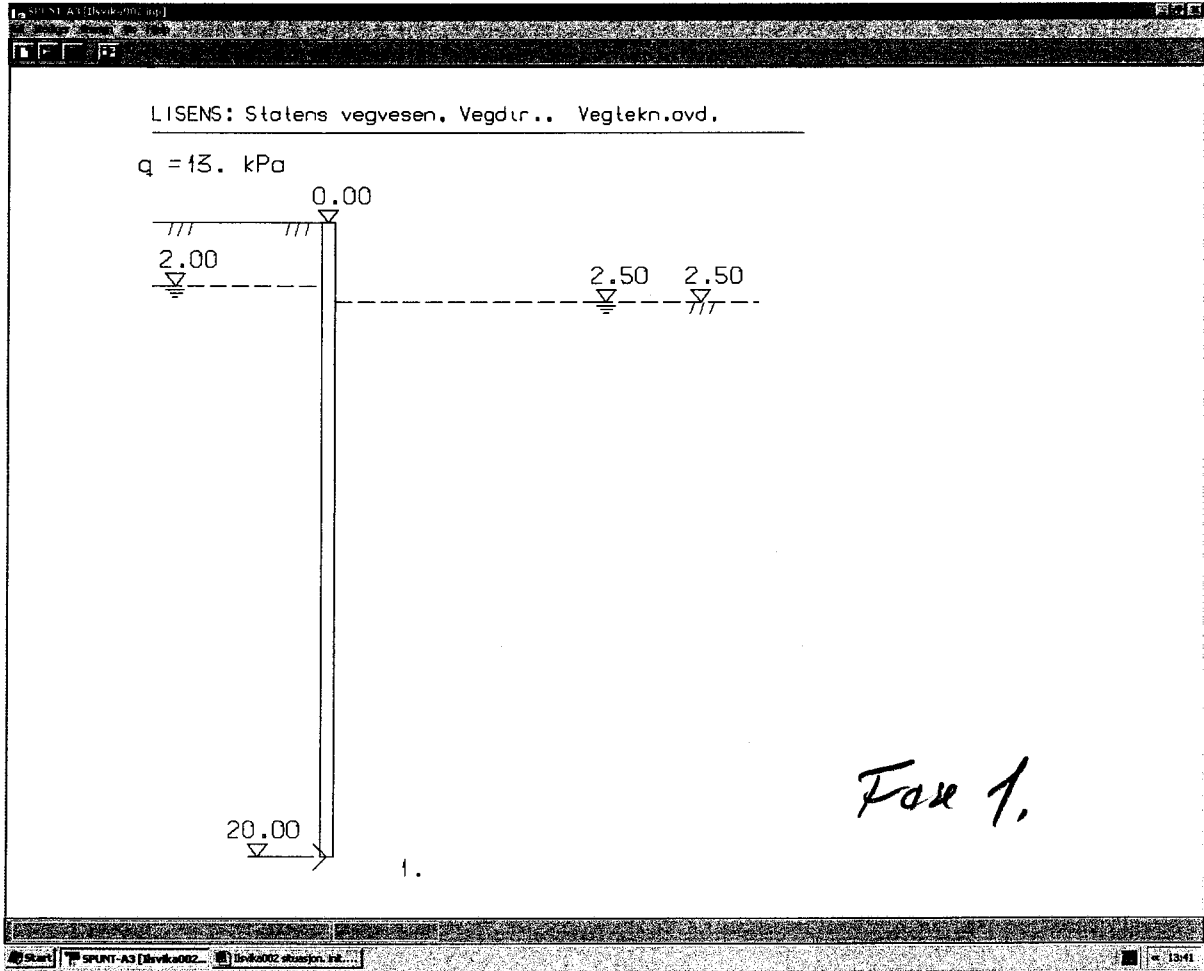
Dybde (m)	$\gamma$	$\alpha$	$f_{sp}$	$s_{u1}$	$k_0$	$k'_0$	$m_0$	$n$	$G$	↑ ↓		Jordmoell
										r Foran	r bak	
20						0,5	200					
6		0	0,7					0,5		0,2	0,2	Auto. effektiv
10	18	5	0,6			0,7	50	0,5		0,2	0,2	Auto effektiv
15	18			25   30	0,9				2000	0,2	0,2	Auto udrumt
20	21	30	0,7			0,6	250	0,5		0,2	0,2	Auto effektiv.

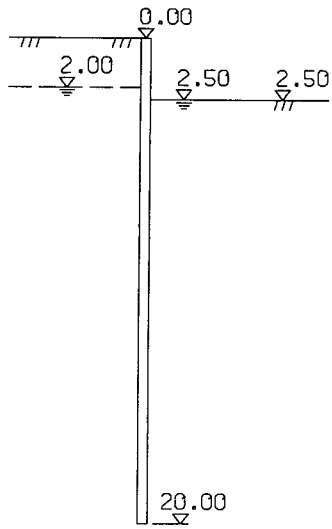
- Fase 1: Fjer fullbot, stivhet 10000 kN/m/m  
Graved. = 2,5m    Vann d. = 2,5m
- Fase 2: Stiver d = 2,0m Oppsp. = 150 kN. Stivhet = 5000 kN/m
- Fase 3: Graved. = 5,5m    Vann d. = 5,5m
- Fase 4: Stiver d = 5m Oppsp. = 400 kN. Stivhet = 6000 kN/m
- Fase 5: Graved. = 7,5m    Vann d. = 7,5m
- Fase 6: Stiver d = 7,2m Oppsp. = 200 kN. Stivhet = 7000 kN/m
- Fase 7: Graved. = 10m    Vann d. = 7,5m
- Fase 8: Støp u. vann betongplate → dekker senke vannspeil til  
Vann d. = 10m

$$\sigma_{spant} = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} + \frac{AM \text{ utbøyning}}{W} < \frac{f_y}{\gamma_{m,spil}}$$

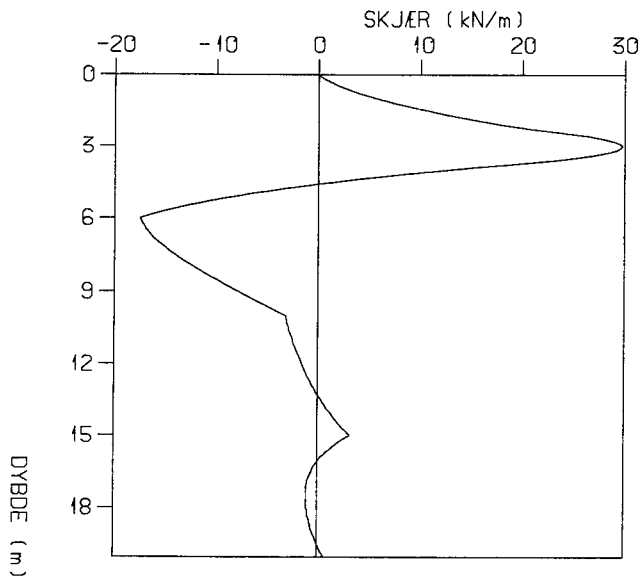
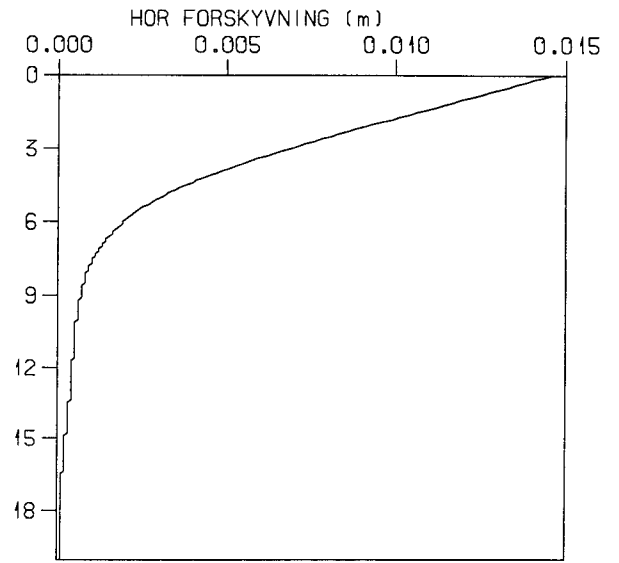


*Initialsitasjon.*



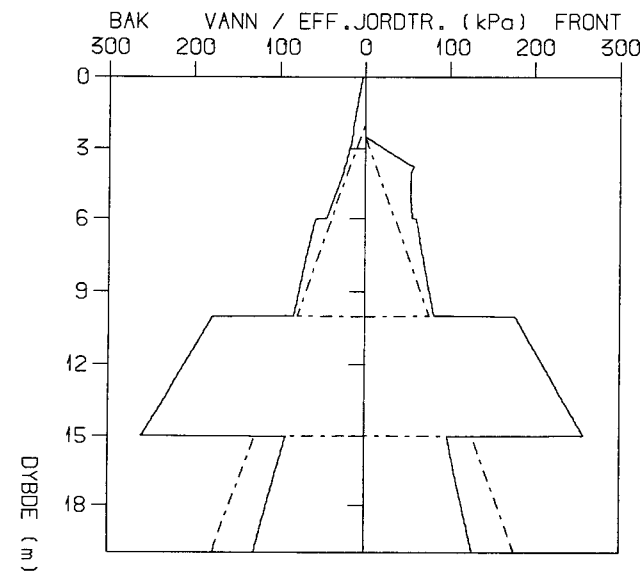
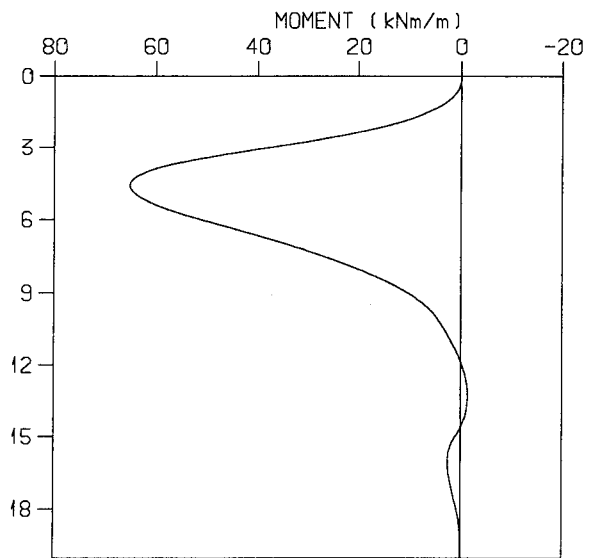


DYBDE (m)



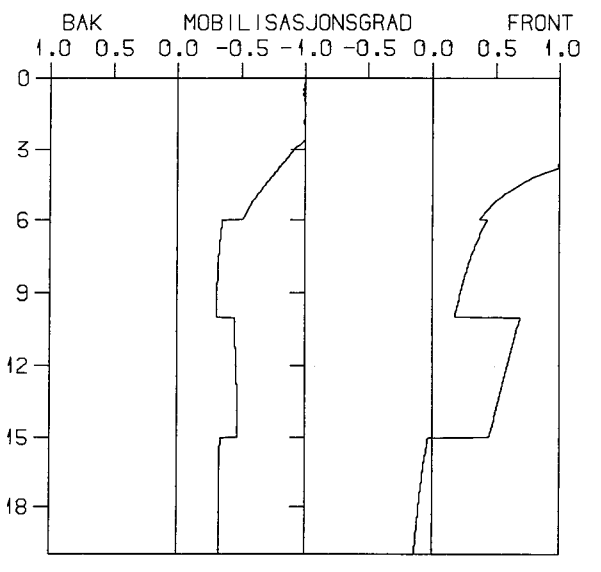
DYBDE (m)

DYBDE (m)



DYBDE (m)

DYBDE (m)



