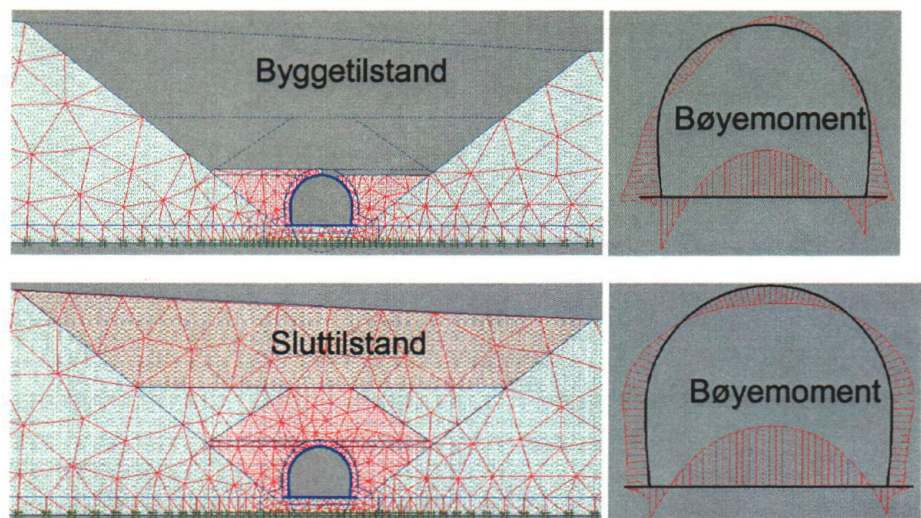


Intern rapport nr. 2312

Sk-kurs om

Samvirke mellom jord og
konstruksjon

22. - 23. oktober 2002



"Cut and cover" løsmassetunnel av betong

22.04.03

Intern rapport nr. 2312

Sk-kurs om Samvirke mellom jord og konstruksjon 22. - 23. oktober 2002

Sammendrag

Rapporten inneholder innsamlede bidrag og overhead fra foredragsholderne som ble vist og utdelt under kurset. Rapporten er i tillegg supplert med kursmateriale som ble ettersendt til kursdeltagerne.

Emneord: *Samvirke jord/konstruksjon, jordmodellering, betongmodellering, regelverk, sikkerhetsfilosofi, løsmassetunneler, støttemurer, tørrmurer, landkarløse bruer*

Kontor: *Seksjon for Geo- og tunnelteknikk*

Saksbehandler: *Frode Oset og Signe Kirkebø*

Dato: *22.04.03*

/ ragnhd

Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Teknologiavdelingen

Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo

Telefon: 22 07 39 00 Telefax: 22 07 34 44

Innhold

Kursplan

Deltagerliste

Kursprogram

Bidrag fra foredragsholderne

1. Samvirke mellom jord og konstruksjon v/Professor Steinar Nordal, NTNU
2. Konstruksjoners egenstivhet og kapasitet v/Finn Fluge, Materialteknisk seksjon, Teknologivd., Vegdirektoratet
3. Eksempler på tids- og lastavhengig betongoppførsel v/Jan Teigen, Bruteknisk seksjon, Teknologivd., Vegdirektoratet
4. Regelverk og sikkerhetsfilosofi v/John Kjekken, Bruteknisk seksjon, Teknologivd., Vegdirektoratet
5. Eggemarka løsmassetunnel – Prosjektet, teknisk løsning, dimensjonering og rammeanalyser v/Nils Magnar Helle, Stavanger distriktsvegkontor, Region vest
6. Eggemarka løsmassetunnel – Jordmodellering i rammeanalyser og samvirkeanalyser v/Signe Kirkebø, Seksjon for Geo- og tunnelteknikk, Teknologivd., Vegdirektoratet
7. Eggemarka løsmassetunnel – Instrumentering v/Frode Oset, Seksjon for Geo- og tunnelteknikk, Teknologivd., Vegdirektoratet
8. Eggemarka løsmassetunnel – Verifisering av forutsetninger, tilbakefylling og komprimering v/Kjell Eriksen, Steinkjer distriktsvegkontor, Region midt
9. Høgenhei løsmassetunnel – Praktiske erfaringer v/Finn Fluge, Materialteknisk seksjon, Teknologivd., Vegdirektoratet
10. Støttemurer i betong – Dimensjonering v/Sturla Rambjørg, Aas-Jakobsen AS
11. Tørrmurar – Praktiske erfaringer og landkar i tørrmur v/Sverre Fure, Leikanger regionvegkontor, Region vest
12. Landkarløse bruer – Prinsipper, fordeler/ulemper, håndbøkene, asfaltfugen og eksempler v/Olav Grindland, Bruteknisk seksjon, Teknologivd., Vegdirektoratet
13. Landkarløse bruer – Praktiske erfaringer og prosjekteksempler v/Gunnar Veastad, Lillehammer regionvegkontor, Region øst

KURSPLAN

KURS OM SAMVIRKE MELLOM JORD OG KONSTRUKSJON

22. – 23. OKTOBER 2002

QUALITY AIRPORT HOTELL GARDERMOEN

Kontaktpersoner:

Frode Oset, tlf 22073952

Frode.oset@vegvesen.no

Signe Kirkebø, tlf 22073283

Signe.kirkebø@vegvesen.no

Kurssekretær:

Ragnhild Dahl

tlf 22073925

ragnhild.dahl@vegvesen.no

1. Arrangør

Vegdirektoratet v/Vegteknisk avdeling

2. Mål

Formidle kunnskap om samvirke mellom jord og konstruksjoner i veganlegg; eksempelvis løsmassetunneler, kulverter, støttemurer, "rammebruer", forankringsplater, fundamenter og peler. Kurset tar også sikte på nettverksbygging mellom saksbehandlere med slik interesse og erfaringsutveksling mellom disse.

3. Målgruppe og antall deltakere

Geoteknisk saksbehandlere og saksbehandlere som driver med prosjektering av bruer og andre bærende konstruksjoner i veglinja. Inntil 40 deltakere.

4. Arrangementsform

Kurs m/overnatting. Rom bestilt fra 21. oktober 2002.

5. Varighet

2 dager (start 22. oktober kl. 0900 - avslutning 23. oktober 2002.)

6. Faglig innhold

Eksempler på samvirkeproblemstillinger fra vegprosjekter

Dimensjonering/prosjektering:

- Regelverk og bestemmelser
- Teorigrunnlag
- Overslagsmetoder
- Avanserte analyser og analyseverktøy
- Sikkerhetsfilosofi

Instrumentering/målinger

7. Informasjons-/undervisningsmetode

Forelesninger, gruppearbeid og plenumsdiskusjoner.

8. Forelesere

Interne og eksterne.



Statens vegvesen

Sk-kurs om

Samvirke mellom jord og konstruksjon

22. - 23. oktober 2002

Quality Airport Hotel, Gardermoen

Fylke	Tittel	Navn	Rombehov	
			21-22	22-23
Akershus	Overing.	Per Bekkedahl	x	x
Akershus	Sjefsing.	Ove Solheim	-	-
Akershus	Overing	Nina Utne	-	-
Akershus	Overing	Rajesh Sharma	-	-
Akershus	Overing	Harald Ihler	-	-
Hedmark	Overing.	Bjørn Stensby	-	-
Oppland	Senioring.	Erik M. Sloreby	x	x
Buskerud	Avd.ing.	Sven-Erik Olsen	-	x
Buskerud	..	Kjell Reistad	-	x
Vestfold	Overing.	Erik Skredsvig	x	x
Vestfold	Overing.	Gaute Nordbotten	-	x
Vestfold	Overing.	Carl-Erik Dahl	x	x
Telemark	Senioring.	Bjørn K. Dolva	x	x
Telemark	Senioring.	Hussein Abou-Qassem	x	x
Vest-Agder	Overing.	Inge Grosaaas	x	x
Vest-Agder	Overing.	Hans Olav Hagen	x	x

Rogaland	Senioring.	Nils Magnar Helle	X	X
Hordaland	Overing.	Anne Birgitte Roe	-	-
Hordaland	Senioring.	Karl Pharo	X	X
Hordaland	Senioring.	Kjersti Myre	X	X
Hordaland	Overing.	Jorunn Hillestad Sekse	X	X
Hordaland	Avd.ing.	Björg Jakobsen	X	X
Hordaland	Senioring.	Rolf Noreide	X	X
Sogn og Fjordane	Overing.	Sverre Einar Fure	X	X
Møre og Romsdal	Senioring.	Ove Strømme	-	X
Sør-Trøndelag	Senioring.	Svein E. Hove	-	X
Sør-Trøndelag	Senioring.	Per Olav Berg	-	X
Nord-Trøndelag	Overing.	Kjell Eriksen	X	X
Nordland	Overing.	Guttorm Flaathe	X	X
Nordland	Senioring.	Arild Sleipnes	X	X
Troms	Senioring.	Oddbjørn Johnsen	X	X
Troms	Overing.	Linda Hansen Jensen	X	X
Troms	Seksjonsleder	Ole-André Helgaas	X	X
Finnmark	Overing.	Willy Hansen	X	X
Vegdirektoratet	Senioring.	Eldar Høysæter	-	-
Vegdirektoratet	Senioring.	Jomar Tørset	-	-
Vegdirektoratet	Senioring.	John Kjekken	-	X
Vegdirektoratet	Avd.ing.	Adin Hatic	-	-
Vegdirektoratet	Overing	Vesna Randjelovic	-	-
Vegdirektoratet	Senioring.	Håvard Johansen	X	X
Vegdirektoratet	Senioring.	Bjørn Pleyrn Myhr	-	-
Vegdirektoratet	Senioring.	Hermann Bruun	-	X **)
Vegdirektoratet	Senioring.	Roald Aabøe	-	X
Vegdirektoratet	Overing.	Vidar-Ronald Veum	-	-
Vegdirektoratet	Overing.	Egil Haukås	- *)	-
Vägverket Konsult		Rasmus Müller	-	X
Vegdirektoratet	Kursleder	Signe Kirkebø	X	X
Vegdirektoratet	Kursleder	Frode Oset	X	X
Vegdirektoratet	Kurssekretær	Ragnhild Dahl	X	X

*) deltar bare 22/10-02

Foredragsholdere:	Vegdirektoratet	Tor Erik Frydenlund	-	-
	Vegdirektoratet	Finn Fluge	-	x
	Vegdirektoratet	Jan Teigen	-	x
	Vegdirektoratet	John Kjekem	-	-
	Vegdirektoratet	Olav Grindland	-	-
	Vegdirektoratet	Signe Kirkebø	-	-
	Vegdirektoratet	Frode Oset	-	-
	Sogn og Fjordane	Sverre Fure	-	-
	NTNU	Steinar Nordal	-	x **)
	Aas-Jakobsen	Sturla Rambjør	-	-
	Rogaland	Nils Magnar Helle	-	-
	Nord-Trøndelag	Kjell Eriksen	-	-
	Oppland	Gunnar Veastad	-	x
<hr/>				
		Sum rombehov	26	40

****) Ikke røyker rom**



Statens vegvesen

KURS OM SAMVIRKE MELLOM JORD OG KONSTRUKSJON

22. – 23. OKTOBER 2002

QUALITY AIRPORT HOTEL GARDERMOEN

Kursledere: Frode Oset
Signe Kirkebø

Kurssekretær: Ragnhild Dahl

Program tirsdag 22. oktober

Møteleder: Signe Kirkebø

0900 – 0915 Åpning
v/Tor Erik Frydenlund, Vegteknisk avdeling

0915 – 1000 Samvirke jord/konstruksjon; introduksjon
v/Steinar Nordal, Institutt for Geoteknikk, NTNU

- Eksempler
- Stivhetsforhold (konstruksjonens egenstivhet i forhold til jordstivheten, stive kontra fleksible konstruksjoner)
- Jordtrykk (drivende last, stabiliserende jordrespons, deformasjonsavhengighet, hva er ”konservativ” antagelse i det enkelte tilfellet?)
- Beregningsmetoder (håndberegning, rammeanalyser hvor jorden representeres som Winklerfjærer og laster, samvirkeanalyser)

1000 – 1015 Pause

1015 – 1100 Jordmodellering
v/Steinar Nordal, Institutt for Geoteknikk, NTNU

- Lastavhengig jordrespons (drenert/langtid, udrenert/korttid, statisk, syklisk)
- Jordmodeller (styrkebegrep, deformasjonsegenskaper, lineære/ikke-lineære modeller)
- Parameterbestemmelse for ulike jordarter (lab.forsøk, feltforsøk, empirikk),
- Winklerfjærer

1100 – 1130 Pause m/kaffe

- 1130 – 1200 **Konstruksjoners egenstivhet og kapasitet – stål og betong**
v/Finn Fluge, Vegteknisk avdeling
- Typiske arbeidskurver
 - lineær, ikke-lineær
 - tøyingsbidrag; kort tid (elastisk, plastisk), lang tid (kryp)
 - sekant E-modul
 - variasjoner for betong (tilslag, tilsetningsstoffer, ..)
 - Tverrsnittsvariasjoner
 - Korrosjon av stål (levetidsbetraktninger)
 - Opprissing av betong i strekksonen
 - Tverrsnittets momentkapasitet - armerte betongkonstruksjoner
 - Før og etter opprissing i strekksonen
 - Etter knusning i trykksonen
 - Valg av bøyestivhet EI og aksialstivhet EA i numeriske analyser
- 1200 – 1230 **Eksempler på tids- og lastavhengig betongoppførsel hentet fra analyser av Puttesund bru.**
v/Jan Teigen, Bruavdelingen
- 1230 – 1330 **Lunsj**
- Møteleder: Frode Oset**
- 1330 – 1415 **Regelverk og sikkerhetsfilosofi**
v/John Kjekken, Bruavdelingen
- 1415 – 1430 **Pause**
- 1430 – 1515 **Løsmassetunnel; Eggemarka – rammeanalyser med STAAD**
v/Nils Magnar Helle, Rogaland vegkontor
- Presentasjon av prosjektet
 - Løsningsvalg ("Cut and cover" betongtunnel med inntil 25 m jordoverlagring)
 - Prosjektering, dimensjonering (arbeidsgang, spesielle forutsetninger, ..)
 - Analyser med STAAD
 - Modell: Bjelkeramme, Winkler-jordfjærer, jordlaster
 - Valg av konstruksjonens geometri og egenstivhet
 - Snittkrefter og deformasjoner fra analysene
- 1515 – 1545 **Pause m/kaffe**
- 1545 – 1645 **Løsmassetunnel; Eggemarka – samvirkeanalyser med PLAXIS**
v/Signe Kirkebø, Vegteknisk avdeling
- Grunnforhold og jordparametere
 - Valg av jordlaster og Winklerfjærer i STAAD
 - Samvirkeanalyser med PLAXIS – elementmodell, lasthistorie, ...
 - Sammenligning av resultater fra STAAD og PLAXIS
 - Demonstrasjon av PLAXIS-analyse
- 1645 – 1700 **Spørsmål/diskusjon**
- 2000 **Middag**

Program onsdag 23. oktober

Møteleder: Eldar Høysæter

- 0830 – 0915 Løsmassetunnel Eggemarka; Verifisering i byggefasen
v/ Frode Oset, Vegteknisk avdeling og Kjell Eriksen, Nord-Trøndelag vegkontor
- Verifisering av forutsetninger (Komprimeringskontroll, platebelastningsforsøk, ...)
 - Instrumentering

0915 – 0930 Pause

- 0930 – 1000 Praktiske erfaringer; Brudd i Høgenhei løsmassetunnel
v/Finn Fluge, Vegteknisk avdeling

1000 – 1030 Pause m/kaffe

- 1030 – 1115 Støttmurer i betong; dimensjoneringsfilosofi
v/Sturla Rambjør, Aas-Jakobsen
- dimensjonering i bruddgrensetilstanden
 - rissviddekontroll i bruksgrensetilstanden

1115 – 1215 Lunsj

Møteleder: Frode Oset

- 1215 - 1300 Tørrmurer; Praktiske erfaringer. Fundamentering av landkar på tørrmur.
v/Sverre Fure, Sogn og Fjordane vegkontor

1300 – 1315 Pause

- 1315 – 1445 Landkarløse bruer; Prinsipp og fordeler/ulemper
v/Olav Grindland, Bruavdelingen

- 1445 – 1415 Landkarløse bruer; Praktiske erfaringer, prosjekteksempel
v/Gunnar Veastad, Oppland vegkontor