Analysert med SPUNT-A3 v 1.1 SINTEF/NTNU Geoteknikk

I lsvika 002 med AZ26

PROSJEKT

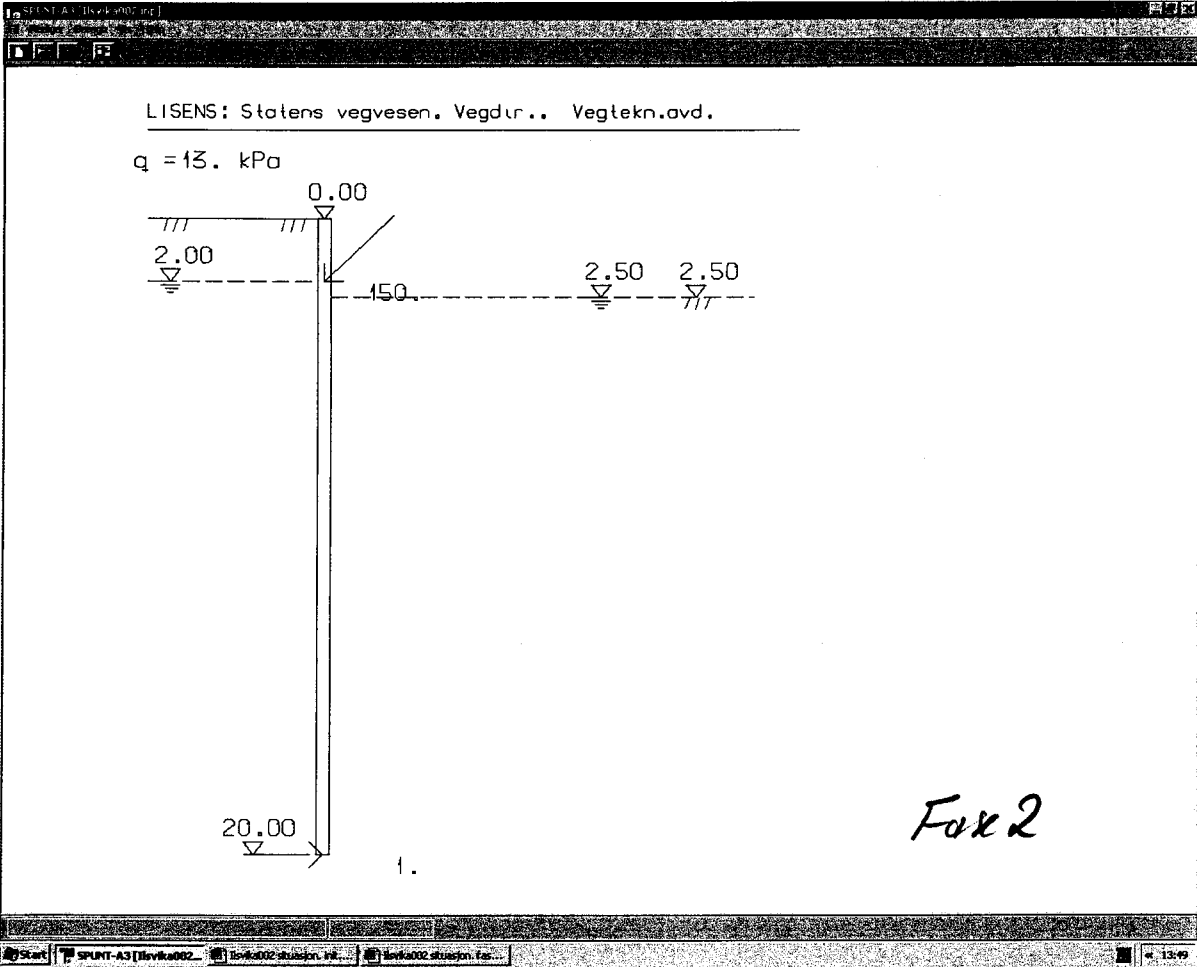
DATO

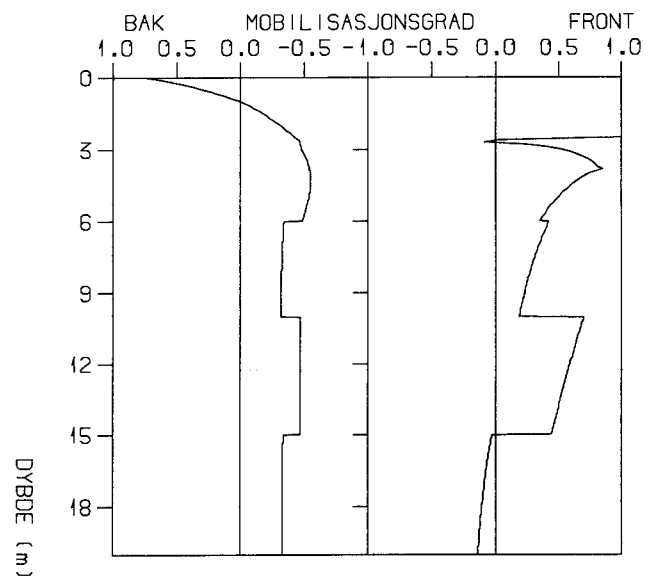
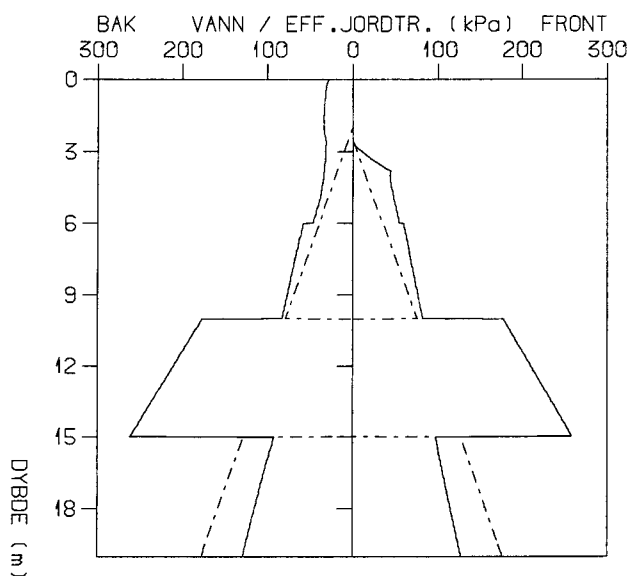
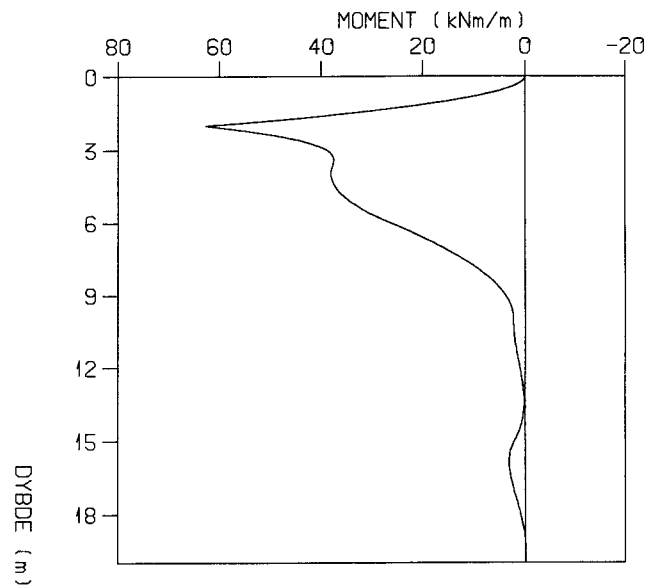
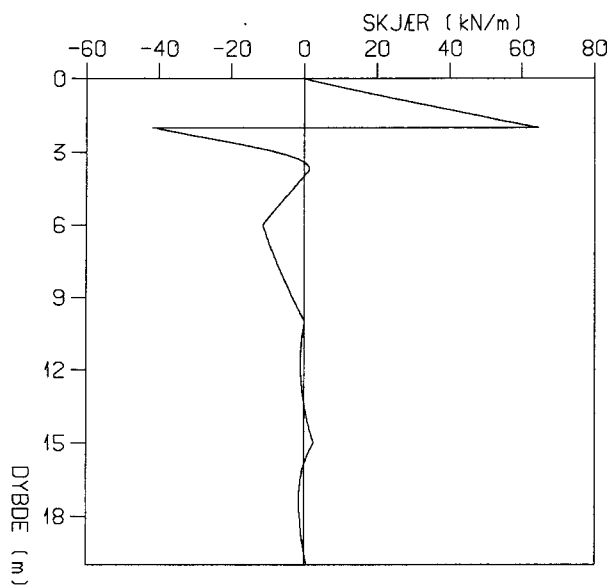
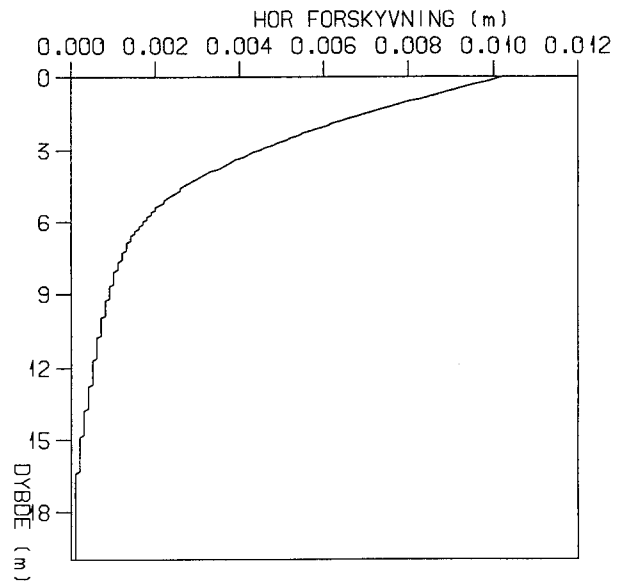
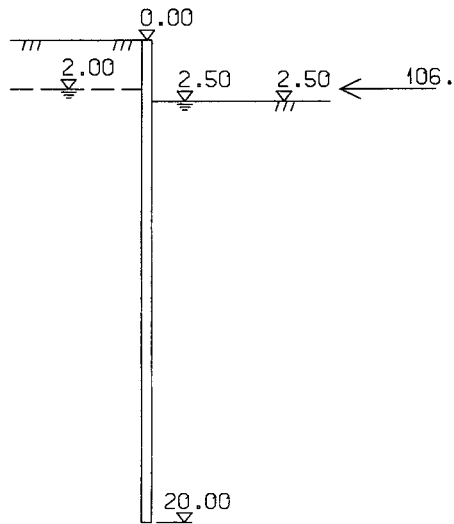
2007.1.25

FIG.

FASE : 1

Statens vegvesen, Vegdir.,  
Vegtekn.avd,Oslo





Analysert med SPUNT-A3 v 1.1 SINTEF/NTNU Geoteknikk

I lsvika 002 med AZ26

PROSJEKT

DATO

2007.1.25

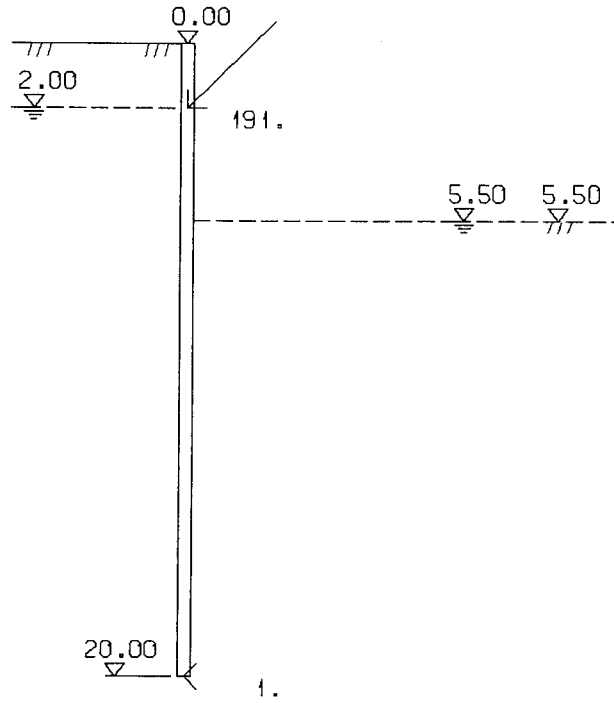
FIG.

FASE : 2

Statens vegvesen, Vegdr.,  
Vegtekn.avd,Oslo

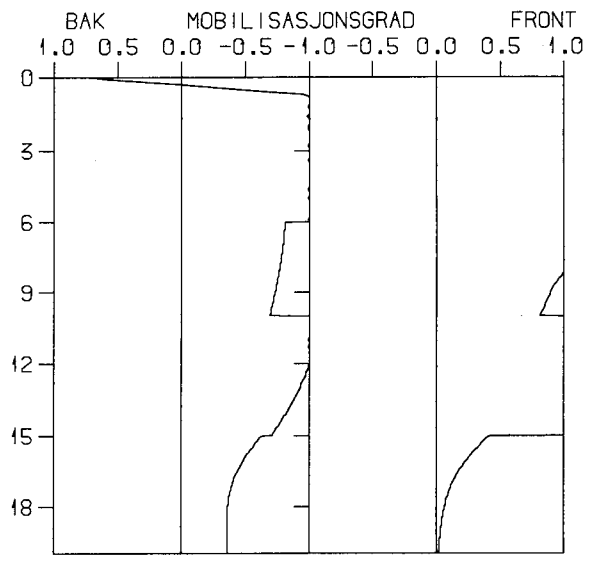
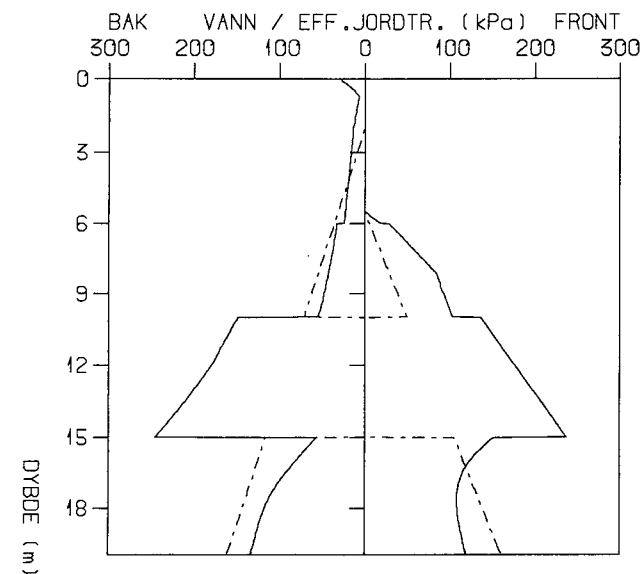
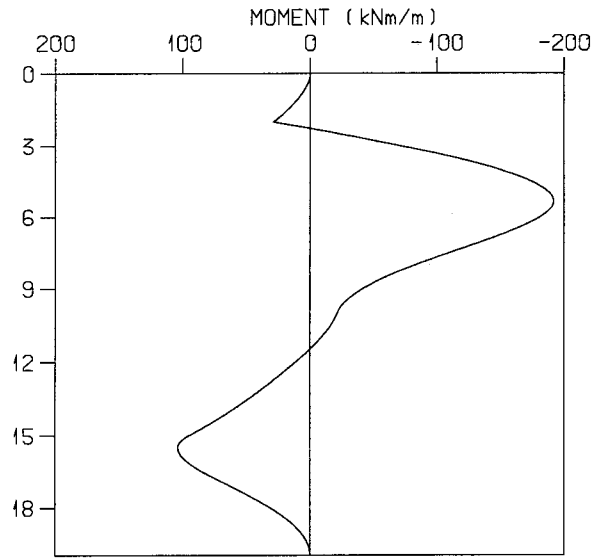
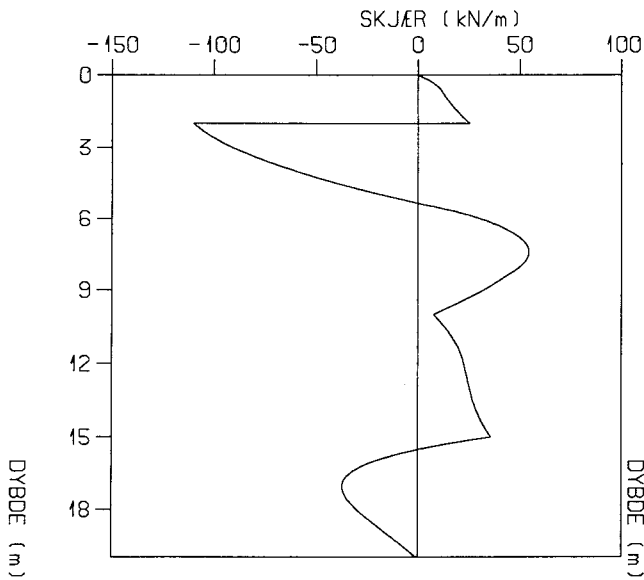
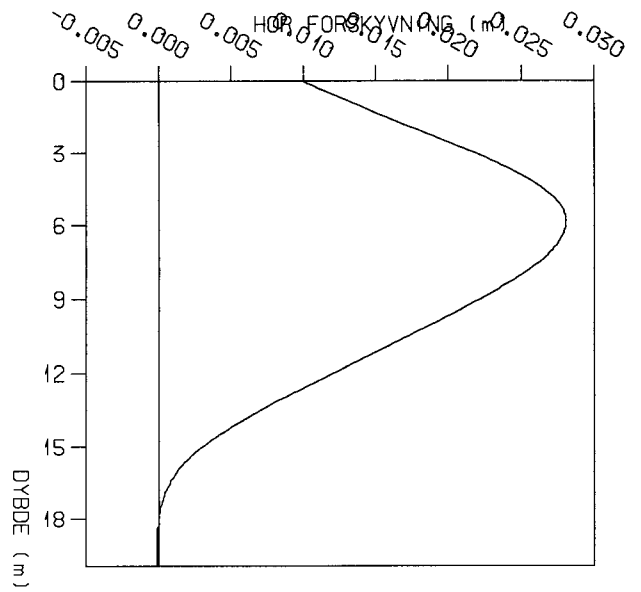
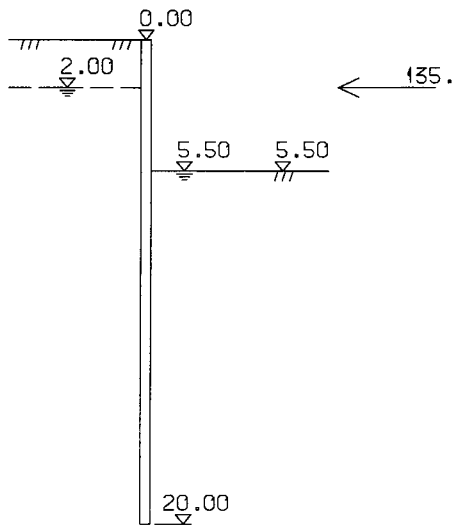
LISENS: Statens vegvesen. Vegdir.. Vegtekn. avd.

$q = 13. \text{ kPa}$



*Fase 3*





Analysert med SPUNT-A5 v 1.1 SINTEF/NTNU Geoteknikk

I lsvika 002 med AZ26

PROSJEKT

DATO  
2007.1.25

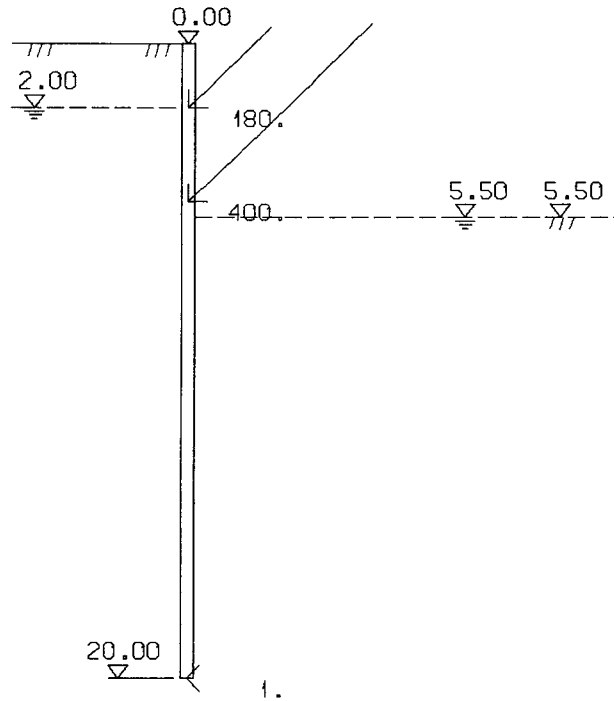
FASE : 3

Statens vegvesen, Vegdur.,  
Vegtekn.avd,Oslo

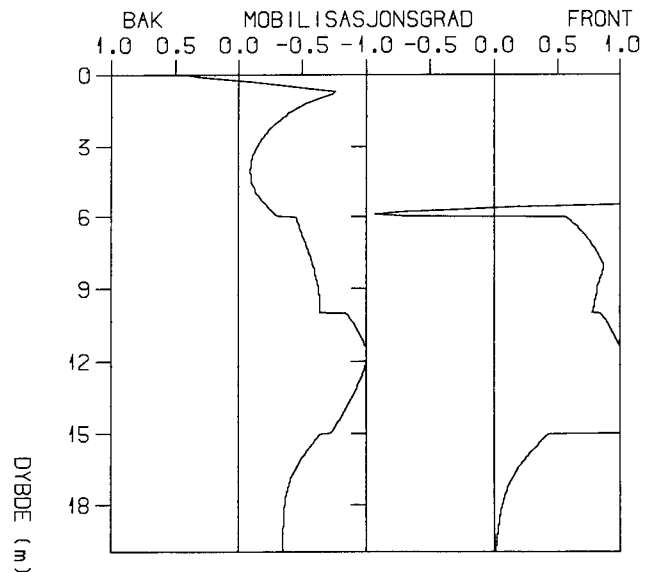
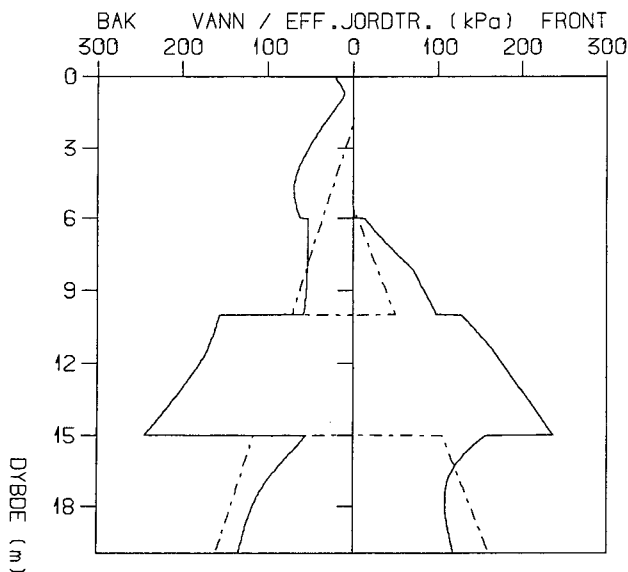
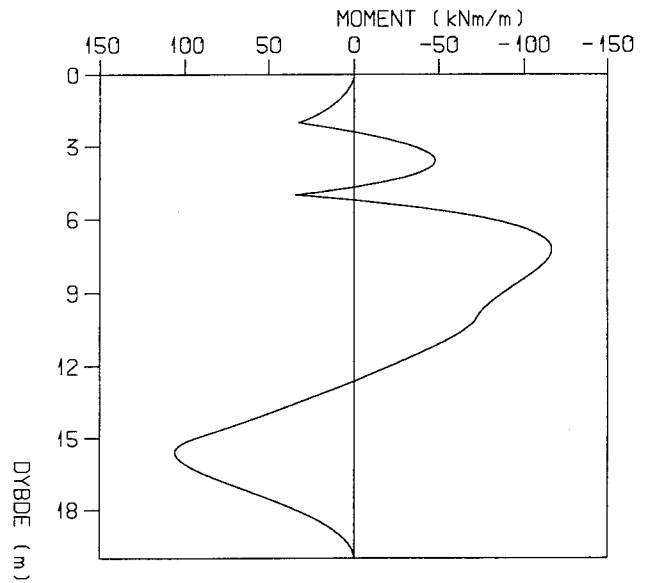
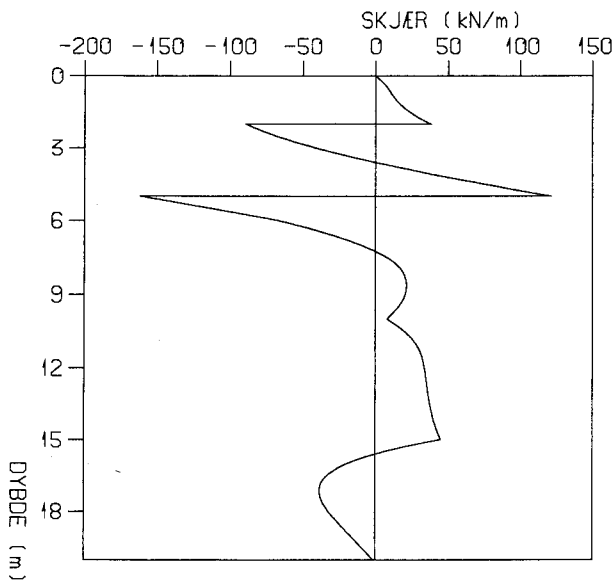
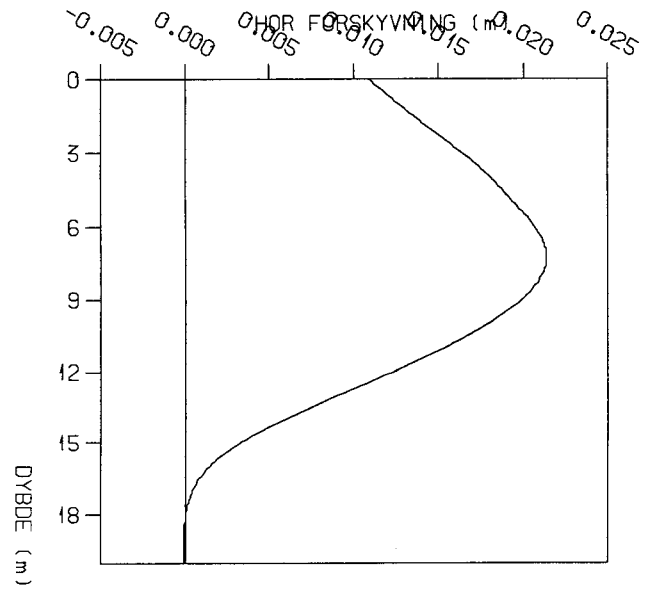
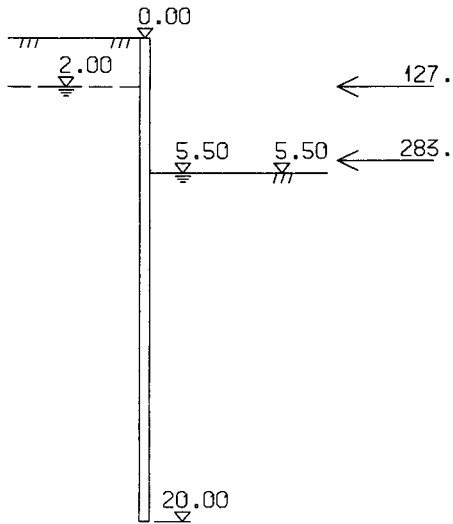
FIG.

LISENS: Statens vegvesen. Vegdr.. Vegtekn.avd.

$q = 13. \text{ kPa}$



*Fase 4.*



Analysert med SPUNT-A3 v 1.1 SINTEF/NTNU Geoteknikk

Ilsvika 002 med AZ26

PROSJEKT

DATO

2007.1.25

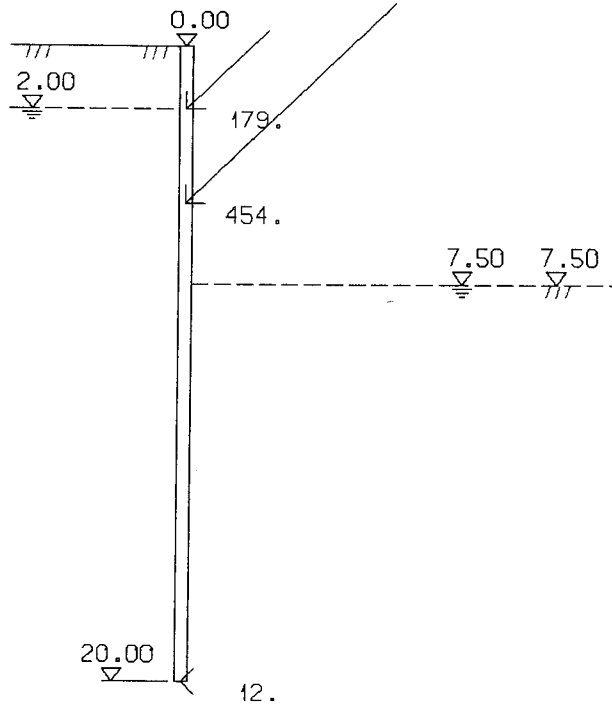
FIG.