1415 – 1430 Oppsummering, avslutning

1

Steinar Nordal:
Samvirke mellom jord og konstruksjon

Introduksjon

Litt om bæreevne

Litt om jordtrykk

Noen konklusjoner

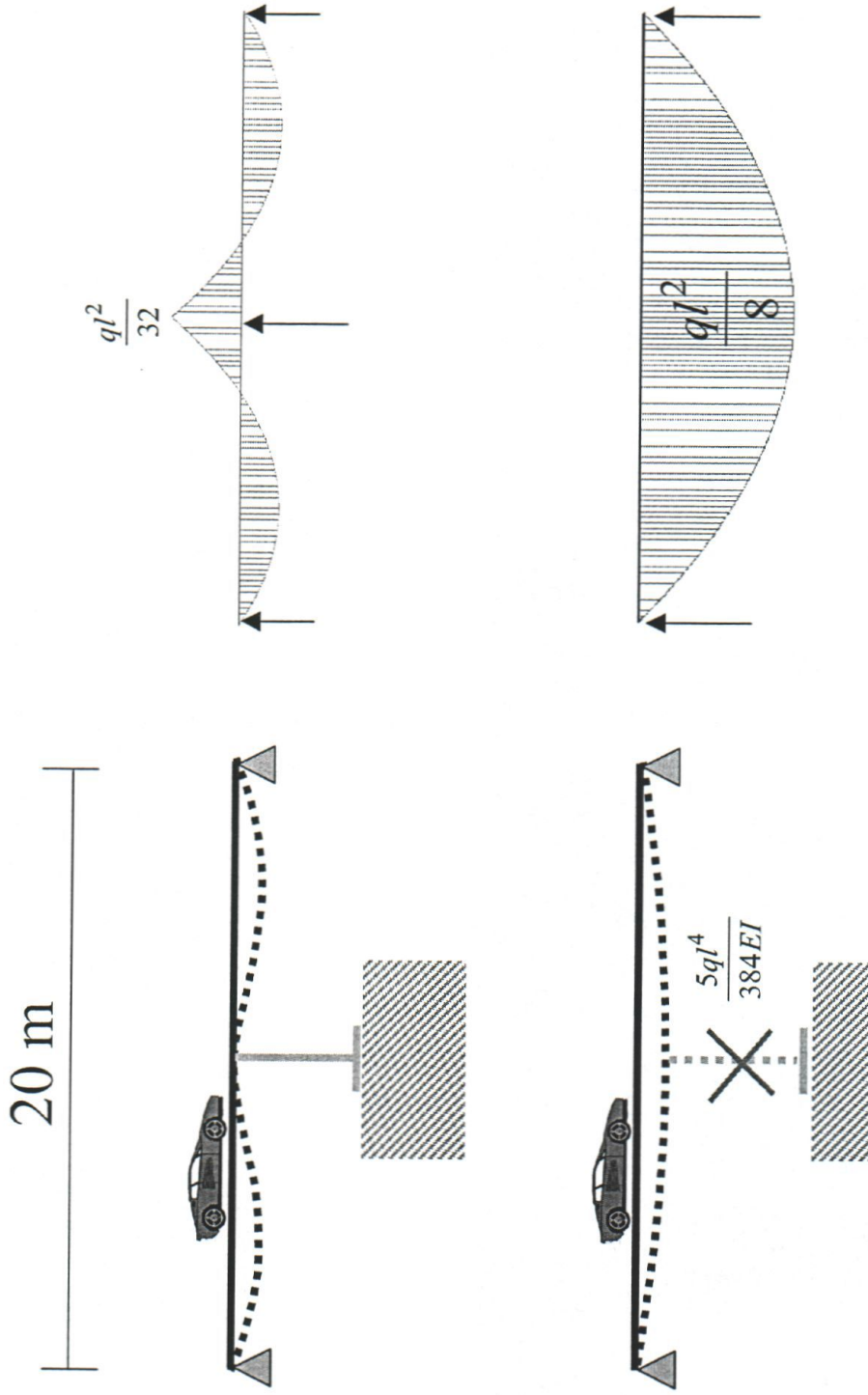
Samvirke - Introduksjon



Jord / konstruksjon i komplekst samvirke:

- Ulik styrke og stivhet påvirker kraftopptak og spenningsfordeling
- Optimal utnyttelse av både jord og konstruksjon er ønskelig

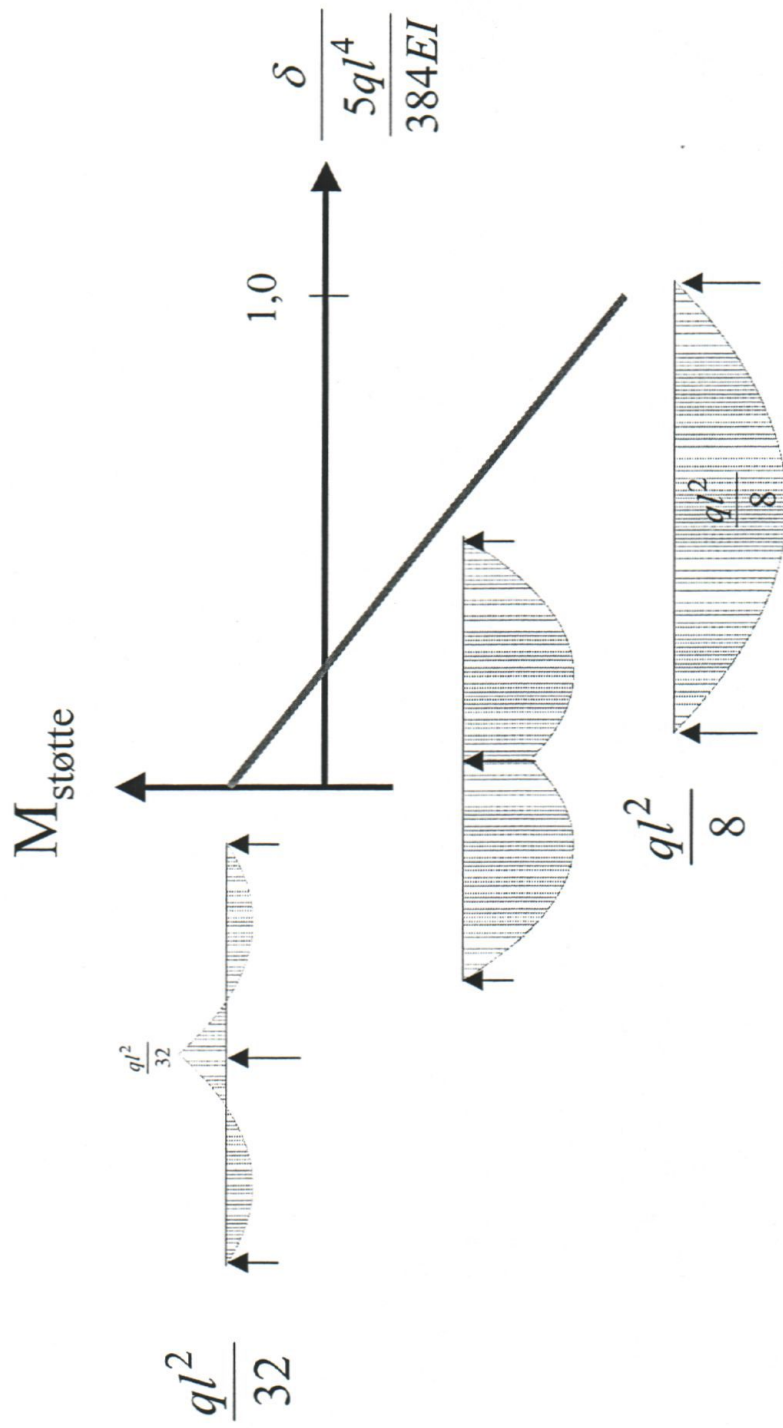
Bruplate på sviktende opplager:



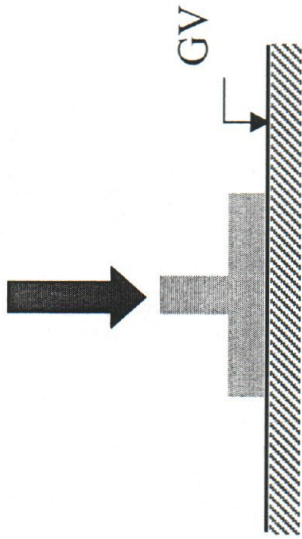
Bruplate på sviktende opplager:

$$\frac{5ql^4}{384EI} = 160 \text{ mm}$$

Referansetilfelle: 0,5m tykk normalarmert betongplate, $q = 20 \text{ kPa}$:

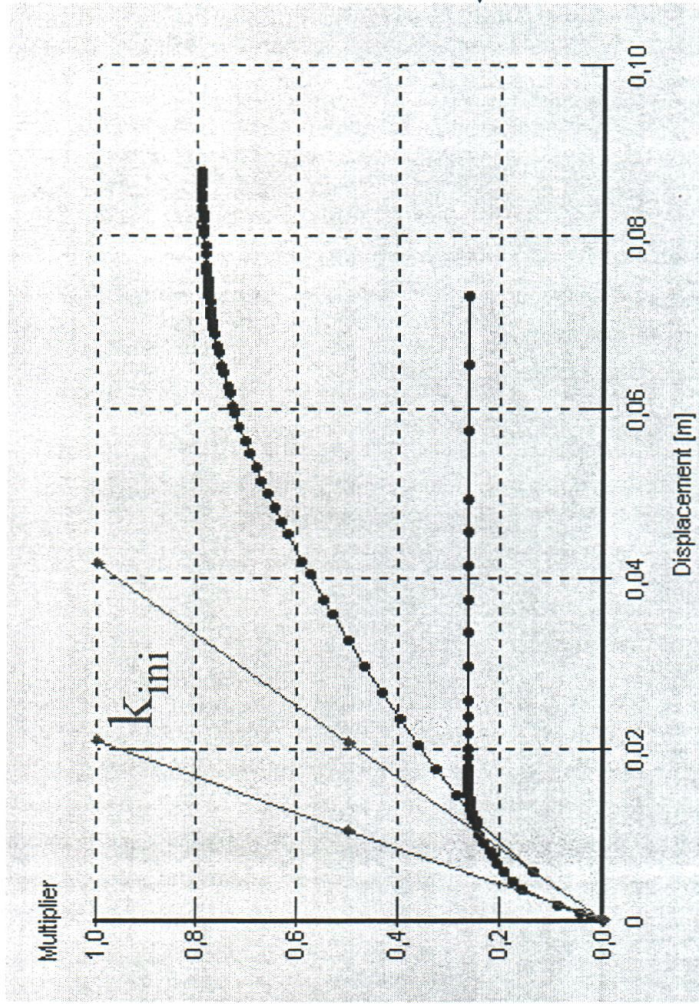


Last - deformasjon for fundament



Fundament: $B = 2 \text{ m}$
 $L = \text{stor}$
Leire: $E = 5 \text{ MPa}$
 $\nu = 0,35$
 $\phi = 20^\circ$
 $c = 5 \text{ kPa}$

Tykkelse av leirlag: 3 m

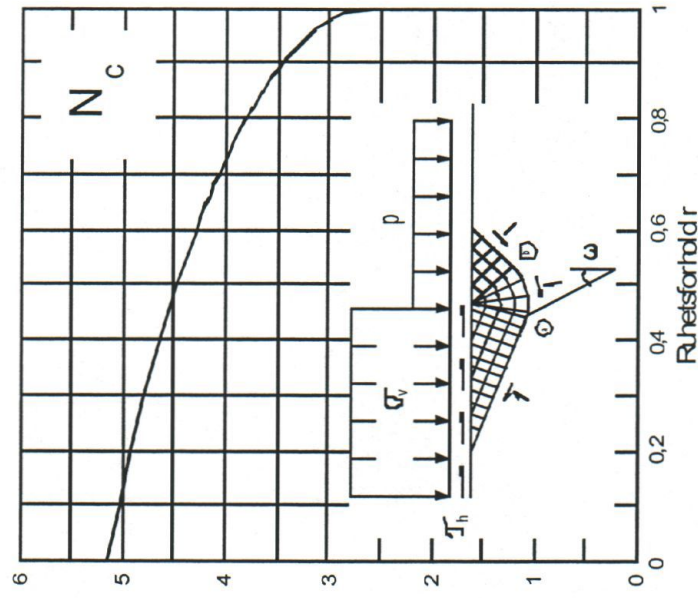


Drenert: $q_{ult} = 120 \text{ kPa}$
 $k_{ini} = 7 \text{ kN/mm}$

Udrenert: $q_{ult} = 40 \text{ kPa}$
 $k_{ini} = 14 \text{ kN/mm}$

- Udrenert bæreevne, gitt ved lineær bæreevnekoefisient N_c og initielt effektivspenningsnivå, $s_u = 0,25 p_0$ gir relativt liten bæreevne.

- Stivheten av “fanget” vann øker initiell stivhet



$$\sigma_{vn} = \sigma_v - p$$

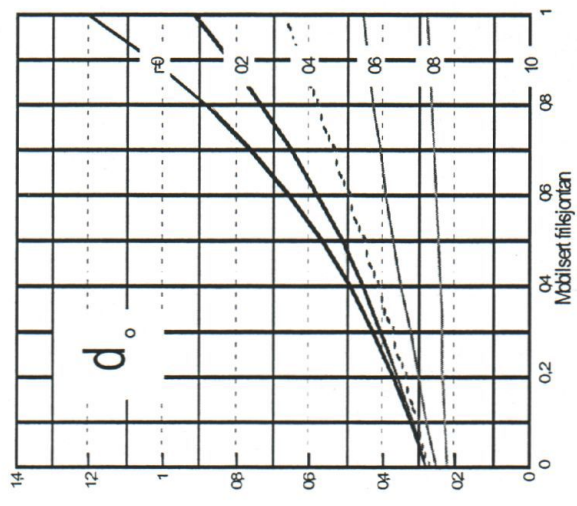
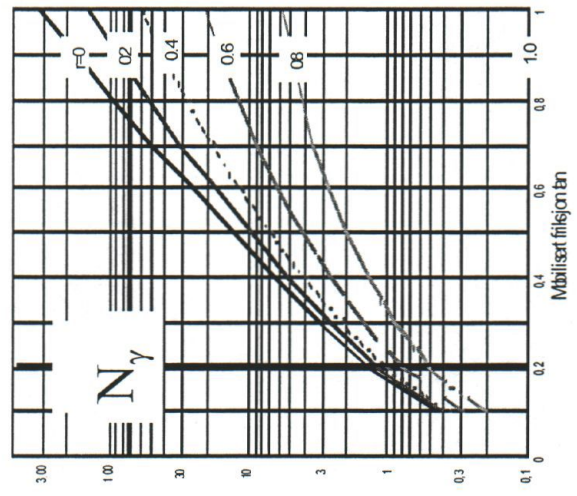
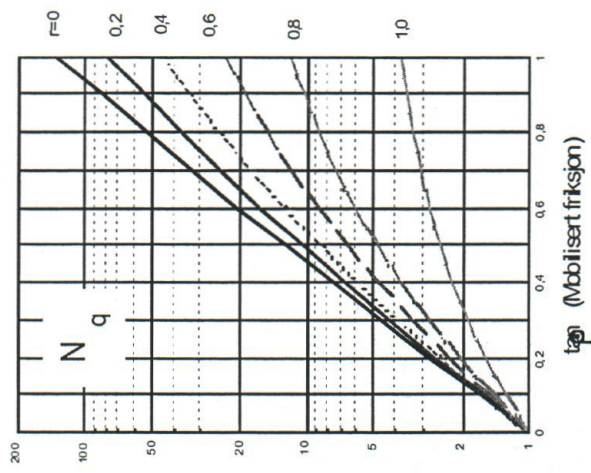
$$\sigma_{vn} = N_c \cdot \tau_c$$

$$\tau_h = r \cdot \tau_c$$

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

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

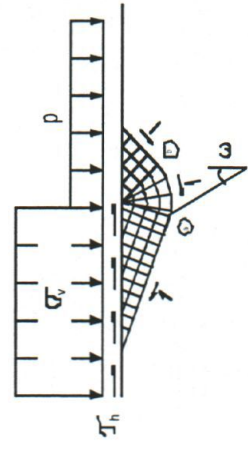
- Drenert bæreevne, gitt ved logaritmiske bæreevnekoefisienter N_q og endelig effektivspenningsnivå, gir relativ høy bæreevne:
- Unnslippende vann øker volumkompressibiliteten og senker initieell stivhet



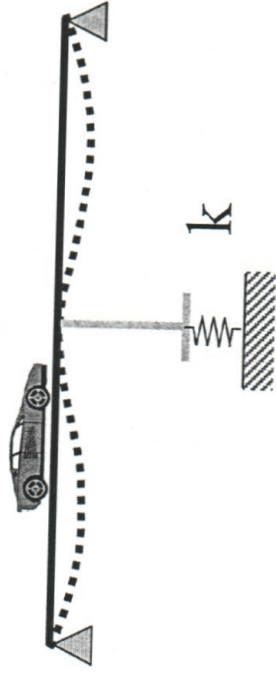
$$\sigma'_{vn} = (N_q - 1)(p' + a + \gamma \cdot d_o \cdot B_0)$$

$$\sigma'_v = \sigma_{vn} + p'$$

$$\tau_h = r \cdot \tan \rho (\sigma'_v + a)$$

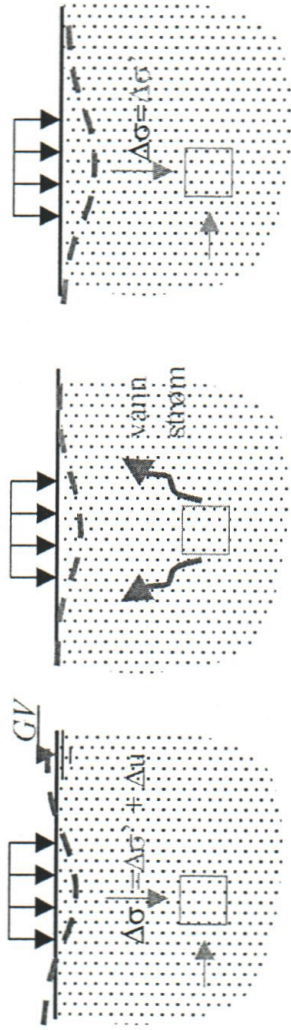


Fundamentstivhet, k , for midtsøyle

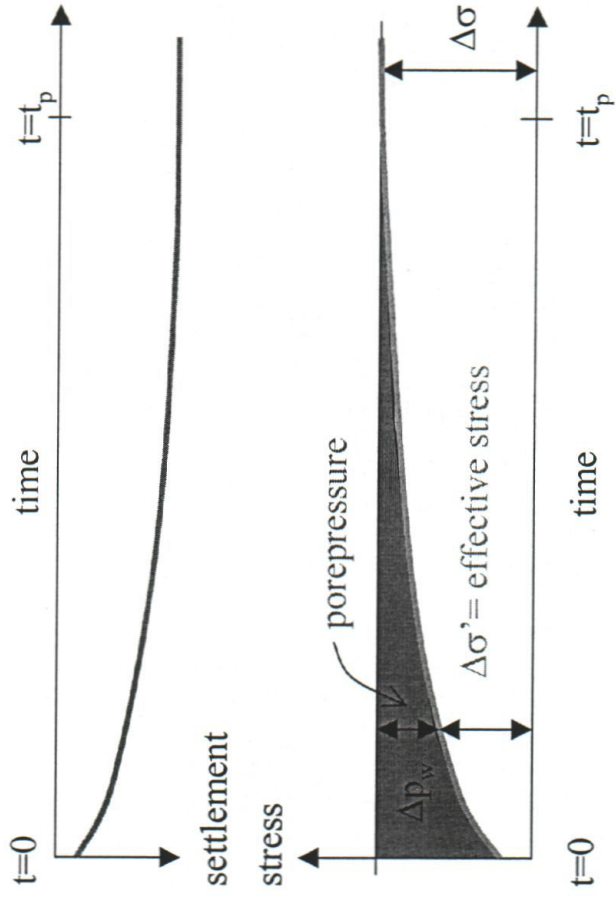


- “Fjærstivhet”, k , avhenger av:
- **Grunnforhold**
 - Lastnivå (ikke-lineær respons)
 - Tid (leire): - Kort tid (udrenert)
- Lang tid (drenert)