FASE : 4

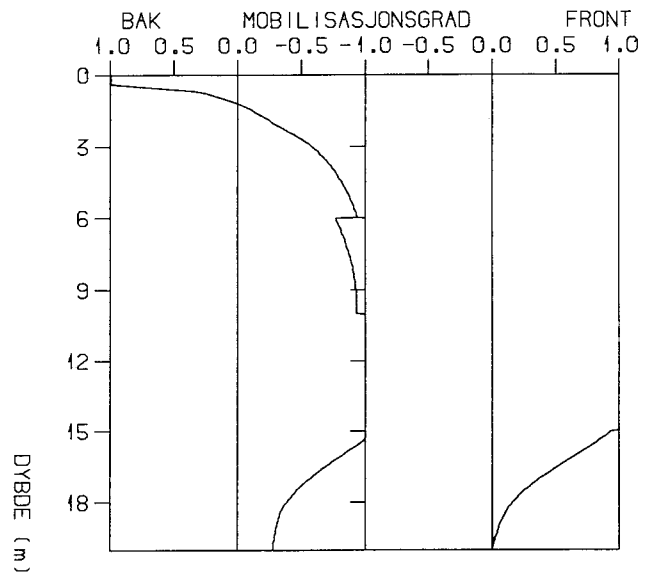
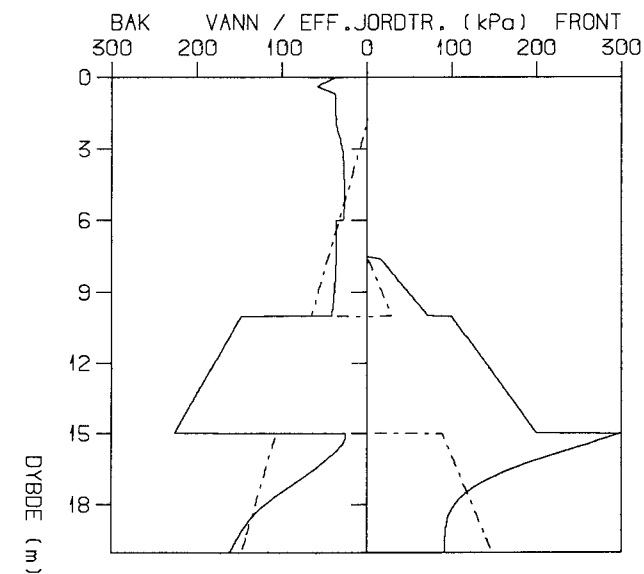
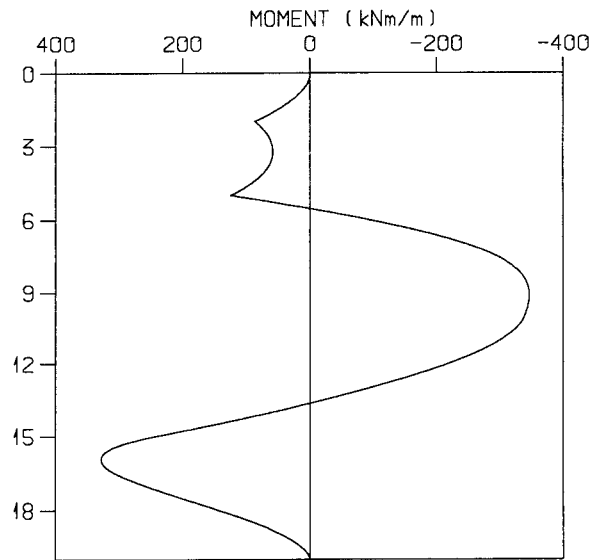
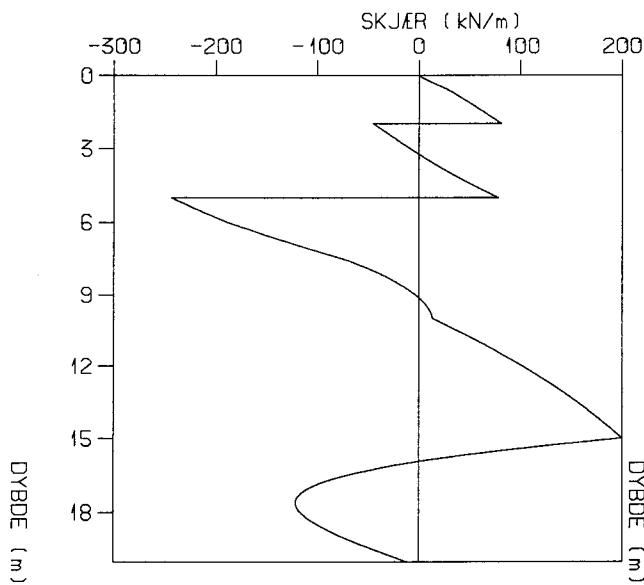
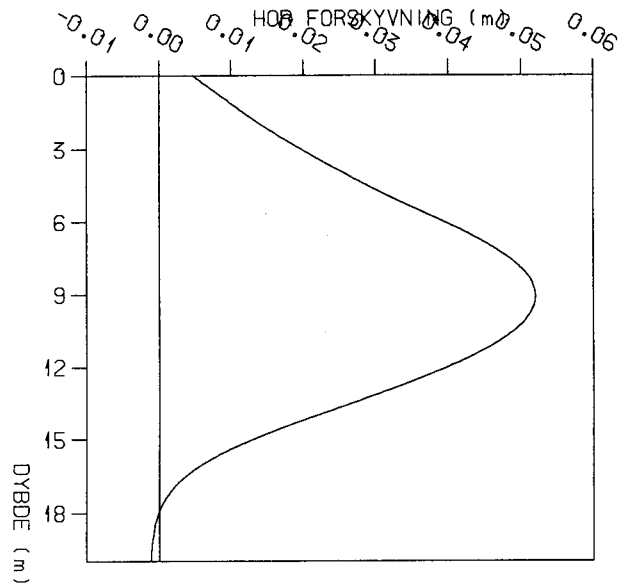
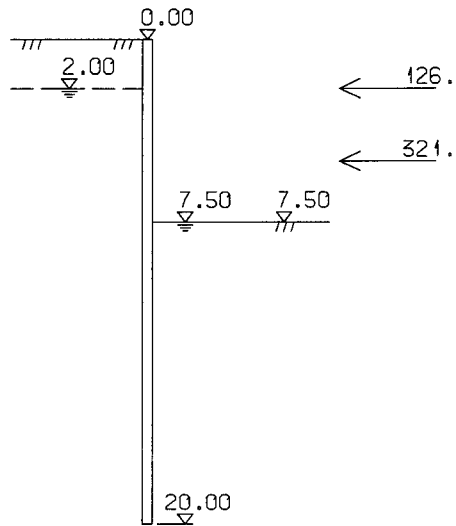
Statens vegvesen, Vegdr.,  
Vegtekn.avd,Oslo

LISENS: Statens vegvesen. Vegdir.. Vegtekn.avd.

$q = 13. \text{ kPa}$



For 5



Analysert med SPUNT-A3 v 1.1 SINTEF/NTNU Geoteknikk

I lsvika 002 med AZ26

PROSJEKT

DATO

2007.1.25

FIG.

FASE : 5

Statens vegvesen, Vegdr.,  
Vegtekn.avd,Oslo

LISENS: Statens vegvesen, Vegdir., Vegtekn.avd.

$q = 13. \text{ kPa}$

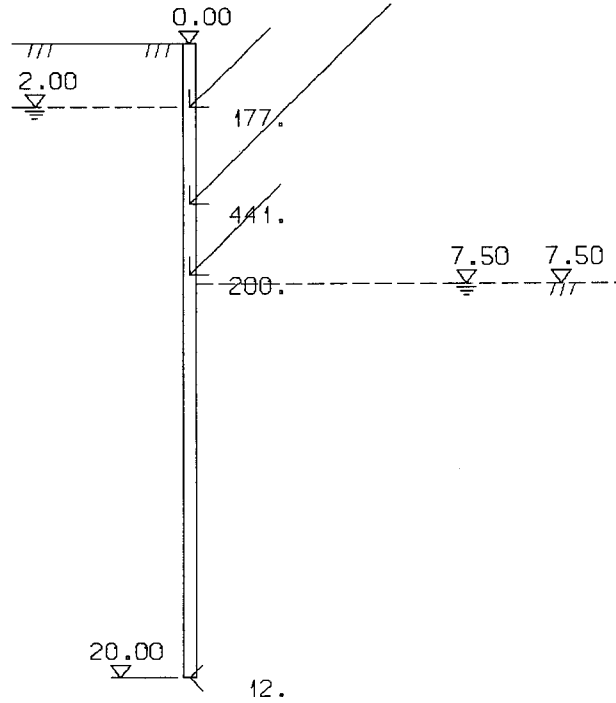
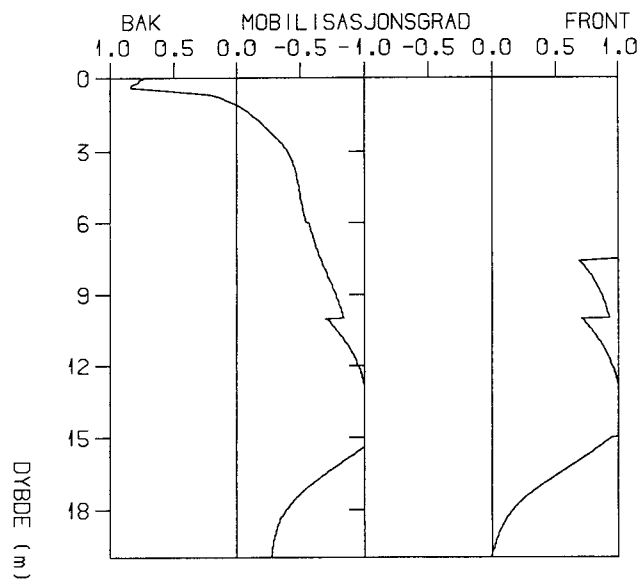
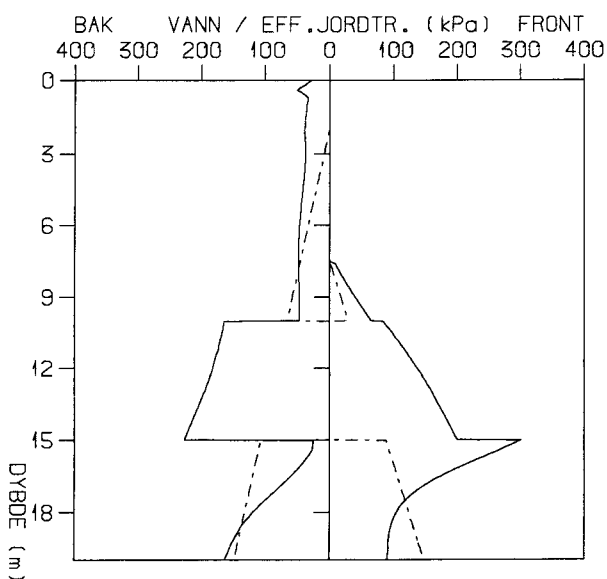
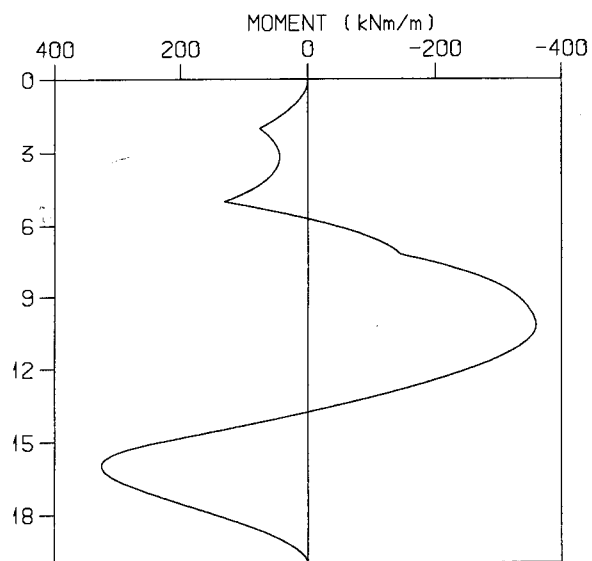
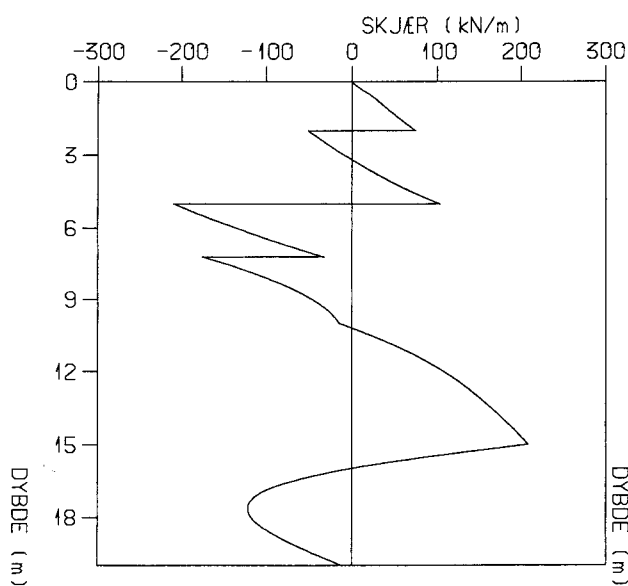
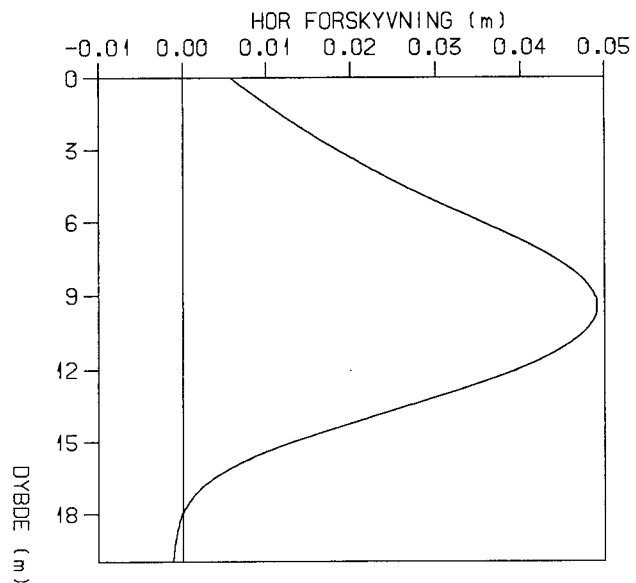
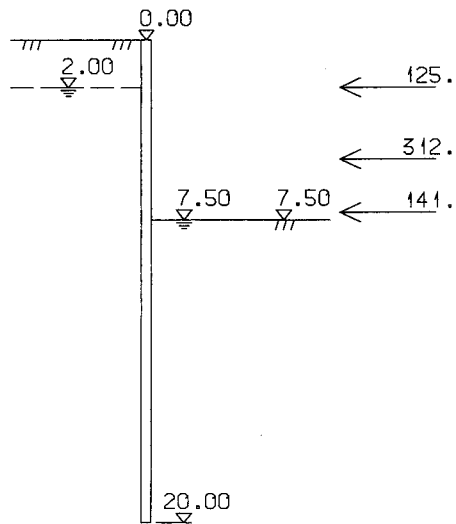


Fig. 6.



Analysert med SPUNT-A3 v 1.1 SINTEF/NTNU Geoteknikk

Ilsvika 002 med AZ26

PROSJEKT

DATO

2007.1.25

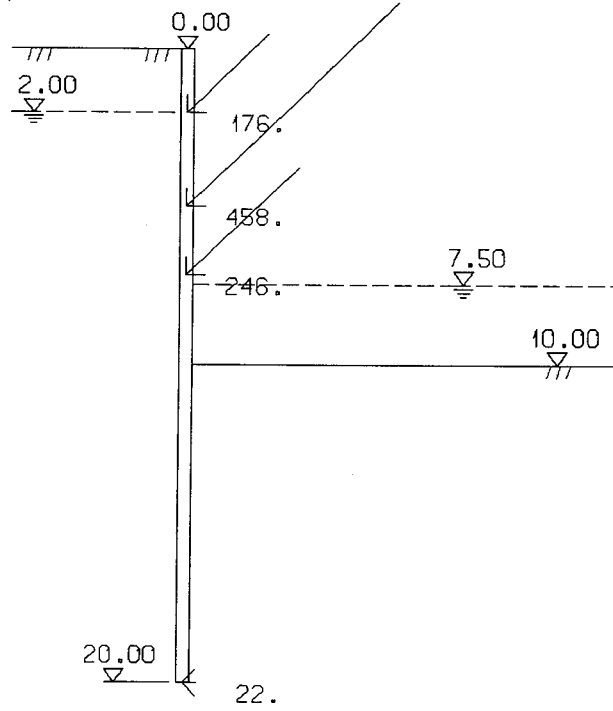
FIG.

FASE : 6

Statens vegvesen, Vegdr.,  
Vegtekn.avd,Oslo

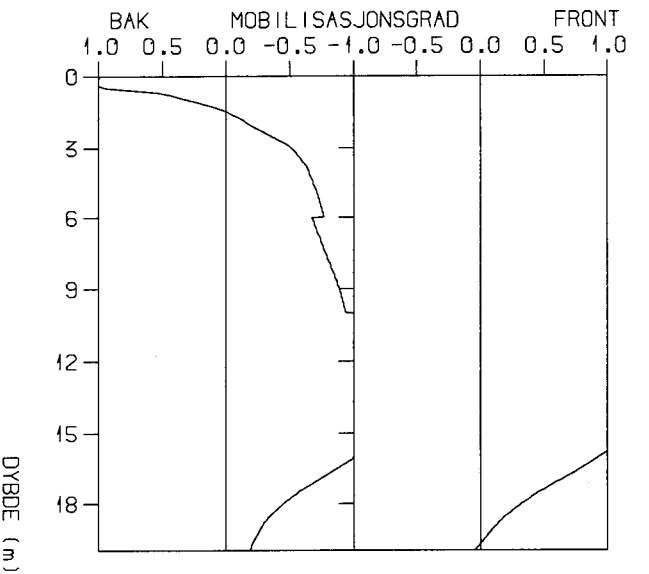
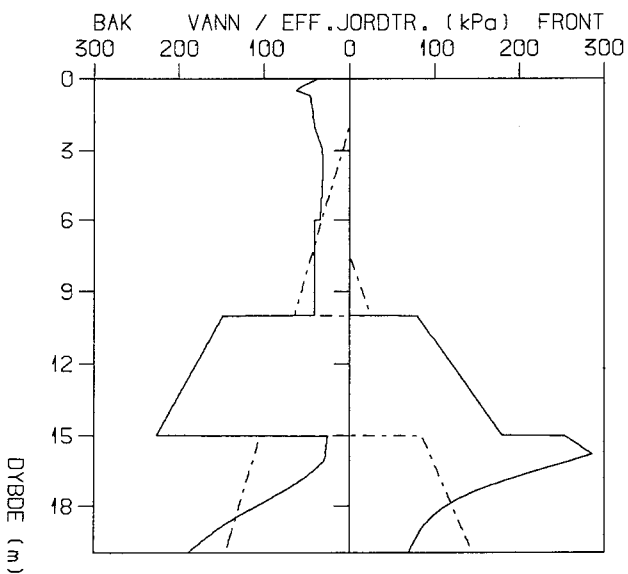
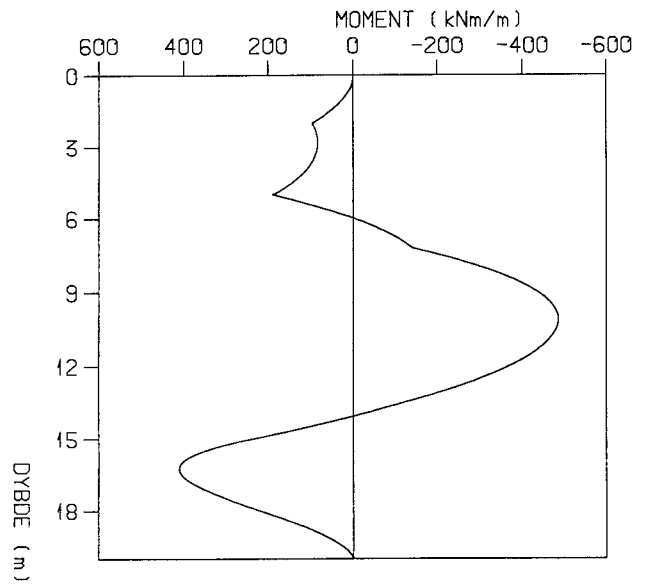
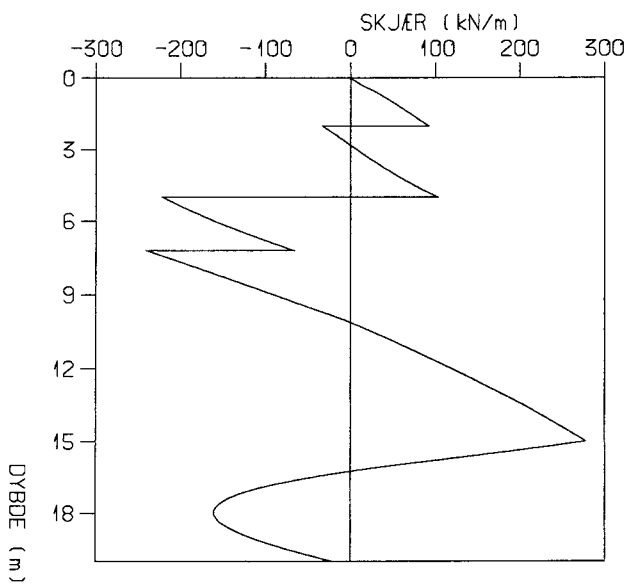
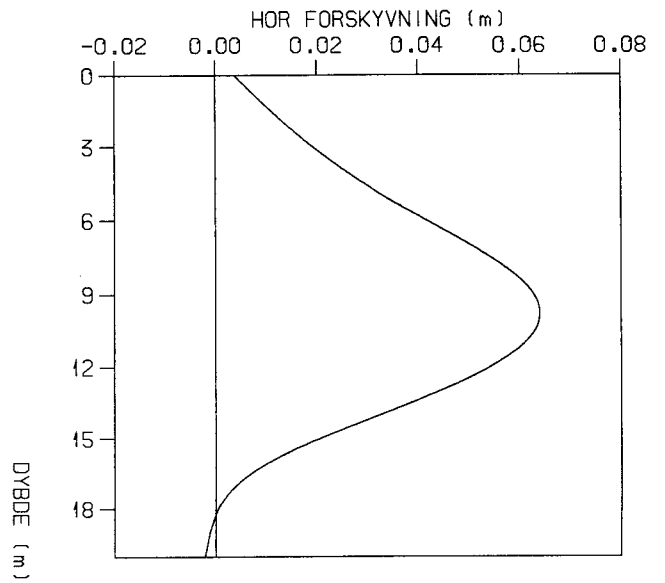
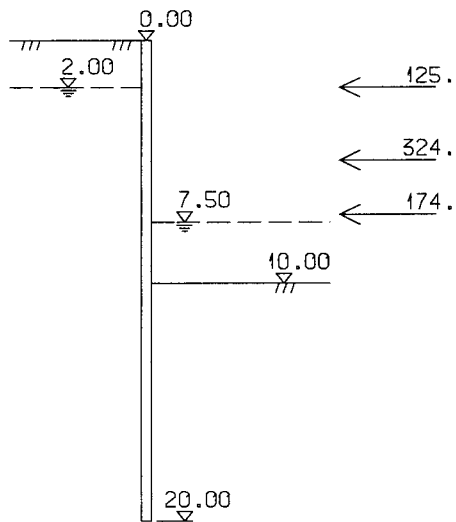
LISENS: Statens vegvesen. Vegdir.. Vegtekn. avd.

q = 13. kPa



Fase 7





Analyisert med SPUNT-A3 v 1.1 SINTEF/NTNU Geoteknikk

Ilsvika 002 med AZ26

PROSJEKT

DATO

2007.1.25

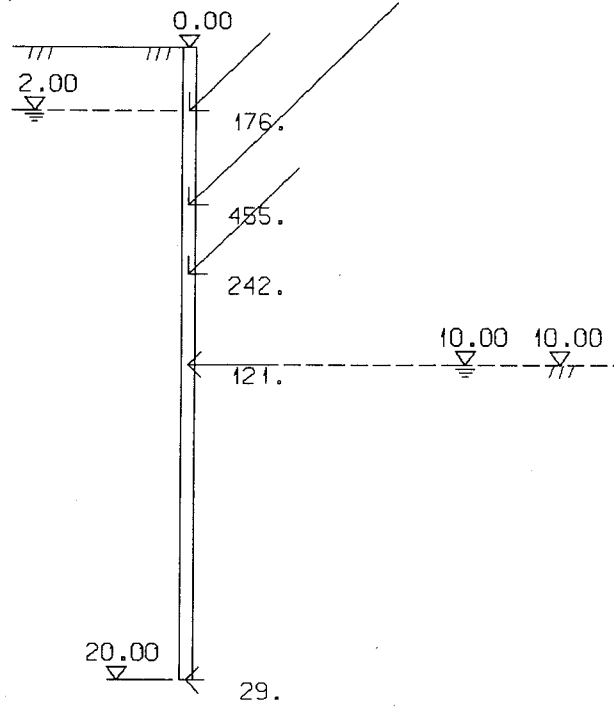
FIG.

FASE : 7

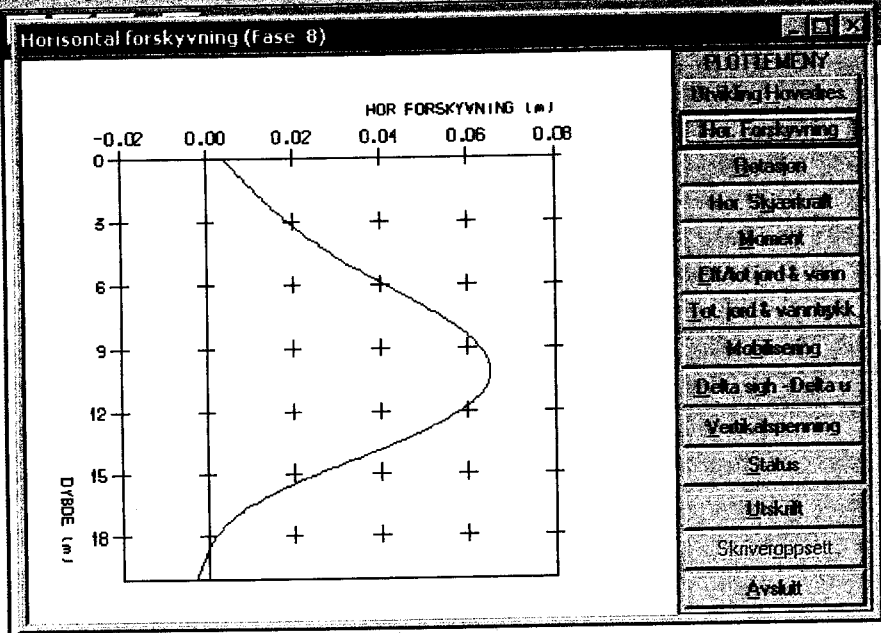
Statens vegvesen, Vegdr.,  
Vegtekn.avd,Oslo

LISENS: Statens vegvesen. Vegdir.. Vegtekn.ovd.