Udrenerte og drenerte forhold:

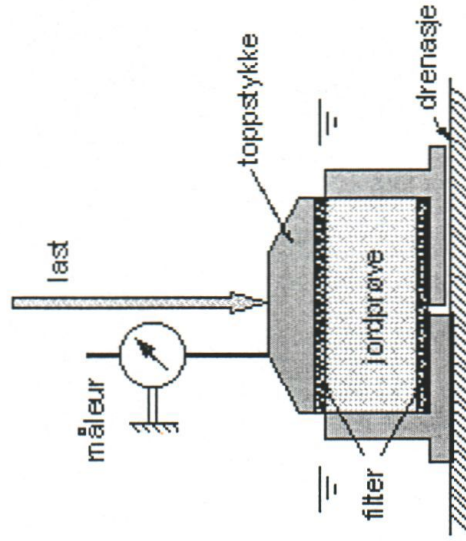


Udrenert \rightarrow Dissipasjon \rightarrow Drenert
Kort tid



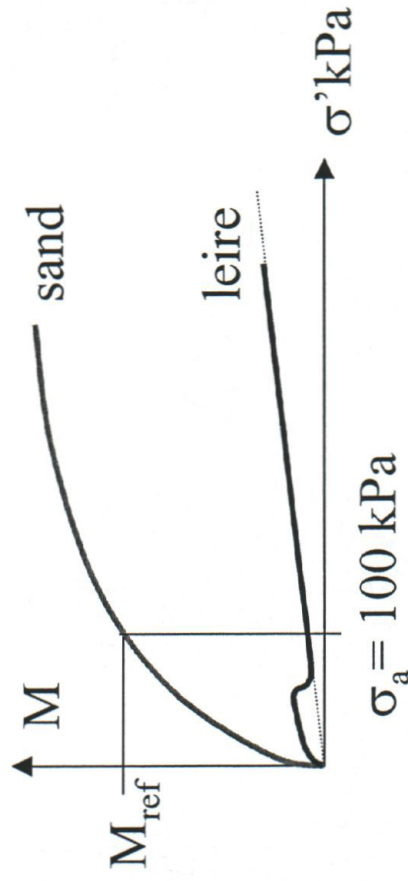
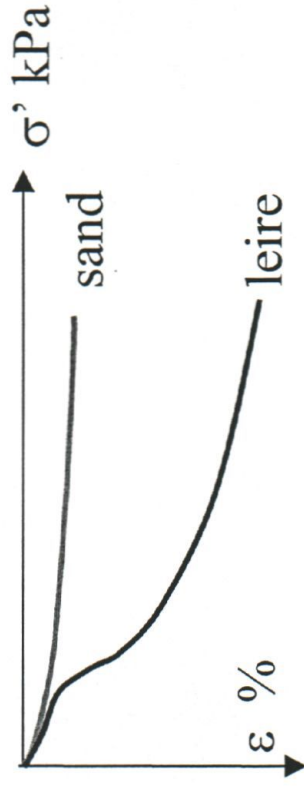
LEIRE: t_p stor
(dager måneder, år)
SAND: t_p liten
(sekunder,
minutter, timer)

Spenningsavhengig stivhet, ødometer:

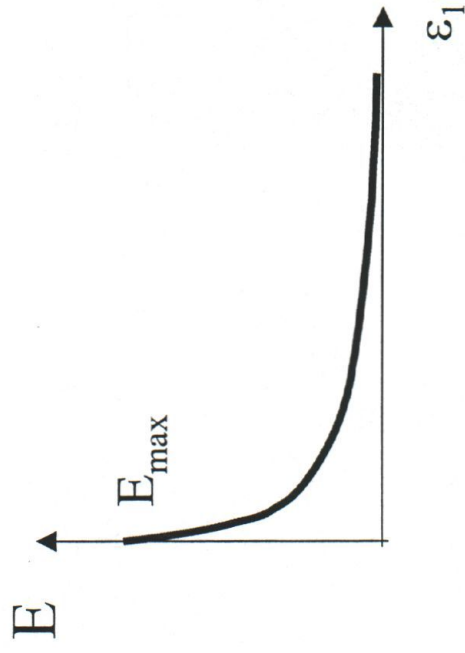
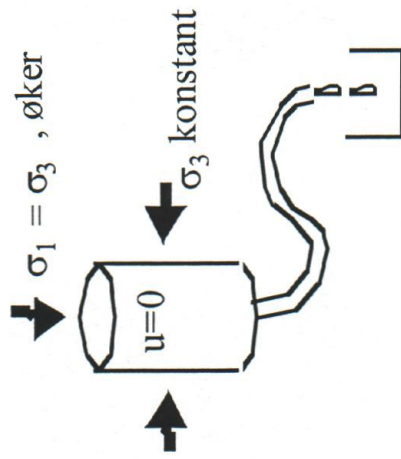
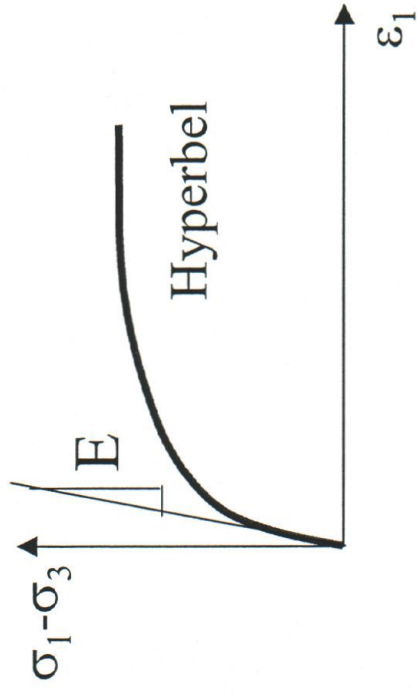
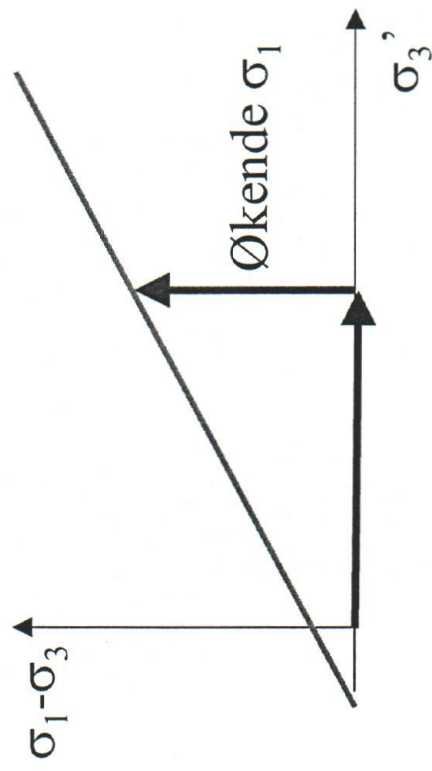


Leire: $M = M_{ref}(\sigma' / \sigma'_a)$

Sand: $M = M_{ref}(\sigma' / \sigma'_a)^{0,5}$

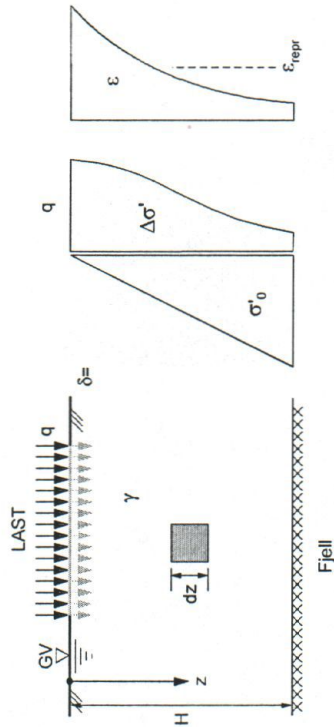


Mobiliseringsavhengig stivhet, treaks:



• Tradisjonell metode for bestemmelse av drenerte fjærstivheter:

- 1 Antar akseptabel spenningsnivå gjennom bæreevneanalyse
- 2 Foretar en setningsberegning for gitt last basert på ødometermoduler
- 3 Beregner fjærstivhet som: $k = F/\delta$, [kN/m] eller $k = q/\delta$, [kPa/m]

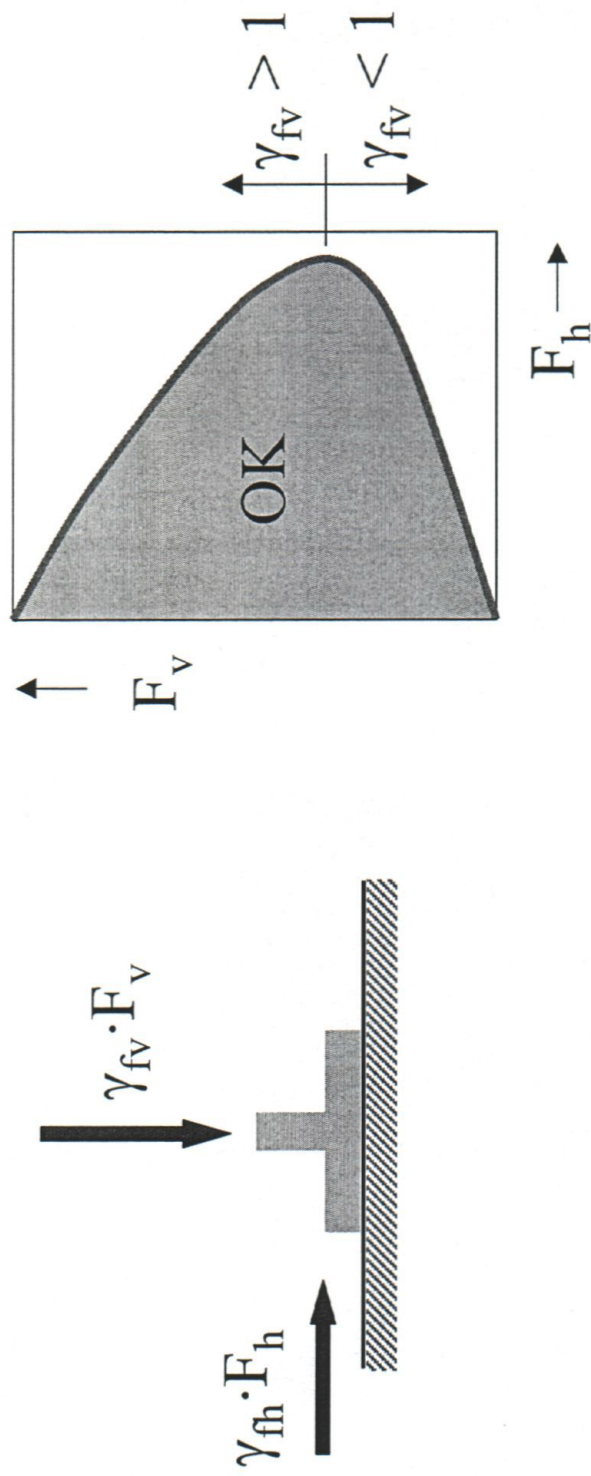


$$\delta = \int_z \epsilon_z dz = \iint_{z\sigma'} \frac{d\sigma'}{M} dz$$

Fjærstivhet (grovt):

$$k = \frac{q}{\delta} = \frac{q}{\frac{\Delta\sigma'}{M} H} = F_{\sigma H} \frac{\bar{M}}{H} = F_{\sigma B} \frac{\bar{M}}{B} \approx \frac{\bar{M}}{B}$$

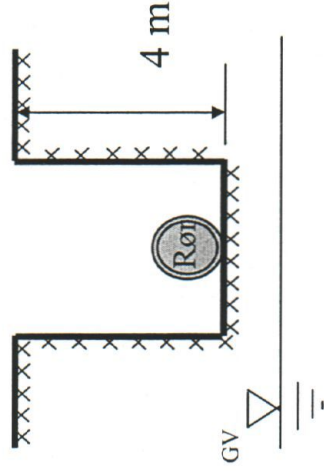
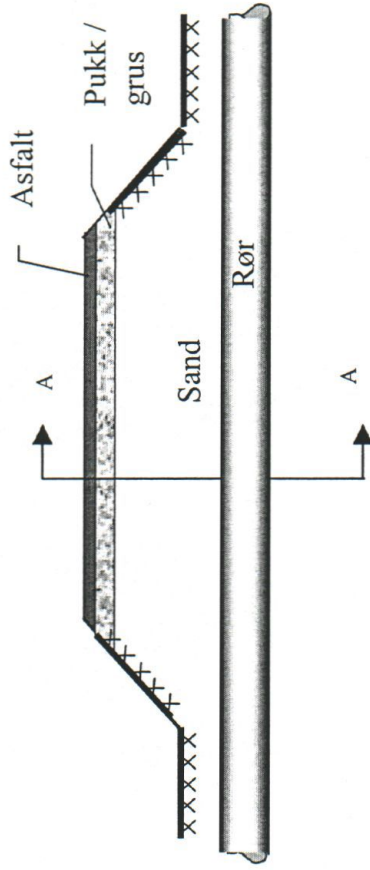
For friksjonsmaterialer er virkning av last- og materialfaktorer uoversiktlig :



Relative stivheter utfordrer Eksemplifisert som følger:

Stål:	210 000 MPa
Betong:	20 000 - 35 000 MPa
Fast sand, små tøyninger:	300 MPa
Fast sand, store tøyninger:	30 MPa
Fast leire:	10 MPa
Bløt leire:	1 MPa

Nedgravd stikkrenne / rør i sand under veg



Alt 1 Betong:

Diameter: $D = 90 \text{ cm}$

Tykkelse: $t = 5 \text{ cm}$

E-modul: $E = 25 \text{ GPa}$

Tverrkontr.: $\nu = 0.25$

Flytespenning: $\sigma_y = 36 \text{ MPa}$

Alt 2 PVC:

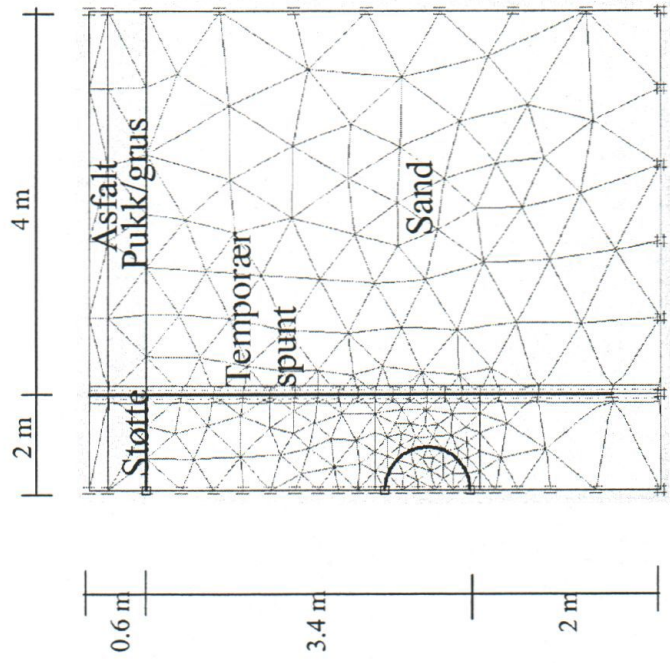
$t = 2 \text{ cm}$

$E = 2,8 \text{ MPa}$

$\nu = 0.2$

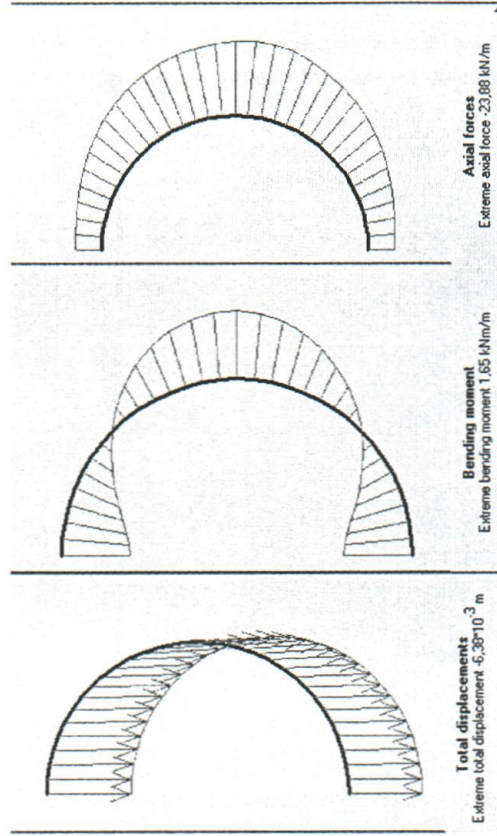
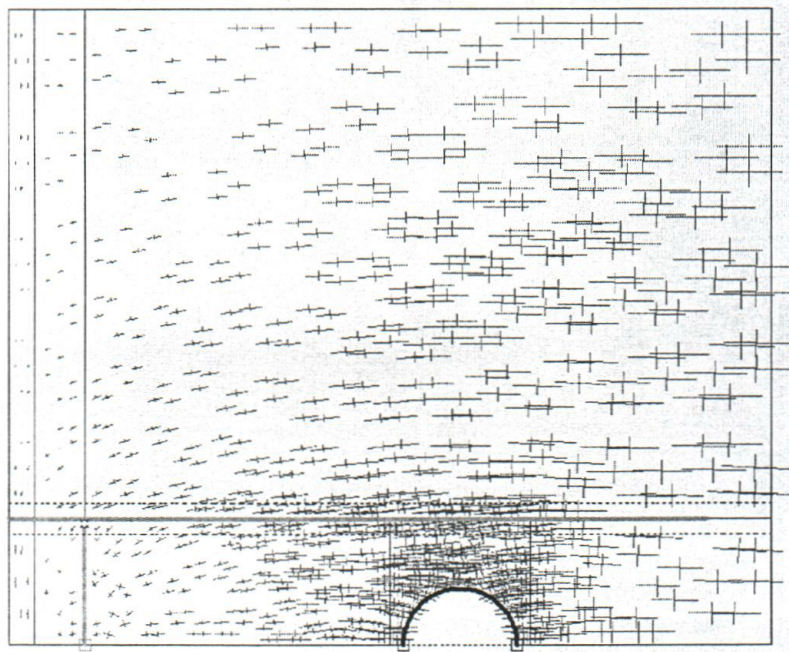
$\sigma_y = 14 \text{ MPa}$