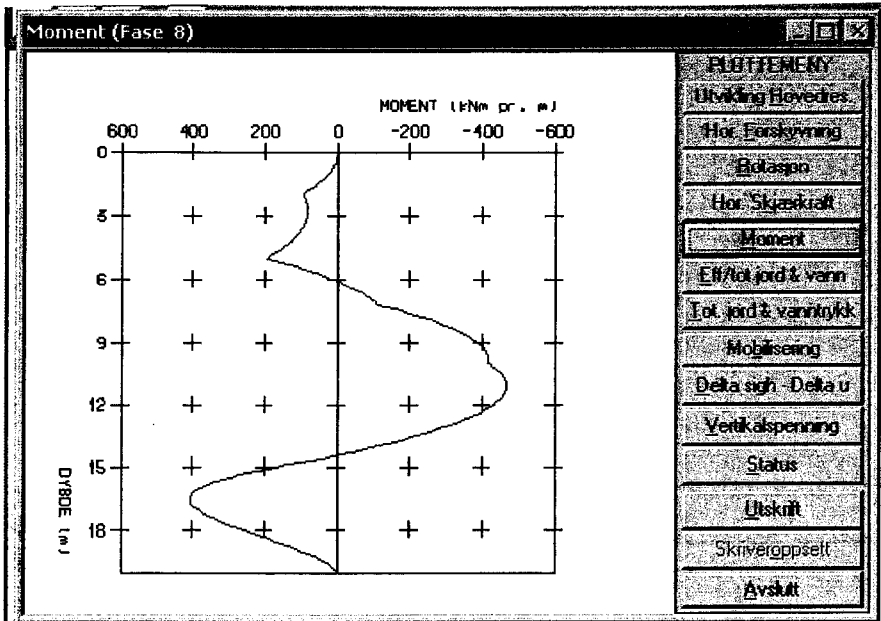
$q = 13. \text{ kPa}$



Fase 8

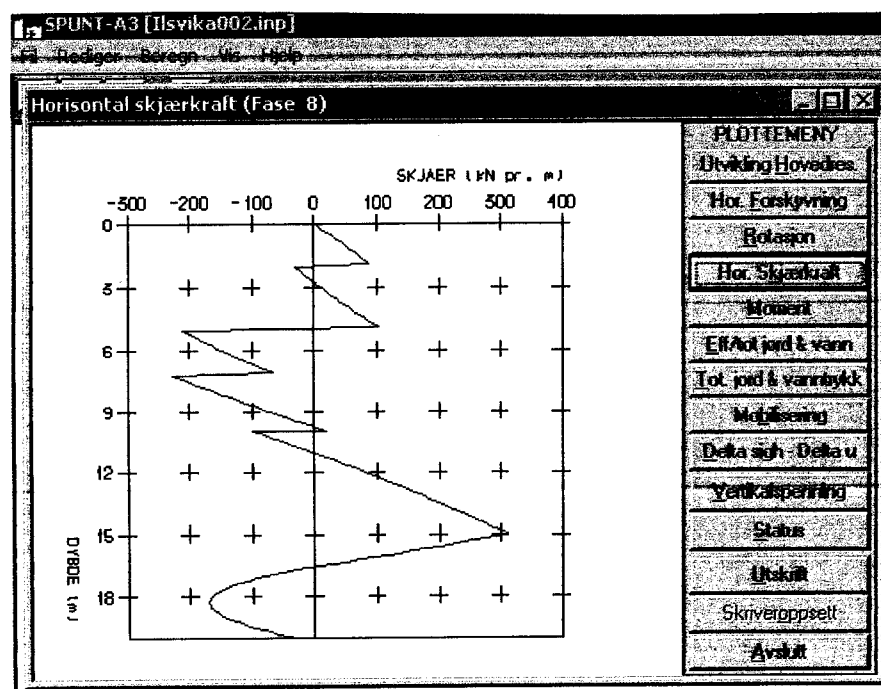


- PLOTTETEMENY
- Utvikling Hovedides
  - Hor. Forskyvning
  - Rotasjon
  - Hor. Skjærkraft**
  - Moment
  - Eff/rot jord & vann
  - Tot. jord & vanntrykk
  - Mobilisering
  - Delta sgh - Delta u
  - Vertikalspenning
  - Status
  - Utskrift
  - Skriveroppsett
  - Avslutt



- PLOTTETEMENY
- Utvikling Hovedides
  - Hor. Forskyvning
  - Rotasjon
  - Hor. Skjærkraft
  - Moment**
  - Eff/rot jord & vann
  - Tot. jord & vanntrykk
  - Mobilisering
  - Delta sgh - Delta u
  - Vertikalspenning
  - Status
  - Utskrift
  - Skriveroppsett
  - Avslutt

*Fase 8*



- PLOTTETEMENY
- Utvikling Hovedides
  - Hor. Forskyvning
  - Rotasjon
  - Hor. Skjærkraft**
  - Moment
  - Eff/rot jord & vann
  - Tot. jord & vanntrykk
  - Mobilisering
  - Delta sgh - Delta u
  - Vertikalspenning
  - Status
  - Utskrift
  - Skriveroppsett
  - Avslutt

## Oppgave 2 – Prosjekteringsforutsetninger pr. 29/1-2007

Dette dokumentet er et levende dokument under prosjekteringen, og vil kontinuerlig oppdateres etter hvert som arbeidet skrider frem.

### 1. Beskrivelse av geotekniske oppgaver

Herunder ligger beskrivelse av hvilke oppgaver som skal løses og hvordan de er tenkt løst.

Utgraving for løsmassekulvert i profil 990 til kt. 5, temporær spunt  
Data fra E6 Nordre Avlastingsveg Ila - Trondheim

Videre ligger en beskrivelse av hvilke oppgaver du som prosjekterende har tatt på deg.

Dersom dette ikke er alle oppgavene i prosjektet, skal det også beskrives hvilke oppgaver byggherren må løse ved hjelp av andre prosjekterende.

#### a) Geometri av byggegrop og omgivelser.

Hus (2 manns bolig) skal bestå – løses ved å sette inne en dobbeltspunt. Graves ut til kote 10 moh

#### b) Laster på terreng og/eller konstruksjon. Laster fra nabobygg

Hva skjer i anleggesfasen, punktlaster fra anleggst rafikk/-maskiner (10 kPa). Hvor skal krana plasseres ? Nye regler/forskrifter gir kraneier større ansvar bl.a til fundamentering for disse. Riggplan er svært viktig for å få/ha oversikt. En bør være en pådriver for å få dette på plass !

Lag begrensninger/Angi f.eks at det ikke skal lagres plasseres ”ting” i ett område bak spunten.

#### c) Grunnforholdene kartlegges; terreng, løsmasser og fjell.

Se punkt 2. Supplere grunnundersøkelsene om nødvendig. F.eks fjellnivå for eventuelt fjellfeste for spunten. Tidfeste disse, slik at tidspress reduseres.

#### d) Grunnvannstand, ytre vannstand og strømming.

Grunnvannsstands målinger og poretrykk målinger over tid. Dvs at de må plasseres og følges opp før arbeidene tar til .

#### e) Installasjoner, bygg / konstruksjoner, vegger etc. i nærheten kartlegges

Ingen ledninger, men bygget skal bevares.

#### f) Krav til deformasjoner / setninger for omgivelser / spunt spesifiseres.

Hva tåler huset av skjevsetninger ? Fundamentert på ringmur ? Tåler det 2 cm ? Tilstandsrapport – befarings

Pga svært setningsømfintlige masser, ble stagbruk minimalisert.

#### g) For naboforhold skal det i god tid før byggestart:

- monteres setningsbolter
- utføres bygningsbesiktigelse
- installeres piezometere

### 2. Grunnlagsdata for løsmasser og fjell.

Grunnundersøkelser samles som regel i en eller flere datarapporter. Det skal refereres til de rapportene som er benyttet og om det er behov for mer undersøkelser i forbindelse med verifisering av grunnlagsdata før eller under anleggsarbeidet.

Jeg har basert meg på revidert datarapport Ud359E nr. 8 av 2004-03-15 (Grunnundersøkelser E6 Nordre avlastningsveg. Rundkjøring og tunnelpåhugg Ilsvika). Rapporten er laget av Statens vegvesen - Region midt - Vegteknisk seksjon. Oppdraget er definert som

prosjektklasse 3, uten at det er sagt mer om ekstern kontroll ? Intern kontroll er utført av Stig Lillevik og Svein Hove.

Jeg savner også en borpunktliste, som viser de sentrale dataene knyttet til hver enkelt boring/sondering/prøveserie.

I en reell prosjektering ville jeg også bedt om å få se/tilgang til grunnlagsmaterialet (de andre rapportene det er referert til/hentet resultater fra).

- Gk.554 og Gk.565 fra NSB/ Banepartner.
- Ud359E nr. 1, 2, 3, 4 og 6 fra Statens vegvesen Sør-Trøndelag.
- 300036-1 og 57354-1 fra Noteby.

Ved mistet prøve/manglende data i nivå 10 – 13 m under terreng (Hull 208) kunne/burde en supplert med ytterligere prøvetaking, kjørt CPTU-forsøk og/eller vingeboing.

Jeg ville også hatt tilgang til totalsonderingene presentert som alt. 2 og ikke bare som alt. 1 (forenklet).

Hvilke geoteknisk karakteristiske styrkeparametere som benyttes i hvilke områder og til å løse hvilke oppgaver skal settes opp her. Vurderinger i forbindelse med parametrene skal fremkomme.

De mest relevante grunnundersøkelsene i området ved profil 990 er:

- Hull 197 totalsondering og prøveserie
- Hull 207 totalsondering og prøveserie – noe mangelfullt mht rutinedata.
- Hull 208 totalsondering, poretrykksmåling og prøveserie
- Hull 209 totalsondering
- Profil 985 CL totalsondering
- Hull 210 totalsondering
- Hull 211 totalsondering og prøveserie
- Hull 213 totalsondering, poretrykksmåling og prøveserie
- Treksialforsøkene i **hull 197** er utført i **dybde 4,3 - 4,4 m** under terreng, dvs i nivå **kote 12,2 – 12,3 moh**. Utpresset mengde porevann ( $\Delta W = 11,0 - 14,5 \text{ cm}^3$ ) under konsolidering tilsier prøveforstyrrelse, og ikke bra kvalitet. Kontraktant oppførsel mot/ved brudd. Tolket ved 2 % deformasjon med  $a = 10 \text{ kPa}$  og  $\tan \phi = 0,46$  Tolket ved 2 % deformasjon mht udrenert skjærstyrke gir en veid  $S_u = 34 \text{ kPa}$  (22 - 25 kPa). Materialet er klassifisert som homogen leire.
- Treksialforsøkene i **hull 208** er utført i **dybde 6,45 – 6,55 m** under terreng, dvs i nivå **kote 6,45 – 6,55 moh**. Utpresset mengde porevann ( $\Delta W = 17,2 - 17,8 \text{ cm}^3$ ) under konsolidering tilsier mye prøveforstyrrelse, og dårlig forsøkskvalitet. Nøytral - kontraktant oppførsel mot/ved brudd. Tolket ved 2 % deformasjon med  $a = 10 \text{ kPa}$  og  $\tan \phi = 0,50$ . Tolket ved 2 % deformasjon mht udrenert skjærstyrke gir en veid  $S_u = 35 \text{ kPa}$  (27 - 42 kPa). Materialet er klassifisert som kvikkleire.
- Treksialforsøk i **hull 208** er også utført i **dybde 8,55 – 8,70 m** under terreng, dvs i nivå **kote 4,30 – 4,45 moh**. Utpresset mengde porevann ( $\Delta W = 10,2 \text{ og } 18,5 \text{ cm}^3$ ) under konsolidering tilsier mye prøveforstyrrelse, og dårlig forsøkskvalitet. Nøytral oppførsel mot/ved brudd. Tolket ved 2 % deformasjon med  $a = 10 \text{ kPa}$  og  $\tan \phi = 0,48$  Tolket ved 2 % deformasjon mht udrenert skjærstyrke gir en veid  $S_u = 42 \text{ kPa}$  (36 - 48 kPa). Materialet er klassifisert som homogen leire.
- Treksialforsøkene i **hull 211** er utført i **dybde 8,25 – 8,35 m** under terreng, dvs i nivå **kote 7,15 – 7,25 moh**. Utpresset mengde porevann ( $\Delta W = 12,6 \text{ og } 20,0 \text{ cm}^3$ ) under

konsolidering tilsier mye - svært mye prøveforstyrrelse, og dårlig – svært dårlig forsøkskvalitet. Nøytral - kontraktant oppførsel mot/ved brudd. Tolket ved 2 % deformasjon med  $a = 10$  kPa og  $\tan \phi = 0,48$  Tolket ved 2 % deformasjon mht udrenert skjærstyrke gir en veid  $S_u = 38$  kPa (29 - 46 kPa). Materialet er klassifisert som homogen leire.

- Treksialforsøkene i **hull 213** er utført i **dybde 12,55 – 12,65 m** under terreng, dvs i nivå **kote 1,35 – 1,25 moh**. Utpresset mengde porevann ( $\Delta W = 18,8 - 21,5$  cm<sup>3</sup>) under konsolidering tilsier svært mye prøveforstyrrelse, og svært dårlig forsøkskvalitet. Kontraktant oppførsel mot/ved brudd. Tolket ved 2 % deformasjon med  $a = 10$  kPa og  $\tan \phi = 0,45$  Tolket ved 2 % deformasjon mht udrenert skjærstyrke gir en veid  $S_u = 44$  kPa (35 - 53 kPa). Materialet er klassifisert som kvikkleire.

Når det gjelder treksialforsøkene generelt, så savner jeg informasjon knyttet til forsøksbetingelsene – bakgrunn for konsolideringsspenningene. Alternativ tolkning av attraksjon ville gjennomgående gitt noe høyere attraksjon (15 kPa ? og tilsvarende lavere friksjonsvinkel).

Poretrykksmåleren i hull 208 dybde 12 viser 2 m overtrykk ift hydrostatisk grunnvannsstand !

Evt. kan det henvises til egne beregningsrapporter dersom det er et omfattende prosjekt.

Det er som regel fornuftig å lage egne notater for hver spuntberegning.

### 3. Bestemmelse av geoteknikkprosjektklasse og geotekniske materialkoeffisienter

Geoteknikkprosjektklasse bestemmes felles for hele prosjektet eller for hver deloppgave. Valgene skal diskuteres ut fra geotekniske oppgaver og geoteknikkprosjektklasse.

Revidert datarapport Ud359E nr. 8 av 2004-03-15 definerer arbeidene generelt til å være i geoteknikkprosjektklasse 3 uten å gå nærmere inn på dette.

Ut ifra rapporten kan en se at det er utført omfattende grunnundersøkelser i flere omganger, og grunnforholdene er relativt godt kartlagt.

Det er påvist kvikkleire i området, og poretrykksmålinger indikerer ett visst overtrykk (ca. 20 kPa i forhold til en hydrostatisk fordeling. Grunnvannsspeilet ligger gjennomgående ca 2 m under terreng.

I tillegg til bebyggelse er området også sentralt knyttet til samferdselsårer (veg- og togsystemer).

Planlagt konstruksjon (spunt) er av midlertidig karakter, men eventuelle feil og uhell knyttet til denne vil fort kunne få store samfunnsmessige konsekvenser, samt permanente effekter i form av tapte liv.

Basert på dette velger jeg å plassere prosjektering av en midlertidig spuntkonstruksjon i profil 990 som geoteknikkprosjektklasse 3. Dette setter krav til både prosjektering, så vel som til gjennomføring og anleggskontroll. Valg av prosjektklasse ville blitt gjort i forståelse med oppdragsgiver.

Materialkoeffisienter i **bruddgrensetilstanden** basert på skadekonsekvensklasse meget alvorlige og bruddmekanisme sprøtt-kontraktant brudd gir  $\gamma_m = 1,6$

Alle andre grensetilstander benytter materialkoeffisient  $\gamma_m = 1,0$

#### **4. Beskrivelse av kontroll av utførelsen (anleggskontroll).**

Behøver ikke å være omfattende, men ved kompliserte prosjekter bør eventuelle rekkefølger og avhengigheter i utførelsen mot kontrollplanen komme klart fram her.

Dersom kontrollen skal innvirke på materialkoeffisienten, skal det utarbeides en liste over alternative tiltak som kan utføres dersom målingene ikke stemmer med forutsetningene.

#### **5. Beskrivelse av kontroll av prosjekteringen.**

Her skal evt. angis hvem som kontrollerer og hva slags kontrollgrad om skal utføres.

Oppdraget er definert som geoteknisk prosjektklasse 3, dvs at jeg – i forståelse med oppdragsgiver – må bli kontrollert av en kollega (i regionen) og i tillegg ha ekstern prosjekteringskontroll fra Vegdirektoratets Teknologivdeling (Geo- og tunnelseksjonen) eller andre godkjente eksterne konsulenter.

#### **6. Bestemmelse av laster og lastparametere.**

Følger hovedsakelig Norsk Standard og Vegvesenets retningslinjer og håndbøker.

Henvis til de kildene som benyttes for de forskjellige last-tilfeller.

#### **7. Beskrivelse av valgt utførelse og begrunnelse av valg.**

Behøver ikke å være omfattende, men ved kompliserte prosjekter bør eventuelle rekkefølger og avhengigheter i utførelsen komme klart fram her.

Ved kostbare valg bør dette begrunnes.

Avhengigheter mot andre fagområder skal også komme klart frem.

28.01.2007  
FRO/EN

## Spunkurs Region sør del 2 – øvingsoppgave Beregningsdokumentasjon

Oppgavebeskrivelse: se vedlegg til e-post fra Bjørn Dolva sendt 22.11.2006 16:50:

**Case – 3 stagrader varieres med geometri/laster/varierende deformasjonskrav, i bruk, brudd og ulykkesgrensetilstanden**

**Data fra Nordre avlastingsveg Trondheim**

**Profil 990**

**Løsmassekulvert, avgraving til kt.+5 mellom 2 temporære spuntvegger**

**Det står et bygg på den ene siden som det skal tas hensyn til. Bygget er en to-etasjes firemannsbolig.**

**Bruk:**

stag

stiver

fjellfot

både drenerte og udrenerte løsmasselag samtidig

**Komplett dokumentasjon av beregninger skal leveres:**

**Prosjekteringsforutsetninger**

**Spuntberegninger – jord**

**Konstruksjonsberegninger – stål og evt. betong**

**Utførelse av tegninger og beskrivelser kommer på neste kursdag**

Plasserer to spuntvegger med avstand 7 m fra cl veg. Det gir ca 1,5 m rom mellom kulvertvegg og spunt (forskaling, arbeidsrom og puter...).

Grunnforhold ved spuntvegg på høyre side:

Dybde	Jordart	Parametre	Merknad
0 – 3 m	Sand	$\varphi = 35^\circ$ $a = 0 \text{ kPa}$ $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $m = 200$ $K_0' = 0,5$	Middels fast lagret
3 – 7 m	Sandig leirig silt	$\varphi = 31^\circ$ $a = 5 \text{ kPa}$ $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	Løst lagret



		$m = 50$ $K_0' = 0,6$	
7 – 13 m	Leire (kvikk)	$S_{ud} = 16 - 29 \text{ kPa}$ $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $G = 800 - 1500 \text{ kPa}$ $K_0 = 0,7$	$S_{ua} = 1,5 * S_{ud}$ , $S_{up} = 0,5 * S_{ud}$ $G = M/3 = (150 * S_{ud})/3$
13 – 18 m	Morene	$\varphi = 38^\circ$ $a = 5 \text{ kPa}$ $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $m = 250$ $K_0' = 0,5$	
			<b>Alternativt kunne vi valgt totalspenningsanalyse fra 3 – 7 m, men gir det en beregning til sikker side???</b>
3 – 7 m	Sandig leirig silt	$S_{ud} = 20 - 30 \text{ kPa}$ $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $G = 1000 - 1500 \text{ kPa}$ $K_0 = 0,7$	$S_{ua} = 1,5 * S_{ud}$ , $S_{up} = 0,5 * S_{ud}$ $G = M/3 = (150 * S_{u})/3$

Registrert grunnvannstand ligger 2 m under terreng. Det er registrert et artesisk trykk tilsvarende 2 m vannsøyle over hydrostatisk trykk i 12 m dybde.

Overslag med håndregning gir nødvendig motstandsmoment  $\geq 2400 \text{ cm}^3/\text{m}$ .

Velger en kraftig spunt for å sikre rambarhet ned gjennom morenen og begrense deformasjoner for tilstøtende bygninger: AZ 36 med stålkvalitet S355GP

Motstandsmoment:  $3600 \text{ cm}^3/\text{m}$ , treghetsmoment  $82800 \text{ cm}^4/\text{m} = 8,28 * 10^{-4} \text{ m}^4$

Ut fra overslag ved håndregning fås ”dimensjonerende” linjelaster for stagene som vist i tabellen nedenfor. Velger stagdimensjon basert på brosjyre fra Entreprenørservice (velger cc 2,5 meter for stagene):

Nivå nr	Dybde (m)	Kote	Linjelast Overslag (kN/m)	Stagkapasitet (kN)	Antall Lisser	Låselast (aksiell linjelast) Ca $0,3 * \text{dim. Stagkapasitet}$ (kN/m)
1	2	13	270	676	4	80
2	5,5	9,5	240	676	4	80
3	8	7	324	845	5	100

Beregning av stagstivheter ( $K = (E * A * n) / l$ ):

Stag nr	Lengde l (m)	Stålareal lisser A ( $\text{mm}^2 = 10^{-6} \text{ m}^2$ )	n = antall stag pr. m ( $\text{m}^{-1}$ )	K=aksiell stagstivhet ( $\text{kN/m}^2$ )	merknad
1	20	560	0,4	2352	
2	16	560	0,4	2940	
3	13	700	0,4	4523	

Her regnes staglengde ut fra helning  $45^\circ$  til antatt bergoverflate, med tillegg på 1 m inntil fastholding i berg og 0,5 m utenfor spuntten til pute og jekk. E-modulen for stag =  $2,1 * 10^8 \text{ kPa}$ .

### Geoteknisk prosjektklasse og kontrollomfang

Ref NS3480; Skadekonsekvensklasse ”meget alvorlig” og middels til høy vanskelighetsgrad gjør at vi velger geoteknisk prosjektklasse 3. Det utløser krav om skjerpet prosjekteringskontroll (normalt uavhengig tredjepartskontroll) og krav til kompetanse og omfang for kontrollen i byggefasen.

### Beregninger med SpuntA3:

**Ny Modell**

Prosjektittel:  
spunkurs region sør, del 2. Øvingsoppgave

Ruhet framside (positiv - oppløft, negativ - påheng) 0.50   
Ruhet bakside (positiv - oppløft, negativ - påheng) -0.50

Referansespenning 100.00 kPa

Terrenglast bak veggen,  $q$  13.00 kPa

Initiell grunnvannstand (dybde til vannspeil) 2.00 m   
Romvekt vann 12.00 kN/m<sup>3</sup>

Materialeffisient,  $\gamma_m$  1.00

Bredde av utgraving 14.00 m   
Tverrkontraksjonstall ved avlastning 0.15  
Dybdeeffektskoeffisient i gravemodell 1.00

Foretrukket elementlengde 0.1 m Trykk på avkrysningsboksene for å legge inn / endre data Jorddata   
Dybde til spuntspiss 18 m Spuntdata

**Jorddata**

Lag nr. Jordmodell  
1 1 - Automatisk effektivspenningsmodell

	Jmod	Dybde m	Gamma kN/m <sup>3</sup>	Atr. kPa	Tgfi	Koeff.	mo	n
Topp lag:	1	0.00	19.00	0.00	0.70	0.50	200.00	0.50
Bunn lag:	1	3.00	19.00	0.00	0.70	0.50	200.00	0.50

**Jorddata**

Lagnr. Jordmodell  
 2 1 - Automatisk effektivspenningsmodell

	Jmod	Dybde m	Gamma kN/m <sup>3</sup>	Atr. kPa	Tgfi	Koeff.	mo	n
Topp lag:	1	3.00	19.00	5.00	0.60	0.60	50.00	0.50
Bunn lag:	1	7.00	19.00	5.00	0.60	0.60	50.00	0.50

Nytt lag Avbryt OK

**Jorddata**

Lagnr. Jordmodell  
 3 2 - Automatisk udrenert totalspenningmodell

	Jmod	Dybde m	Gamma kN/m <sup>3</sup>	Sufm. kPa	Subak kPa	Kotot.	G kPa	
Topp lag:	2	7.00	18	8	24	0.7	800	0.00
Bunn lag:	2	13.00	18	15	43	0.7	1500	0.00

Nytt lag Avbryt OK

**Jorddata**

Lagnr. Jordmodell  
 4 1 - Automatisk effektivspenningsmodell

	Jmod	Dybde m	Gamma kN/m <sup>3</sup>	Atr. kPa	Tgfi	Koeff.	mo	n
Topp lag:	1	13.00	19	5	0.8	0.5	250	0.5
Bunn lag:	1	18.00	19	5	0.8	0.5	250	0.5

Nytt lag Avbryt OK

**Spuntdata**

Seksjonnr.  
1

	Dybde m	E-modul kN/m <sup>2</sup>	Tregghetsmoment m <sup>4</sup>
Topp seksjon:	0.00	2.100000E+008	8.280000E-004
Bunn seksjon:	18.00	2.100000E+008	8.280000E-004

Ny seksjon      Avbryt      OK

Ved start beregning: Innfører fastholding horisontalt ved spuntfot.

Innføring av materialkoeffisient=1,6 ved gravedybde 5,5 m:

**Resultatmeny**

Fase nr.: 4

Gravenivå: 5.50 m

Vannst. framside  
Vannst. bakside

	verdi	dybde		verdi	dybde
Maks. utbøyning	0.0720 m	0.00 m		0.1059 m	4.20 m
Min. utbøyning	-0.0001 m	17.3 m		0.0000 m	18.0 m
Maks. moment	334 kNm pr. m	13.8 m		440 kNm pr. m	15.0 m
Min. moment	-211 kNm pr. m	6.70 m		-414 kNm pr. m	7.70 m
Maks. skjærkraft	111 kN pr. m	11.2 m		204 kN pr. m	12.9 m
Min. skjærkraft	-114 kN pr. m	2.00 m		-230 kN pr. m	17.9 m
Fotkraft	-80 kN pr. m	18.0 m		-230 kN pr. m	18.0 m

Stag/stivere

Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m	Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m
1	-190.4	1	-247.5
2	-80.0	2	-170.8

Forslag til ny fase

	dybde
	5.50 m
	5.50 m
	2.00 m

Likevektsruhet:  
 $R_{bak} + R_{frm} * 1.27 = 0.87$   
 Spesifisert forhold:  
 $-0.50 + 0.50 * 1.27 = 0.14$

Vertikaltilstand  
 Det er 249. kN/m for lite kapasitet mot selvpenertering.  
 Status: SJEKK ruheten  
 Ignorerer ved spunt til fjell.

Godkjenn      Forkast      Plott

Hovedres.  
Res. tabell  
Inputtabell  
Avbryt

Innføring av materialkoeffisient=1,6 ved gravedybde 8 m:

**Resultatmeny**

Fase nr.: 5

Gravenivå: 8.00 m

Vannst. framside

Vannst. bakside

Maks. utbøying: 0.1089 m (5.80 m dypde)

Min. utbøying: 0.0000 m (18.0 m dypde)

Maks. moment: 569 kNm pr. m (14.9 m dypde)

Min. moment: -583 kNm pr. m (7.80 m dypde)

Maks. skjærkraft: 279 kN pr. m (12.9 m dypde)

Min. skjærkraft: -271 kN pr. m (17.9 m dypde)

Fotkraft: -270 kN pr. m (18.0 m dypde)

Stag/stivere

Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m
1	-236.9
2	-179.3

Forslag til ny fase

dybde	verdi	dybde	verdi
8.00 m	0.2651 m	8.60 m	0.0000 m
8.00 m	0.0000 m	18.0 m	19 kNm pr. m
2.00 m	-1341 kNm pr. m	2.00 m	-1341 kNm pr. m
		9.70 m	243 kN pr. m
		13.3 m	243 kN pr. m
		5.50 m	-377 kN pr. m
		18.0 m	61 kN pr. m

Likevektsruhet:

Rbak + Rfm \* 0.89 = 1.55

Spesifisert forhold:

-0.50 + 0.50 \* 0.89 = -0.06

Vertikaltilstand

Det er 571. kN/m for lite kapasitet mot selvpenerering.