Stivt og fleksibelt nedgravd rør i sand under vei:



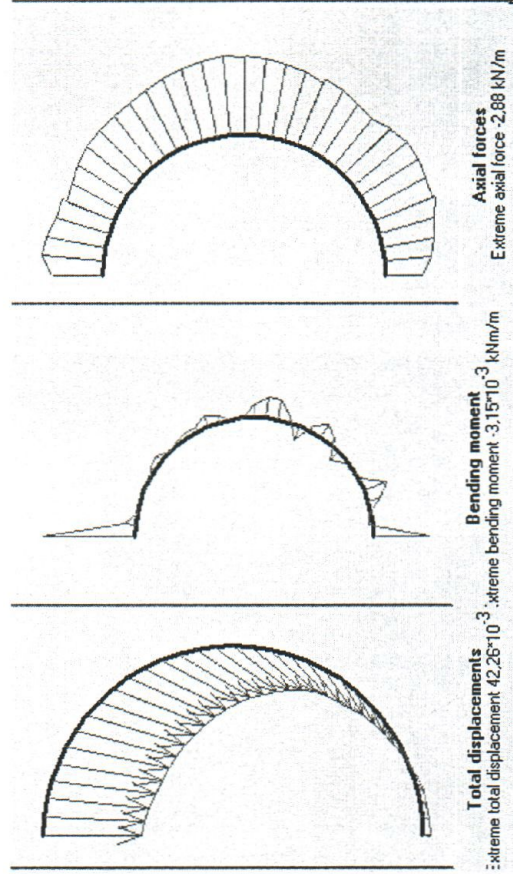
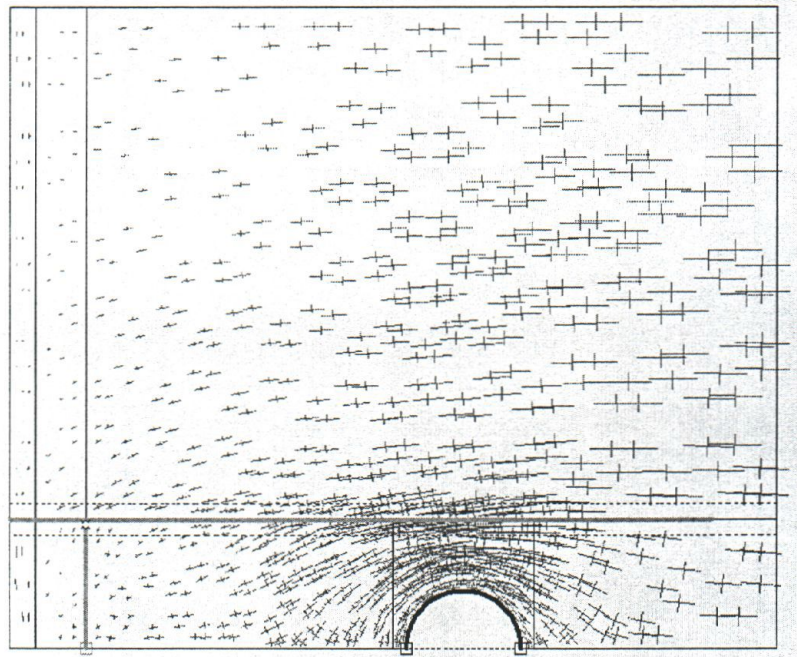
- 1 Excavation of ditch. Install sheet pile walls and a horizontal support.
- 2 Install concrete pipe. Backfill soil to level of horizontal support
- 3 Concrete pipe case: Remove wall and support and complete the refilling of sand.
- 4 Restart from 1). Install PVC pipe. Backfill soil to level of horizontal support.
- 5 PVC pipe case: Remove wall and support and complete the refilling of sand.

Beregningsresultater betongrør:



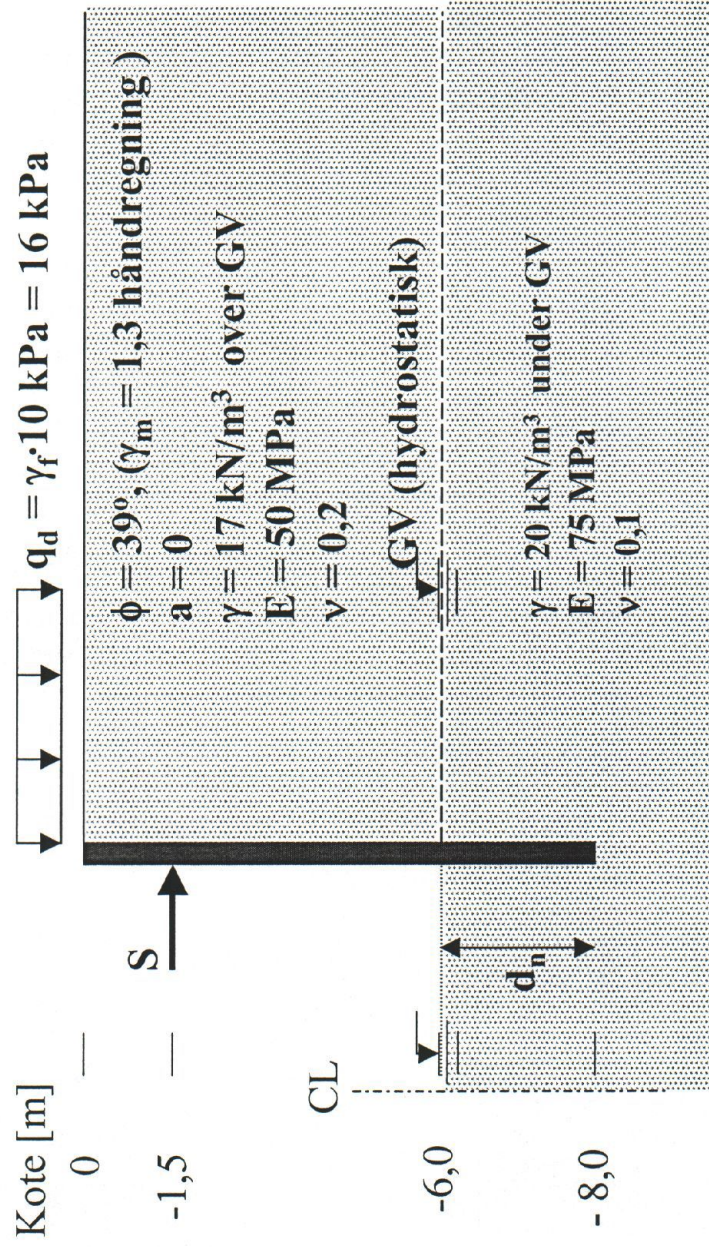
Det stive røret trekker til seg spenninger og krefter:
Maksimalt bøyemoment = 1,65 kNm/m
Maksimal aksialkraft = 24 kN/m

Beregningsresultater PVC rør:

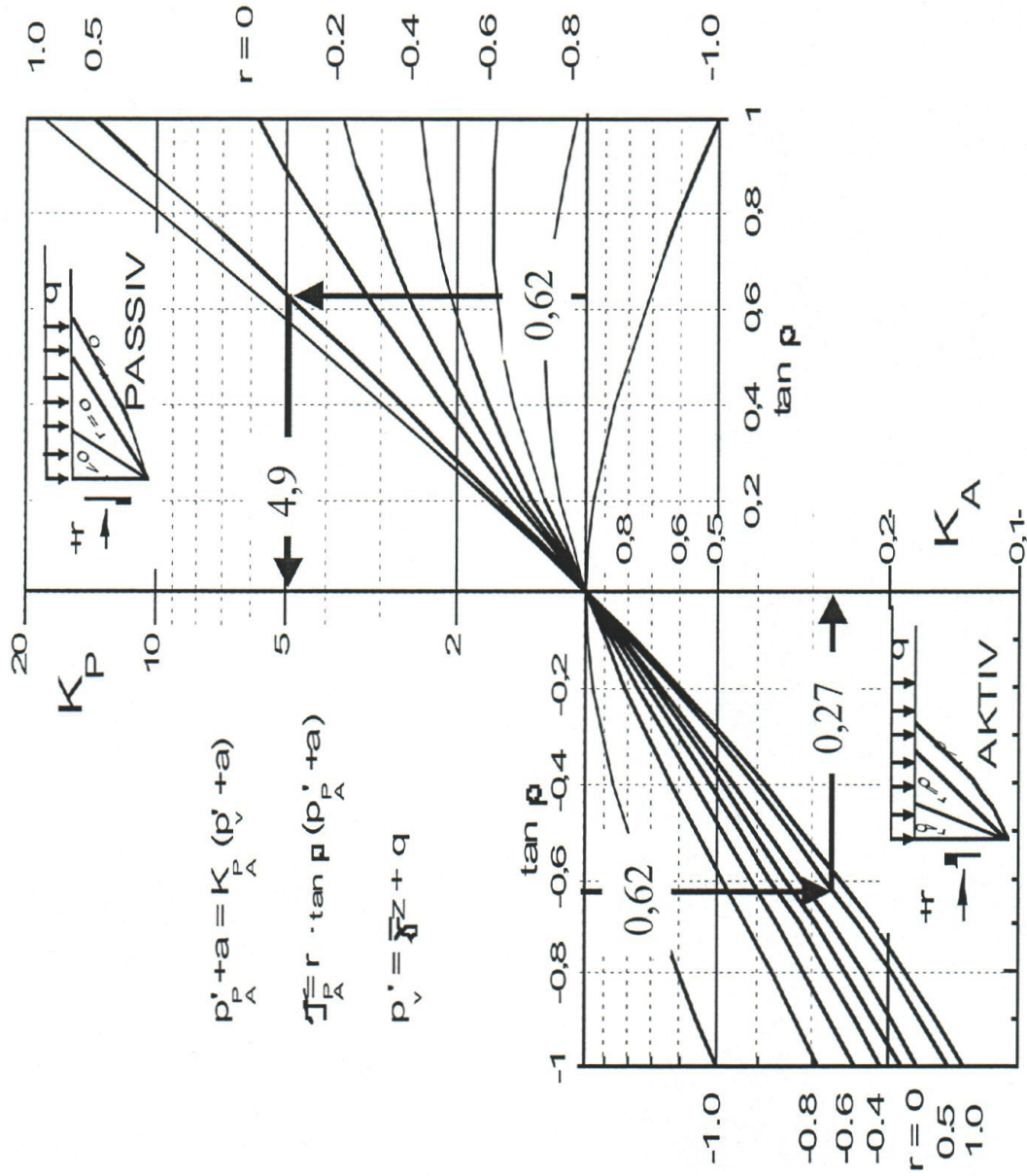


Betydelig "arching", PVC rør lite påkjent
Maksimalt bøyemoment = 0,003 kNm/m
Maksimal aksialkraft = 3 kN/m

Spuntvegg med en støtte:

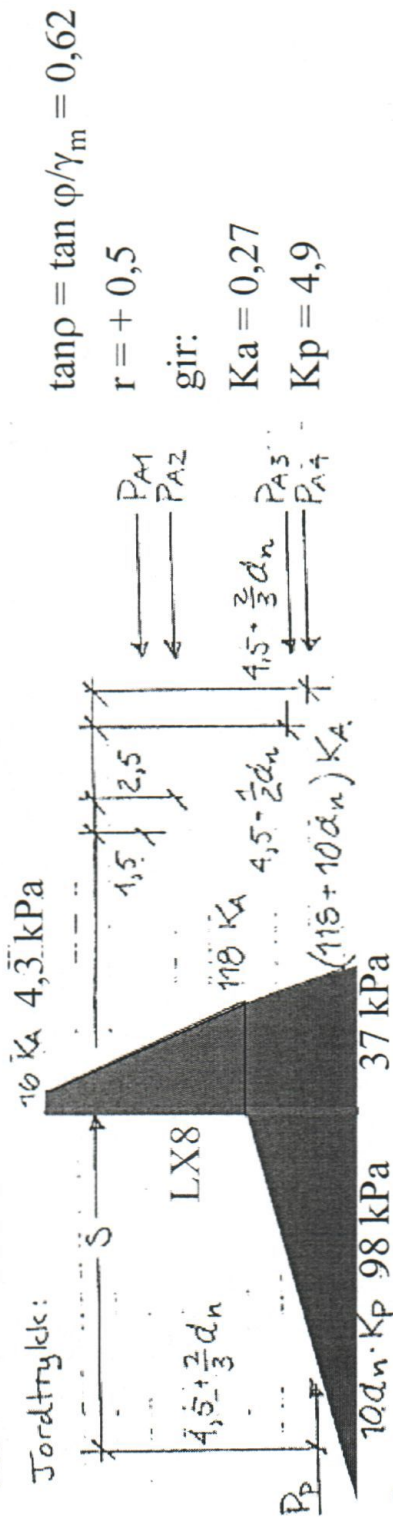


JORDTRYKKKOEFFISIENTER (AKTIV-PASSIV)



Spuntvegg med en støtte, Håndregning:

HÅNDRREGNING FOR SPUNT-DESIGN:



MAKSIMALT MOMENT:



Håndregning gir først $d_n = 2,1$ m deretter:

Maksimalt moment: $M_{maks} = 103 \text{ kNm/m}$

Maksimal støttekraft: $S = 72 \text{ kN/m}$

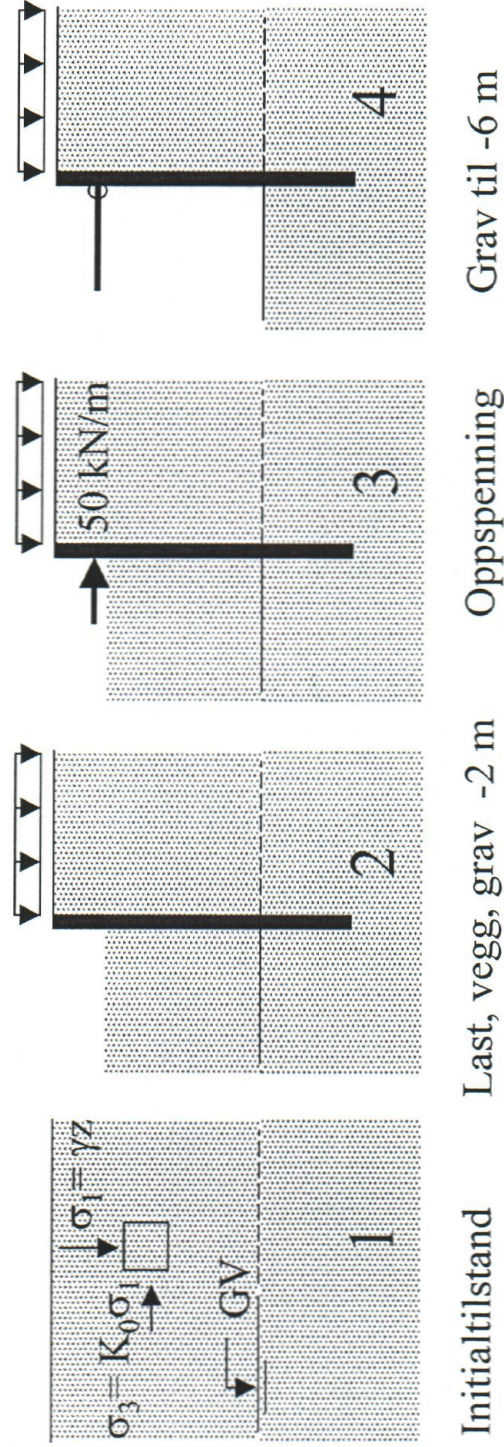
Materialparametre for FEM (lineært elastisk - MC plastisk):

Mest sannsynlige, faktisk opptredende verdier, ($\gamma_m = 1$), eksempelvis:

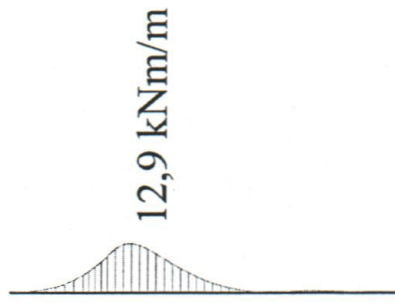
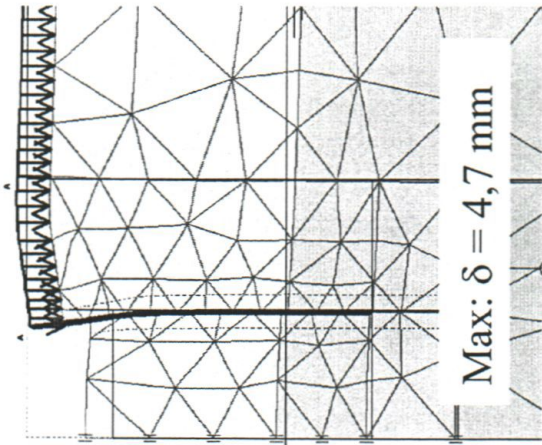
$$\tan\varphi = 39^\circ, E_{\text{jord}} = 50 - 75 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{y \text{ stål}} = 200 \text{ MPa}, E_{\text{stål}} = 210 \text{ GPa},$$

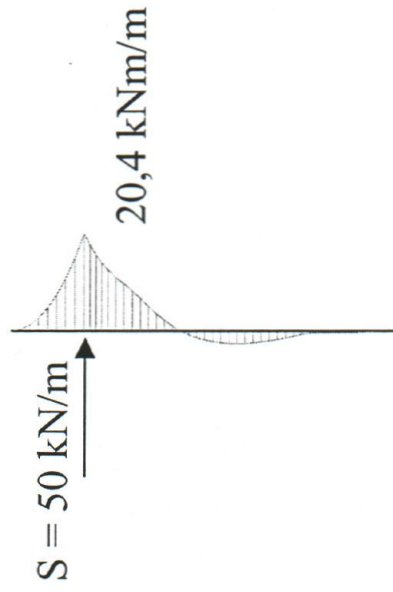
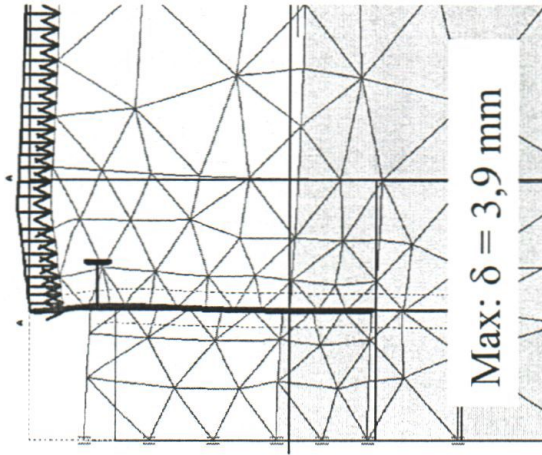
Beregningsfaser (“best mulig simulering av realitetene”):



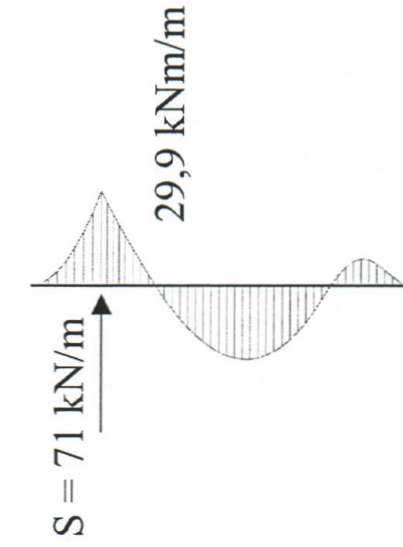
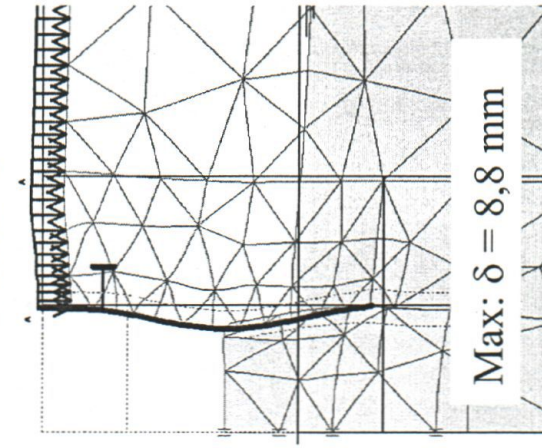
Fase 2



Fase 3

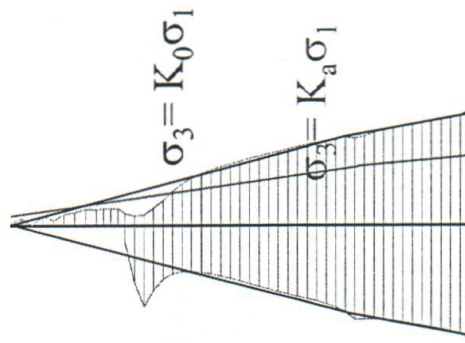
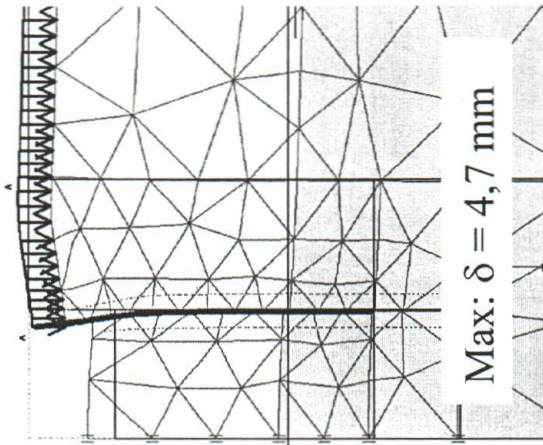


Fase 4

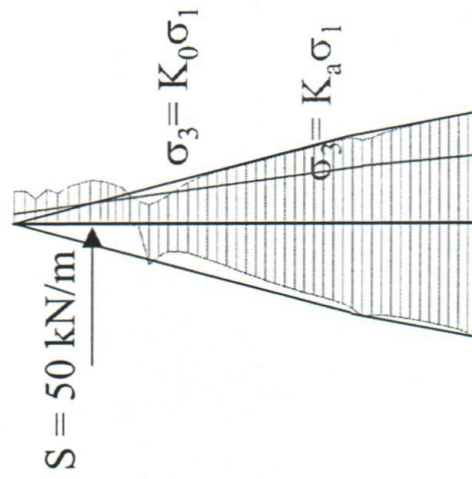
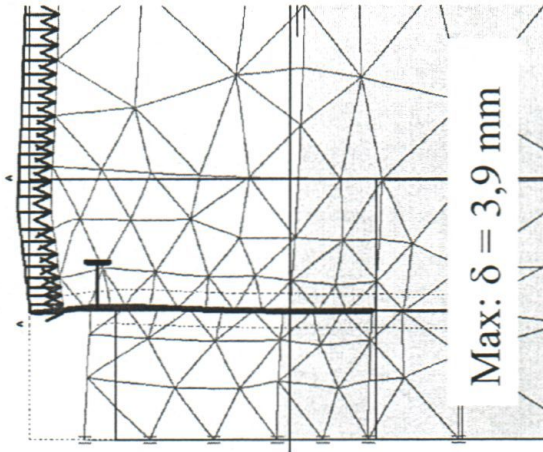


$$(M_{\text{flyt}} = W \cdot \sigma_d = 830 \text{ cm}^3/\text{m} \cdot 200 \text{ N/mm}^2 = 166 \text{ kNm/m})$$

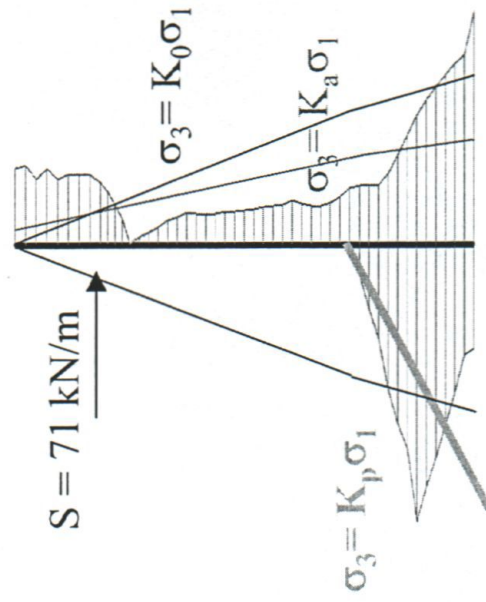
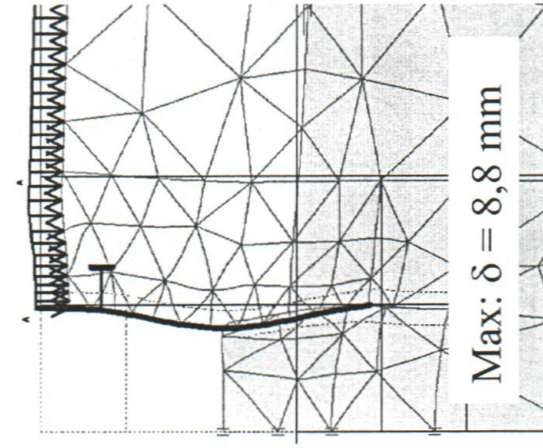
Fase 2



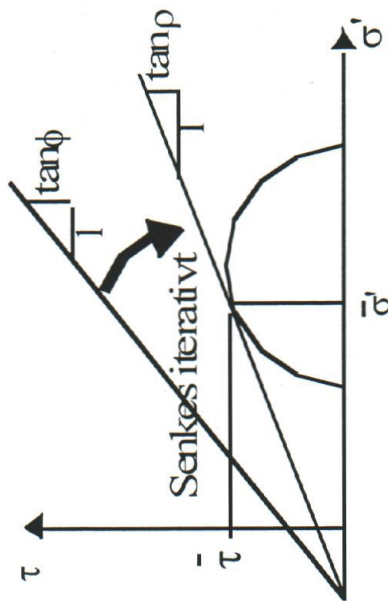
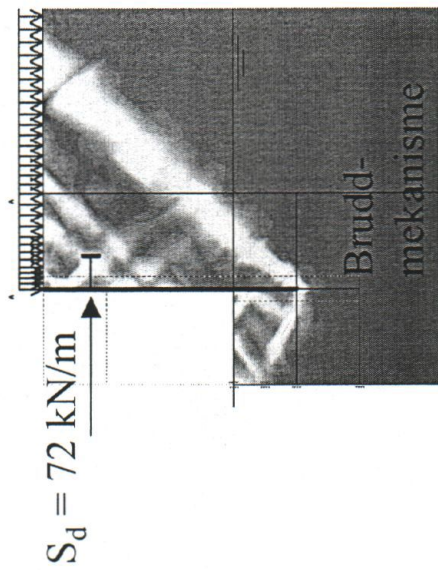
Fase 3



Fase 4

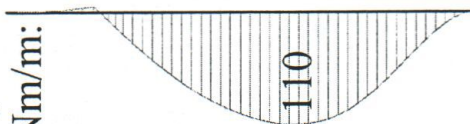


Verifisering av bruddgrensekapasitet ved c-i reduksjon:

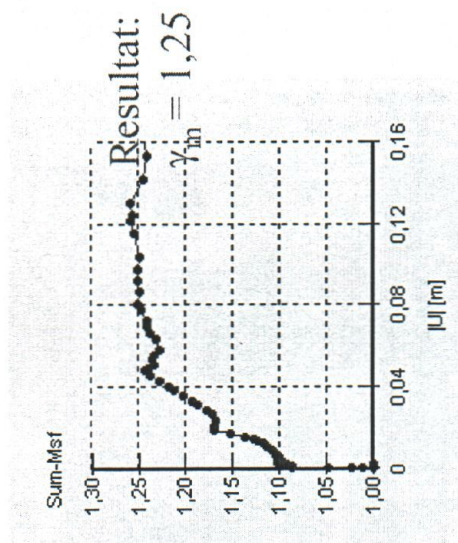
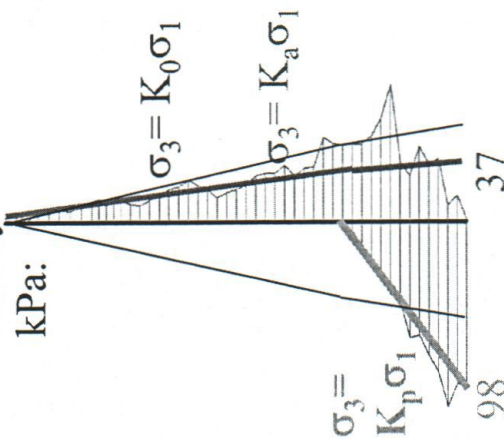


Algoritme for c-fi reduksjon i PLAXIS

Bøyemoment

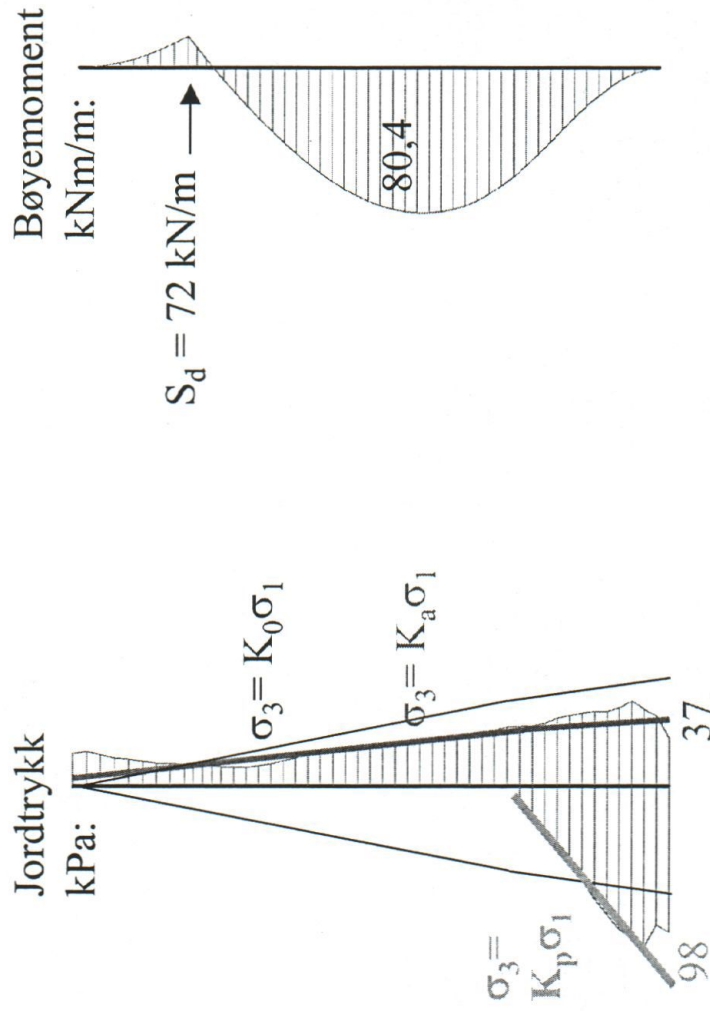
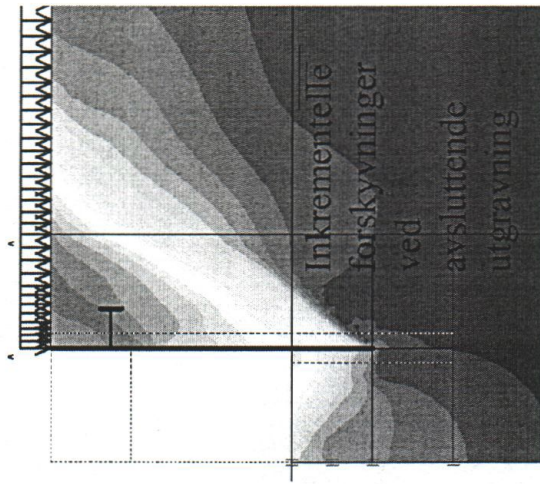


Jordtrykk



Verifisering av bruddgrensekapasitet ved nedskalert bruddstyrke som input, $\tan\phi = \tan\phi/1,3$ (Forskyvninger blir irrelevante, kun en likevektsberegning):

Beregningen konvergerer for full utgravning, men med svært lav gjenstående stivhet: 1,6%



Samvirkeproblemer, konklusjon:

- Håndregning anbefales for oversikt, overslag og kontroll
- FEM beregning er ønskelig og et godt redskap for samvirkeanalyse
- (Men - , en bør helst bruke “avanserte jordmodeller”)
- Integreert analyse av jord og konstruksjon er et mål



Samvirkeproblemer, konklusjon:

- BRUKSGRENSETILSTAND (primært en deformasjonsberegning):
 - Simuler de faktiske forhold gjennom hele byggeprosessen
 - Bruk mest sannsynlige materialparametre for både for styrke og stivhet.
 - Bruk lastfaktorer når dette er et krav i standarden og er rimelig
 - Bruk som en hovedregel aldri lastfaktorer på egenvekt av jord og vann.
 - Foreta alltid beregninger med flere parametersett for å studere følsomhet i resultater



Samvirkeproblemer, konklusjon:

- BRUDDGRENSETILSTAND 2 (For dimensjoner på stål, betong, etc.)
 - En såkalt C-fi reduksjon *kan* verifisere en bruddtilstand med brukbare resultater (jfr. viste spunt), men analysen er krevende og etter min erfaring, lite stabil for komplisert samvirke, (langt enklere ved skråningsstabilitet etc. uten strukturelementer, ankere etc.)
 - Alternativt kan en tenke seg en analyse med input av reduserte materialparametre definert av materialfaktorer > 1 . Analysen blir da en ren likevektsberegning med gale forskyvninger. Løsningen trenger ikke være unik. Situasjonen blir fort uoversiktlig og underlige resultater kan oppstå i ikke-lineære analyser av statisk ubestemte problemer. Brukt med varsomhet kan analysen være av interesse, mellom annet for å se på ulineariteten i sikkerhetsmarginene.