Status: SJEKK ruheten Ignoreres ved spunt til fjell.

Godkjenn Forkast

Plott

Hovedres.

Res. tabell

Inputtabell

Avbryt

spunt.his - Notisblokk

Fil Rediger Format Vis Hjelp

Sammendrag av viktige resultater for fasene.

FASE NR.	1	2	3	4	5	6	7	
Gr. dybde	2.00	2.00	5.50	5.50	8.00	8.00	10.00	m
M_maks v/dybde	31.	35.	340.	334.	569.	557.	125.	kNm/m
M_min v/dybde	-1.	-1.	-250.	-211.	-583.	-530.	-821.	kNm/m
Sh_maks v/dybde	17.	39.	109.	111.	279.	281.	241.	kN/m
Sh_min v/dybde	-7.	-18.	-121.	-114.	-271.	-268.	-212.	kN/m
Dh_maks v/dybde	0.0067	0.0043	0.0720	0.0720	0.1089	0.1071	0.1521	m
Dh_min v/dybde	0.0000	0.0000	-0.0001	-0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	m
Fotkraft	2.	2.	-80.	-80.	-270.	-268.	-155.	kN/m
STAG 1	0.	-80.	-192.	-190.	-237.	-237.	-247.	kN/m
STAG 2	0.	0.	0.	-80.	-179.	-176.	-243.	kN/m
STAG 3	0.	0.	0.	0.	0.	-100.	-267.	kN/m

Staglastene i tabellen ovenfor er karakteristiske verdier som må multipliseres med en ekvivalent lastkoeffisient for å få dimensjonerende verdier. Ser av resultatene at stagene da er underdimensjonert, mens spunten holder mhp momentkapasitet.

Velger ny kjøring med stag på 7 lisser i alle tre nivåene:

Nivå nr	Dybde (m)	Kote	Linjelast Overslag (kN/m)	Dimensjonerende stagkapasitet (kN)	Antall Lisser	Låselast (aksiell linjelast ) Ca 0,3*dim. Stagkapasitet (kN/m)
1	2	13	270	1183	7	140
2	5,5	9,5	240	1183	7	140
3	8	7	324	1183	7	140

Beregning av stagstivheter ( $K = (E \cdot A \cdot n) / l$ ):

Stag nr	Lengde l (m)	Stålareal lisser A ( $\text{mm}^2 = 10^{-6} \text{m}^2$ )	n = antall stag pr. m ( $\text{m}^{-1}$ )	K=aksiell stagstivhet ( $\text{kN/m}^2$ )	merknad
1	20	980	0,4	4116	
2	16	980	0,4	5145	
3	13	980	0,4	6332	

Prøver ny beregning med samme gravenivåer:

Beregning med materialkoeffisient 1,6 ved graving til 5,5 m:

**Resultatmeny**

Fase nr.: 3

Gravenivå dybde 5.50 m

Vannst. framside  
Vannst. bakside

	verdi	dybde		verdi	dybde
Maks. utbøying	0.0377 m	5.90 m		0.1090 m	6.50 m
Min. utbøying	0.0000 m	18.0 m		0.0000 m	18.0 m
Maks. moment	250 kNm pr. m	13.9 m		440 kNm pr. m	15.2 m
Min. moment	-302 kNm pr. m	5.90 m		-644 kNm pr. m	7.10 m
Maks. skjærkraft	103 kN pr. m	11.2 m		230 kN pr. m	12.9 m
Min. skjærkraft	-136 kN pr. m	2.00 m		-259 kN pr. m	18.0 m
Fotkraft	-63 kN pr. m	18.0 m		-259 kN pr. m	18.0 m

Stag/stivere

Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m	Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m
1	-214.2	1	-367.3

Likevektsruhet:  
Rbak + Rfrm \* 1.35 = 0.76  
Spesifisert forhold:  
-0.50 + 0.50 \* 1.35 = 0.18

Vertikaltilstand  
Det er 199. kN/m for lite kapasitet mot selvpenertering.  
Status: SJEKK ruheten  
Ignoreres ved spunt til fjell.

Godkjenn Forkast Plott Hovedres. Res.tabell Inputtabell Avbryt

Beregning med materialkoeffisient 1,6 ved graving til 8 m:

**Resultatmeny**

Fase nr.: 5

Gravenivå: 8.00 m

Vannst. framside

Vannst. bakside

	verdi	dybde		verdi	dybde
Maks. utbøying	0.0661 m	7.60 m		0.1905 m	9.50 m
Min. utbøying	0.0000 m	18.0 m		0.0000 m	18.0 m
Maks. moment	431 kNm pr. m	14.9 m		39 kNm pr. m	2.00 m
Min. moment	-576 kNm pr. m	8.00 m		-1247 kNm pr. m	9.90 m
Maks. skjærkraft	258 kN pr. m	12.9 m		232 kN pr. m	13.3 m
Min. skjærkraft	-195 kN pr. m	17.8 m		-395 kN pr. m	5.50 m
Fotkraft	-194 kN pr. m	18.0 m		52 kN pr. m	18.0 m

Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m	Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m
1	-230.6	1	-296.8
2	-233.6	2	-525.3

Forslag til ny fase

dybde: 8.00 m, 8.00 m, 2.00 m

Likevektsruhet:  
 $R_{bak} + R_{frm} * 0.87 = 1.61$   
 Spesifisert forhold:  
 $-0.50 + 0.50 * 0.87 = -0.06$

Vertikaltilstand  
 Det er 604. kN/m for lite kapasitet mot selvpenetrering.  
 Status: SJEKK ruheten  
 Ignoreres ved spunt til fjell.

Godkjenn Forkast Plott Hovedres. Res. tabell Inputtabell Avbryt

Beregning med materialkoeffisient 1,6 ved graving til 10 m:

**Resultatmeny**

Fase nr.: 7

Gravenivå: 10.0 m

Vannst. framside

Vannst. bakside

	verdi	dybde		verdi	dybde
Maks. utbøying	0.0984 m	9.40 m		0.1740 m	10.5 m
Min. utbøying	0.0000 m	18.0 m		-0.0028 m	0.00 m
Maks. moment	132 kNm pr. m	16.5 m		66 kNm pr. m	2.00 m
Min. moment	-739 kNm pr. m	10.0 m		-1303 kNm pr. m	11.5 m
Maks. skjærkraft	230 kN pr. m	13.0 m		268 kN pr. m	16.9 m
Min. skjærkraft	-223 kN pr. m	8.00 m		-433 kN pr. m	8.00 m
Fotkraft	-146 kN pr. m	18.0 m		259 kN pr. m	18.0 m

Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m	Stag nr.	Aks. Stagkraft kN pr. m
1	-232.3	1	-248.5
2	-287.1	2	-419.4
3	-282.7	3	-548.6

Forslag til ny fase

dybde: 10.0 m, 10.0 m, 2.00 m

Likevektsruhet:  
 $R_{bak} + R_{frm} * 0.49 = 2.22$   
 Spesifisert forhold:  
 $-0.50 + 0.50 * 0.49 = -0.26$

Vertikaltilstand  
 Det er 960. kN/m for lite kapasitet mot selvpenetrering.  
 Status: SJEKK ruheten  
 Ignoreres ved spunt til fjell.

Godkjenn Forkast Plott Hovedres. Res. tabell Inputtabell Avbryt

spunt.his - Notisblokk

Fil Rediger Format Vis Hjelp

Sammendrag av viktige resultater for fasene.

FASE NR.	1	2	3	4	5	6	7	
Gr.dybde	2.00	2.00	5.50	5.50	8.00	8.00	10.00	m
M_maks v/dybde	31. 4.30	55. 2.00	250. 13.90	241. 14.00	431. 14.90	416. 14.90	132. 16.50	kNm/m m
M_min v/dybde	-1. 17.10	-4. 8.50	-302. 5.90	-266. 7.40	-576. 8.00	-512. 8.70	-739. 10.00	kNm/m m
Sh_maks v/dybde	17. 2.30	59. 2.00	103. 11.20	107. 11.60	258. 12.99	260. 12.99	230. 13.01	kN/m m
Sh_min v/dybde	-7. 6.99	-40. 2.00	-136. 2.00	-125. 2.00	-195. 17.80	-192. 17.80	-223. 8.00	kN/m m
Dh_maks v/dybde	0.0067 0.00	0.0029 0.00	0.0377 5.90	0.0345 6.10	0.0661 7.60	0.0633 7.60	0.0984 9.40	m m
Dh_min v/dybde	0.0000 18.00	0.0000 18.00	0.0000 18.00	0.0000 18.00	0.0000 18.00	0.0000 18.00	0.0000 18.00	m m
Fotkraft	2.	2.	-63.	-63.	-194.	-191.	-146.	kN/m
STAG 1	0.	-140.	-214.	-210.	-231.	-229.	-232.	kN/m
STAG 2	0.	0.	0.	-140.	-234.	-225.	-287.	kN/m
STAG 3	0.	0.	0.	0.	0.	-140.	-283.	kN/m

Dimensjonerende staglast blir:  $287 * 1,4 * 2,5 = 1005 \text{ kN} < 1183 \text{ kN}$ . OK.

For putene blir dimensjonerende horisontal linjelast:

$287 * 1,4 * \sin 45^0 = 284 \text{ kN/m}$ . Fra T. Haugen (1998) får man da putedimensjon 2 UNP 300 S355. Diagrammet til Haugen tar hensyn til bortfall av stag i ulykkesgrensetilstanden.

For spuntens momentkapasitet blir:  $739 * 1,4 = 1035 \text{ kNm/m}$ . Det gir behov for

$W = 1035 * 10^3 / (355 / 1,15) = 3353 \text{ cm}^3/\text{m} < 3600$ . OK.

Fotbolter:  $\text{dim.last} = 194 * 1,4 = 272 \text{ kN/m}$ . Med antatt glippe = 10 cm fås fra Haugen (1988)

dim kapasitet på ca 205 kN pr.bolt med diameter  $\varnothing = 70 \text{ mm}$  for stål kvalitet tilsvarende S355.

Med bredde 1,26 m pr. dobbeltnål gir det  $\text{dim.last} = 272 * 1,26 = 343 \text{ kN}$  pr. dobbeltnål, eller 2 stk  $\varnothing 70 \text{ mm}$  bolter pr. spuntbuk. (Alternativt kan det vurderes høyere stål kvalitet...)





# PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

Dette dokumentet er et levende dokument under prosjekteringen, og vil kontinuerlig oppdateres etter hvert som arbeidet skrider frem.

## *GJELDER FOR DEN TOTALE PROSJEKTERINGSJOBBen OVERORDNET.*

### **1. Beskrivelse av geotekniske oppgaver**

Herunder ligger beskrivelse av hvilke oppgaver som skal løses og hvordan de er tenkt løst.

Videre ligger en beskrivelse av hvilke oppgaver du som prosjekterende har tatt på deg.

Dersom dette ikke er alle oppgavene i prosjektet, skal det også beskrives hvilke oppgaver byggherren må løse ved hjelp av andre prosjekterende.

### **2. Grunnlagsdata for løsmasser og fjell.**

Grunnundersøkelser samles som regel i en eller flere datarapporter. Det skal refereres til de rapportene som er benyttet og om det er behov for mer undersøkelser i forbindelse med verifisering av grunnlagsdata før eller under anleggsarbeidet.

Hvilke geotekniske karakteristiske styrkeparametere som benyttes i hvilke områder og til å løse hvilke oppgaver skal settes opp her. Vurderinger i forbindelse med parametrene skal fremkomme.

Evt. kan det henvises til egne beregningsrapporter dersom det er et omfattende prosjekt.

Det er som regel fornuftig å lage egne notater for hver spuntberegning.

### **3. Bestemmelse av geotekniske prosjektklasse og geotekniske materialkoeffisienter**

Geotekniske prosjektklasse bestemmes felles for hele prosjektet eller for hver deloppgave.

Valgene skal diskuteres ut fra geotekniske oppgaver og geotekniske prosjektklasse.

### **4. Beskrivelse av kontroll av utførelsen (anleggskontroll).**

Behøver ikke å være omfattende, men ved kompliserte prosjekter bør eventuelle rekkefølger og avhengigheter i utførelsen mot kontrollplanen komme klart fram her.

Dersom kontrollen skal innvirke på materialkoeffisienten, skal det utarbeides en liste over alternative tiltak som kan utføres dersom målingene ikke stemmer med forutsetningene.

### **5. Beskrivelse av kontroll av prosjekteringen.**

Her skal evt. angis hvem som kontrollerer og hva slags kontrollgrad som skal utføres.

## **6. Bestemmelse av laster og lastparametre.**

Følger hovedsakelig Norsk Standard og Vegvesenets retningslinjer og håndbøker.

Henvis til de kildene som benyttes for de forskjellige last-tilfeller.

## **7. Beskrivelse av valgt utførelse og begrunnelse av valg.**

Behøver ikke å være omfattende, men ved kompliserte prosjekter bør eventuelle rekkefølger og avhengigheter i utførelsen komme klart fram her.

Ved kostbare valg bør dette begrunnes.

Avhengigheter mot andre fagområder skal også komme klart frem.



**Statens vegvesen**

Statens vegvesen Vegdirektoratet  
Postboks 8142 Dep  
N - 0033 Oslo

Tlf. (+47 915) 02030  
E-post: [publvd@vegvesen.no](mailto:publvd@vegvesen.no)

ISSN 1504-5005