Samvirkeproblemer, konklusjon:

- BRUDDGRENSETILSTAND 1 (For dimensjoner på stål, betong, etc.)
 - I kompliserte samvirkeproblemer bør en alltid, også i bruddgrensetilstand, gjennomføre en analyse med mest sannsynlige materialparametre og forsøke å simulere realia så godt som mulig i en FEM analyse.
 - En bør foreta flere slike beregninger for å dekke den mest aktuelle parameter variasjon og se på følsomheten i beregningsresultatene
 - Snittresultanter (momenter, skjærkrefter, aksialkrefter etc.) bør tas ut i kritiske snitt og oppskaleres med høvelig materialfaktor (minimum 1,25 ?).
 - For strukturen er denne prosedyren kjent fra kompliserte, ikke-lineære analyser. (Innebærer eksempelvis å dimensjonere for opptredende snittkrefter, men å øke armeringen med minimum 25% - Ref.: Anton Gjørven, Norconsult)

2



Statens vegvesen

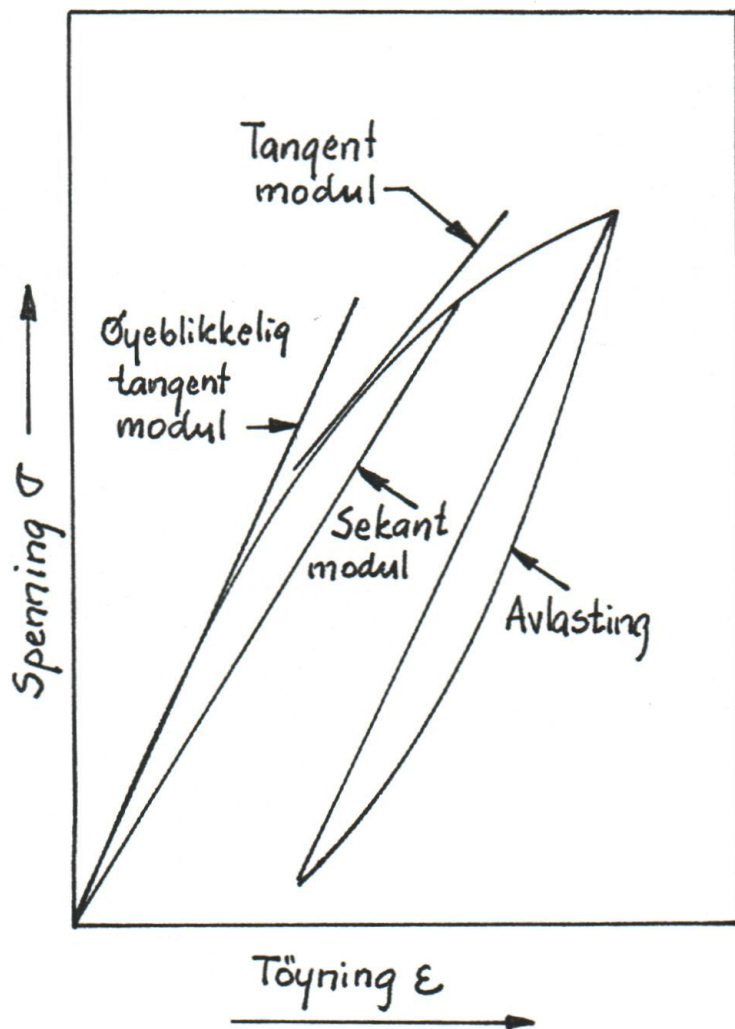
SK-kurs om
Samvirke mellom jord og konstruksjon
22. - 23. oktober 2002
Quality Airport Hotel, Gardermoen

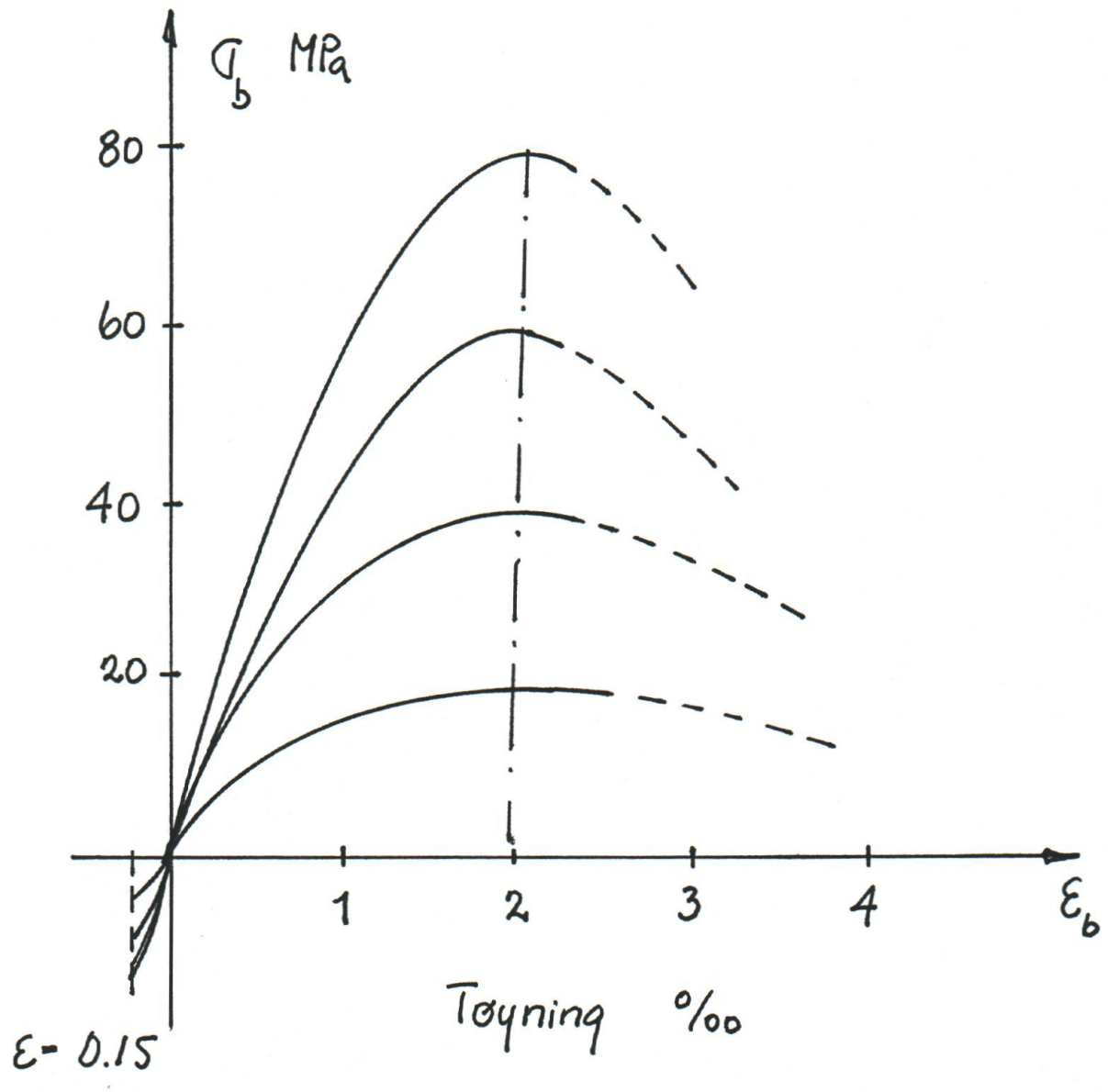
Konstruksjoners egenstivhet og kapasitet

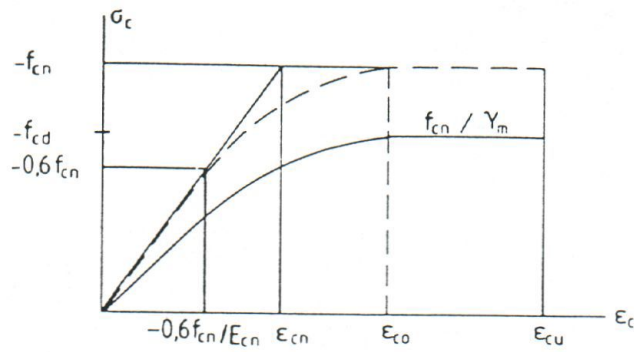
Finn Fluge
Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling

TYPISKE ARBEIDSKURVER

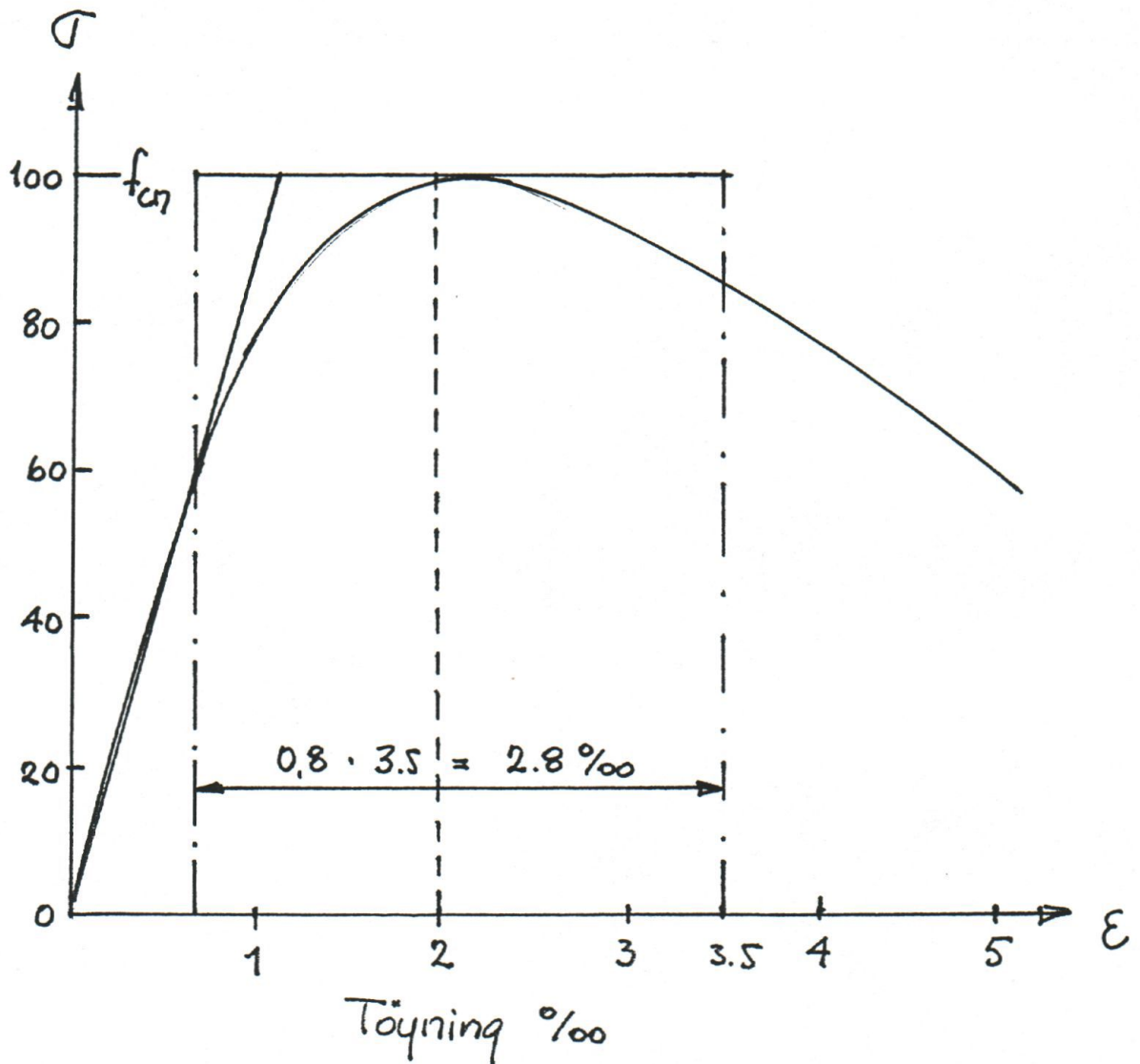
- **Lineær – ikke-lineær**
- **Tøyningsbidrag**
kort tid (elastisk, plastisk)
lang tid (svinn, kryp)
- **Sekant E-modul**
- **Variasjoner for betong (tilslag, tilsetningsstoff)**





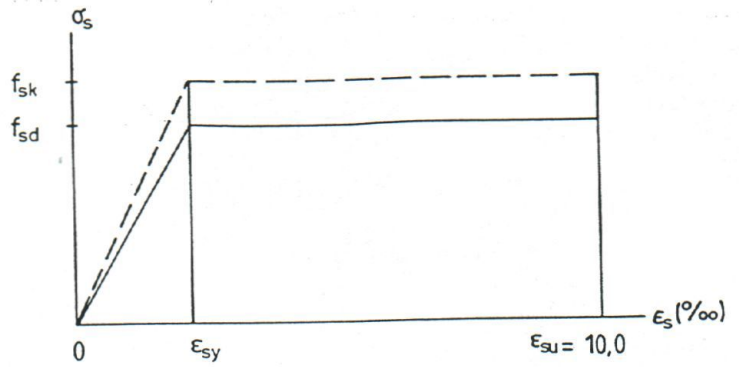


NS 3473 Figur 2

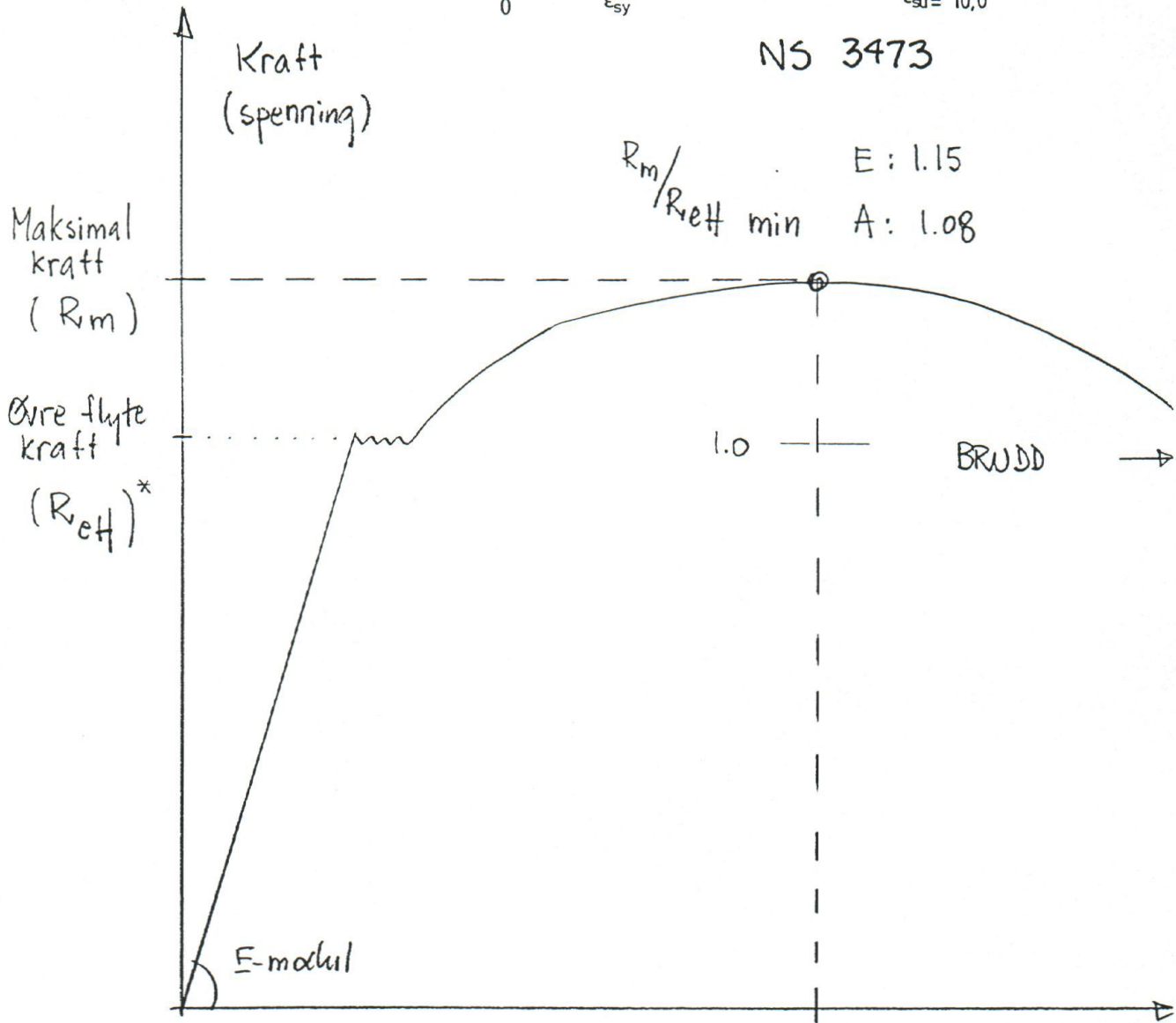


ARBEIDSKURVER - BETONG

Fasthetsklasse	f_{cn} MPa	E_{cn} GPa	ϵ_{cn} Tøyning 0/00	ϵ_{co} Tøyning 0/00	ϵ_{cu} Tøyning 0/00
C85	50,4	32,4	1,56	2,10	2,91
C75	44,8	31,3	1,43	2,08	3,05
C65	39,2	30,1	1,30	2,06	3,20
C55	33,6	28,7	1,17	2,03	3,32
C45	28,0	27,2	1,03	2,01	3,48
C35	22,4	25,4	0,88	1,99	3,66
C25	16,8	23,3	0,72	1,94	3,85



NS 3473



R_m/R_{eH} min E: 1.15
A: 1.08

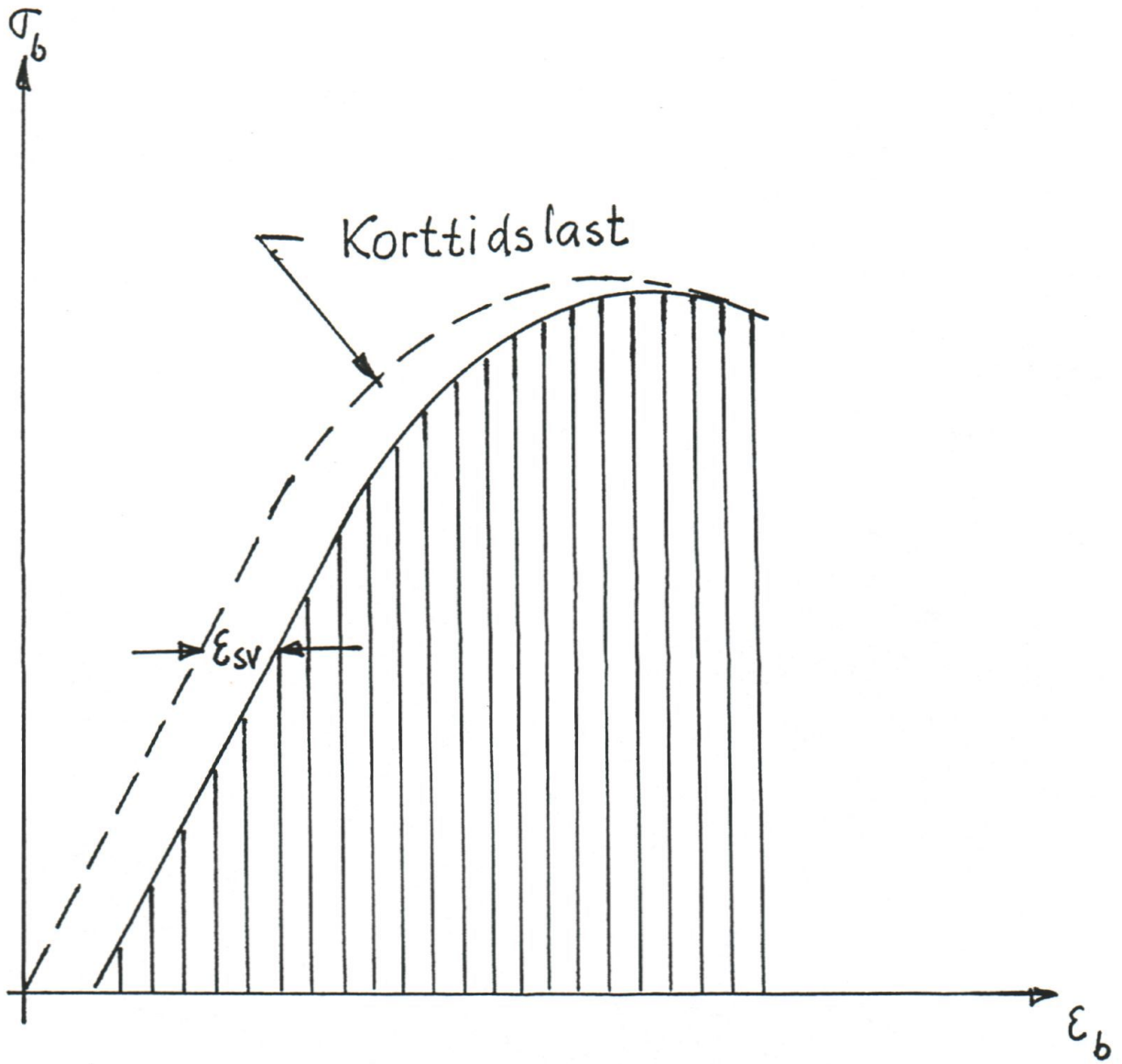
Forlengelse (A_{gt})^{**} (tøyning)

A_{gt} min E: 6%
A: 5%

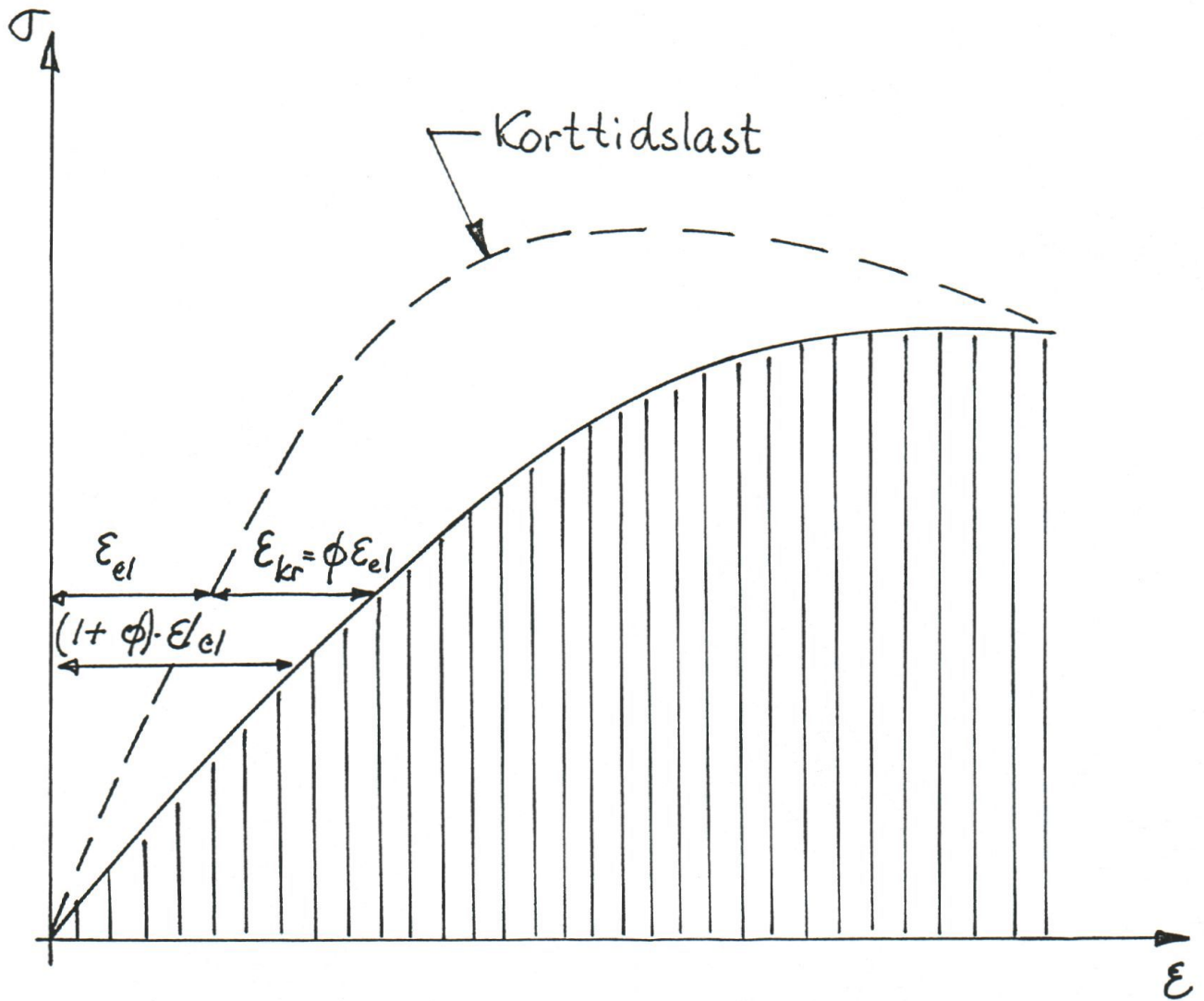
* karakteristisk verdi 5% fraktil

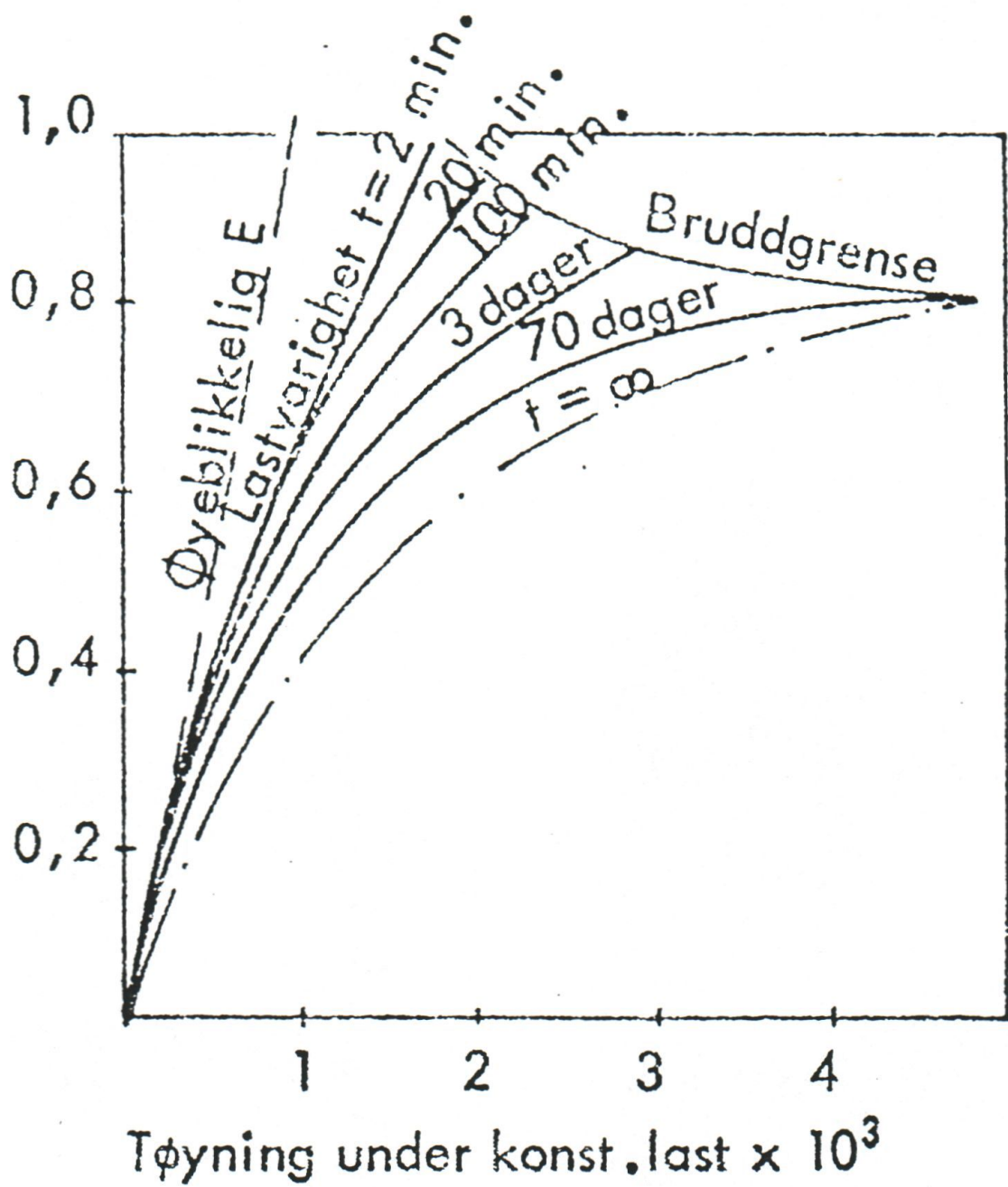
** — " — 16% fraktil

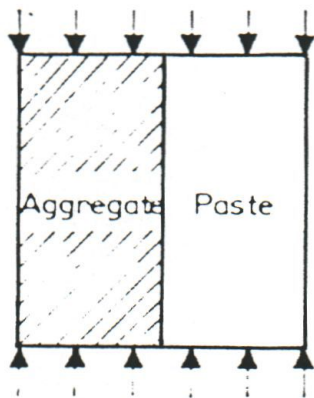
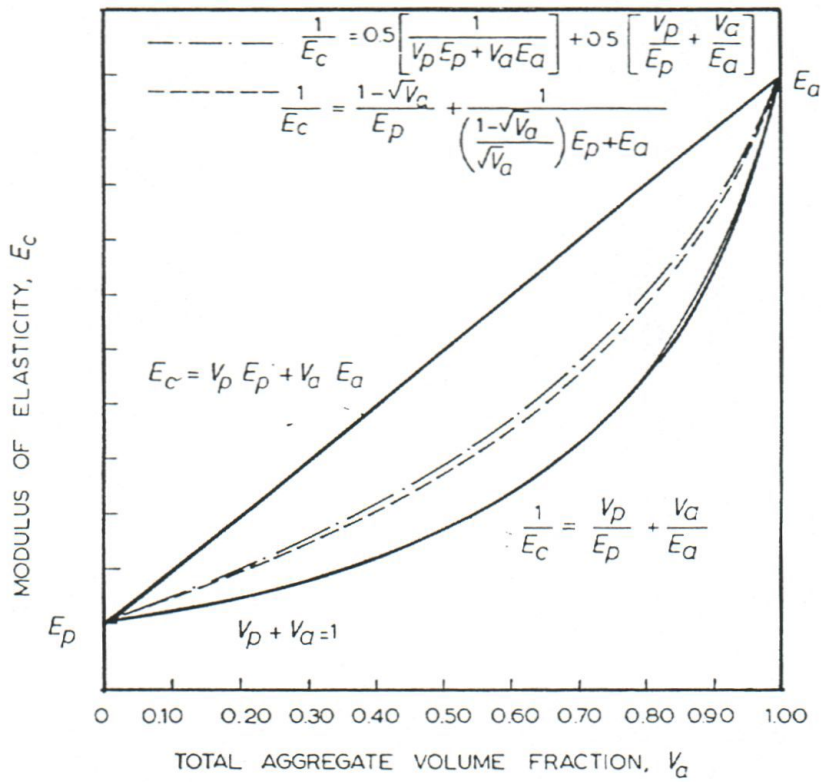
SVINN



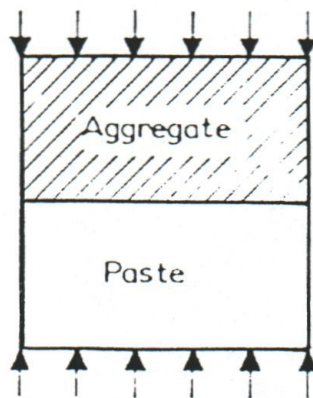
KRYP







Uniform layering



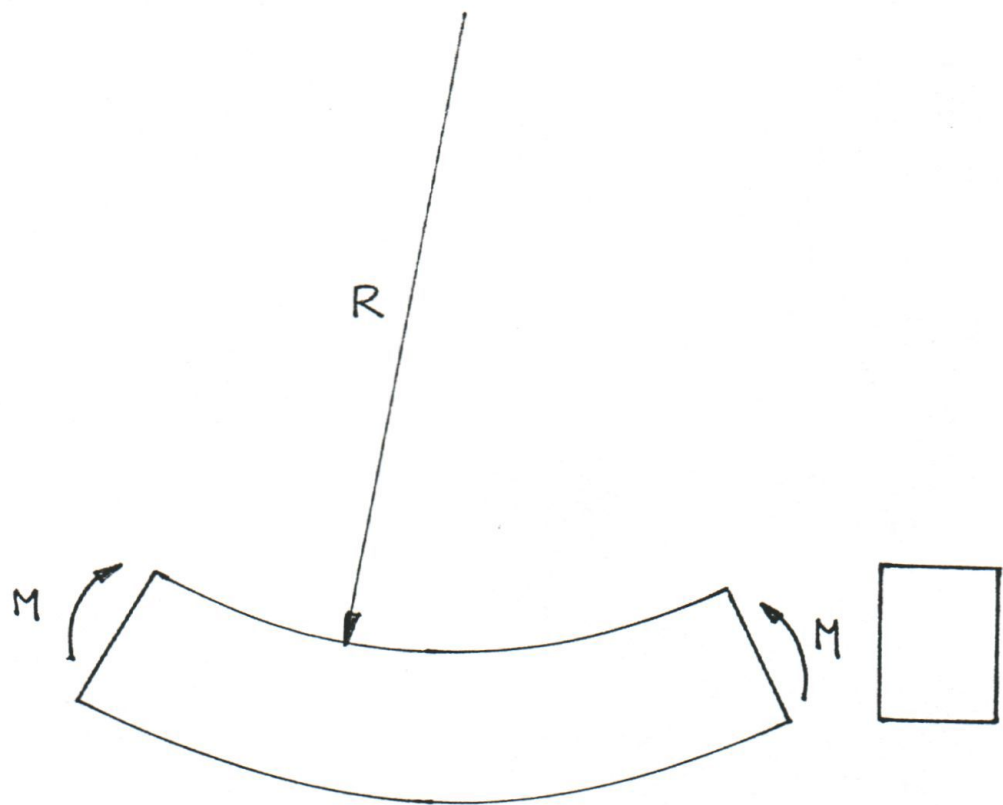
Uniform spanning

TVERRSNITTETS MOMENTKAPASITET ARMERTE BETONGKONSTRUKSJONER

- **Før og etter opprissing i strekksonen**
- **Etter knusning i trykksonen**

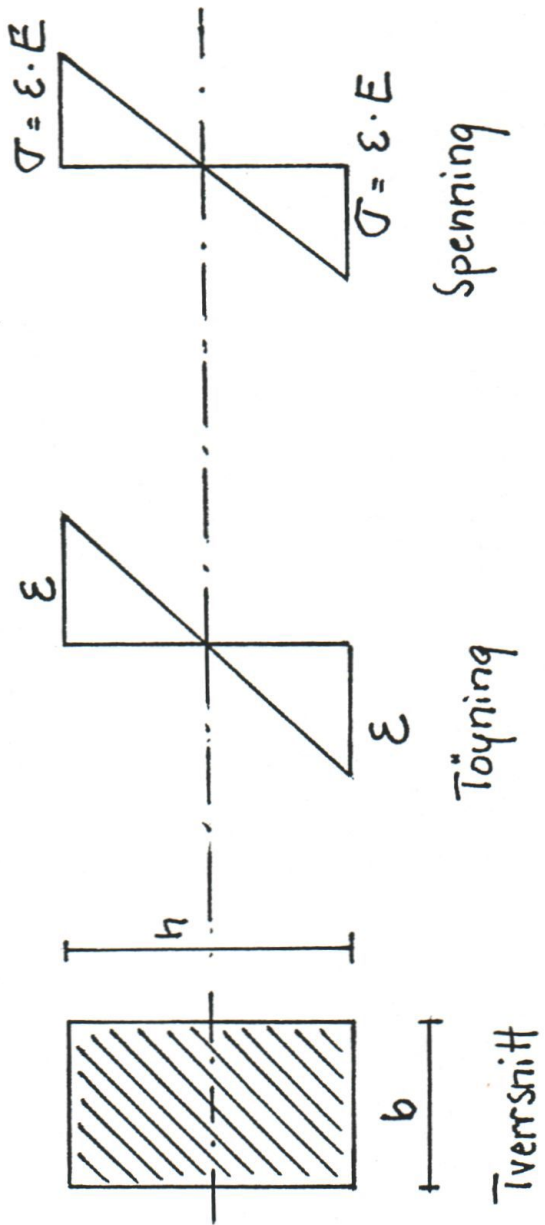


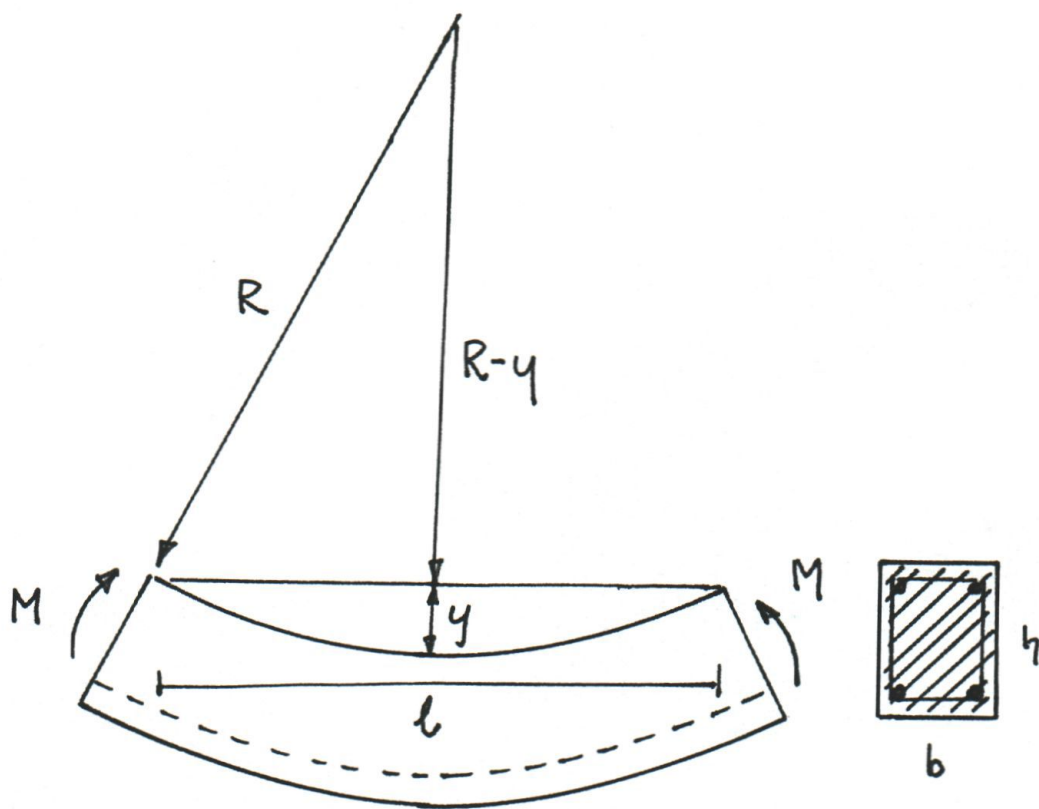
Statens vegvesen



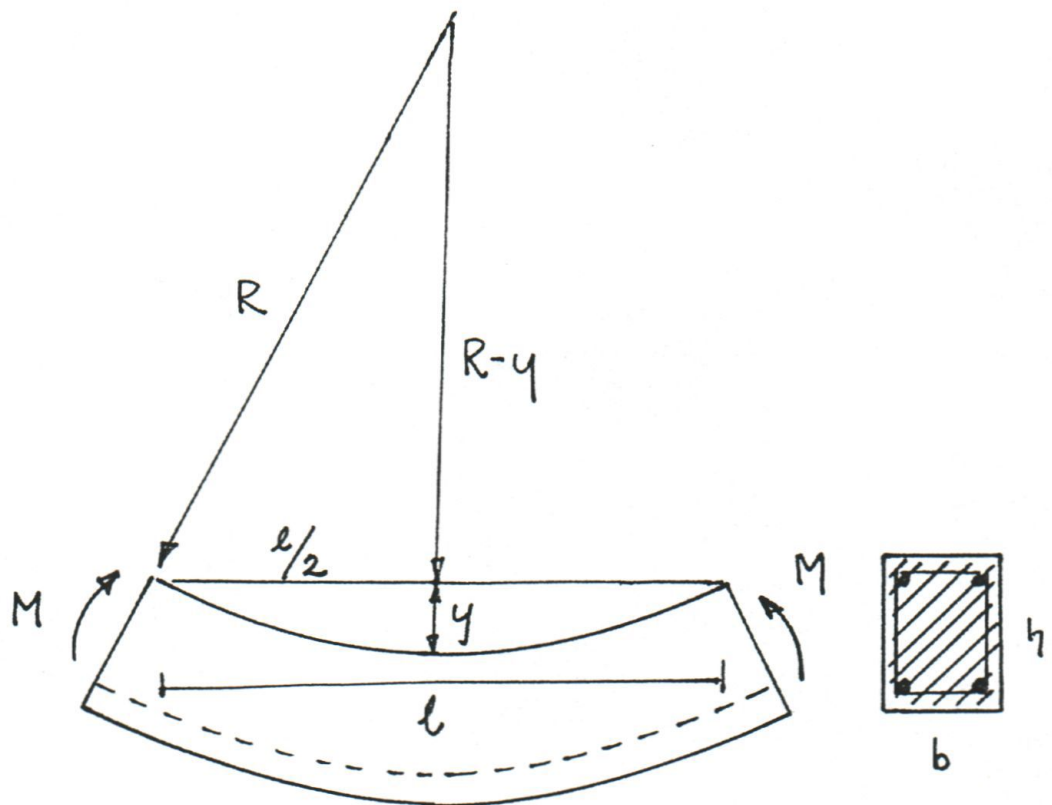
Element under böyning

Krumning $\theta = \frac{1}{R}$





Krummung - Nedböyning

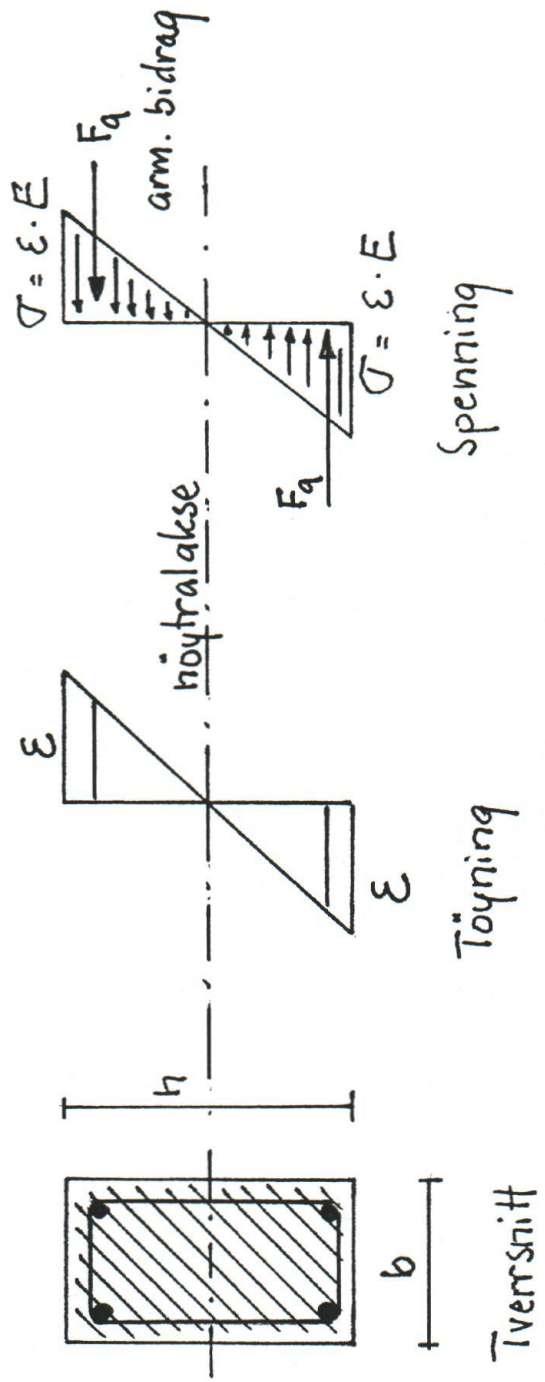


$$R^2 = (R-y)^2 + \frac{l^2}{4} = R^2 - 2Ry + y^2 + \frac{l^2}{4}$$

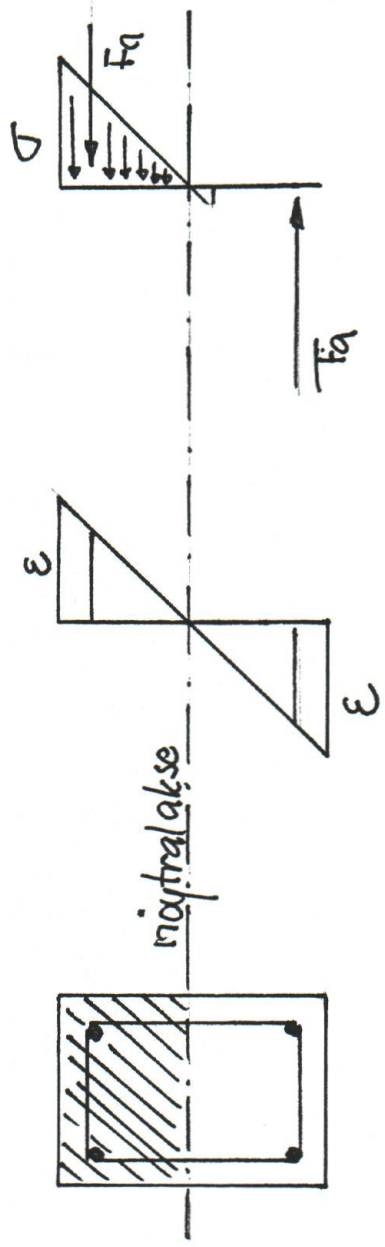
$$\cancel{R^2} = \cancel{R^2} - 2Ry + \cancel{y^2} + \frac{l^2}{4}$$

$$y = \frac{1}{R} \frac{l^2}{8}$$

$$\text{NB! } \left(y = \frac{1}{R} \frac{l^2}{9.6} \right)$$



STADIUM I

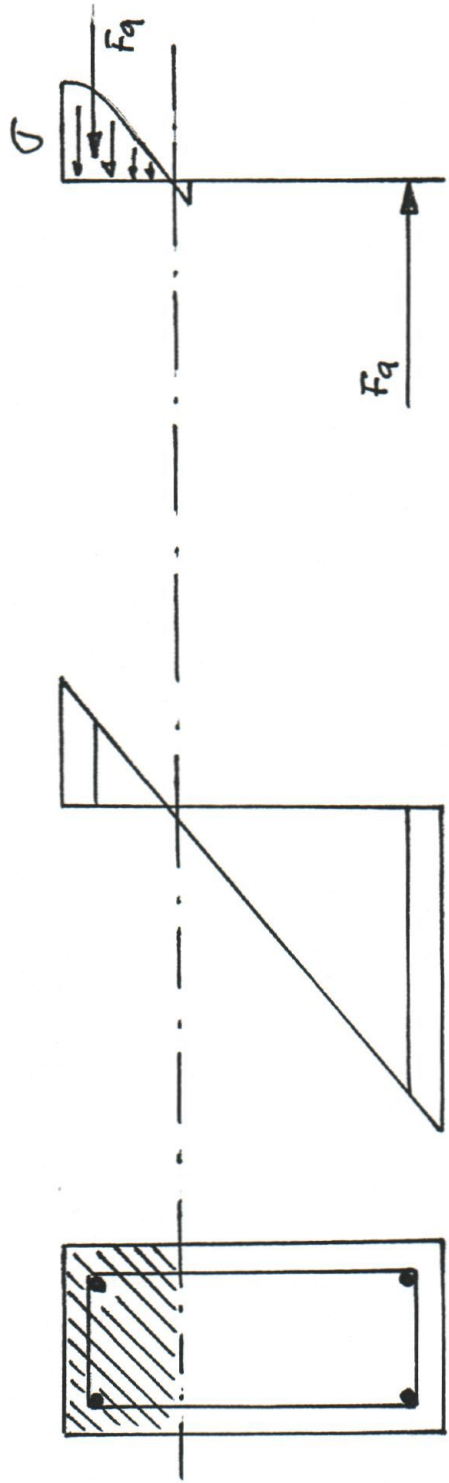


Tverrsnitt

Tøyning

Spenning

STADIUM II



Tversnit

Tøyning

Spenning

STADIUM III

**Valg av
bøjestivhet EI og
aksial stivhet EA
i numeriske analyser**

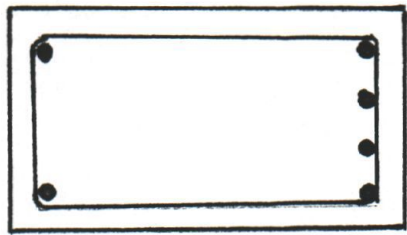


Statens vegvesen

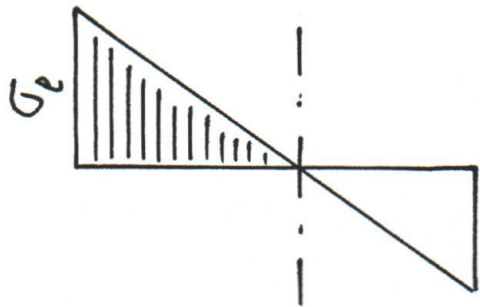
TVERRSNITTS VARIASJONER

- **Korrosjon av stål (levetidsbetraktninger)**
- **Opprissing av betong i strekksonen**

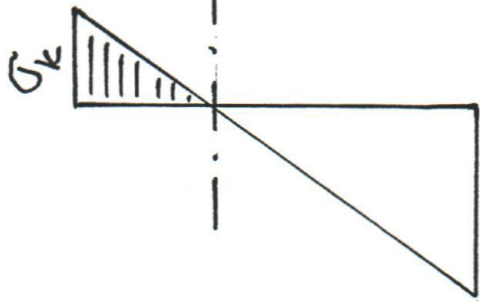




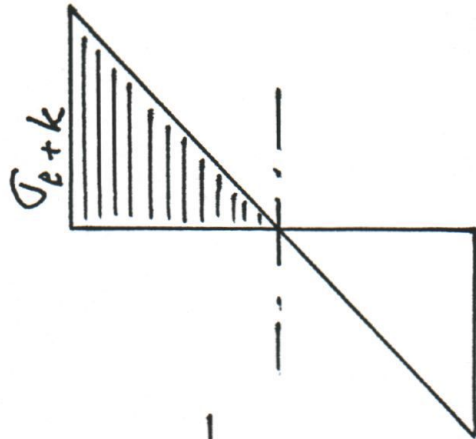
Tverrsnitt



langtids last



korttidslast



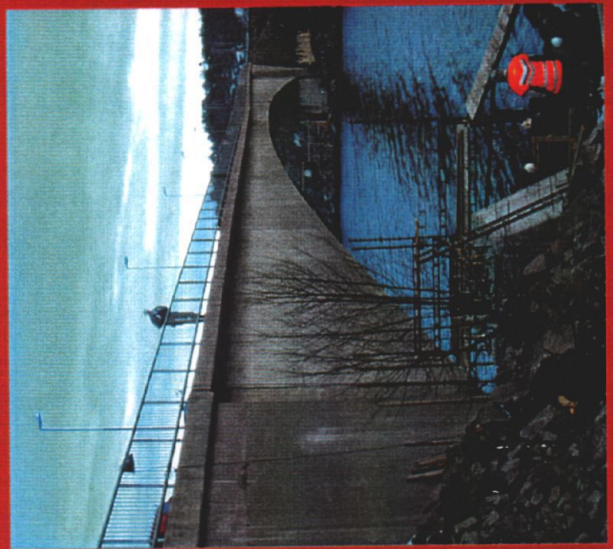
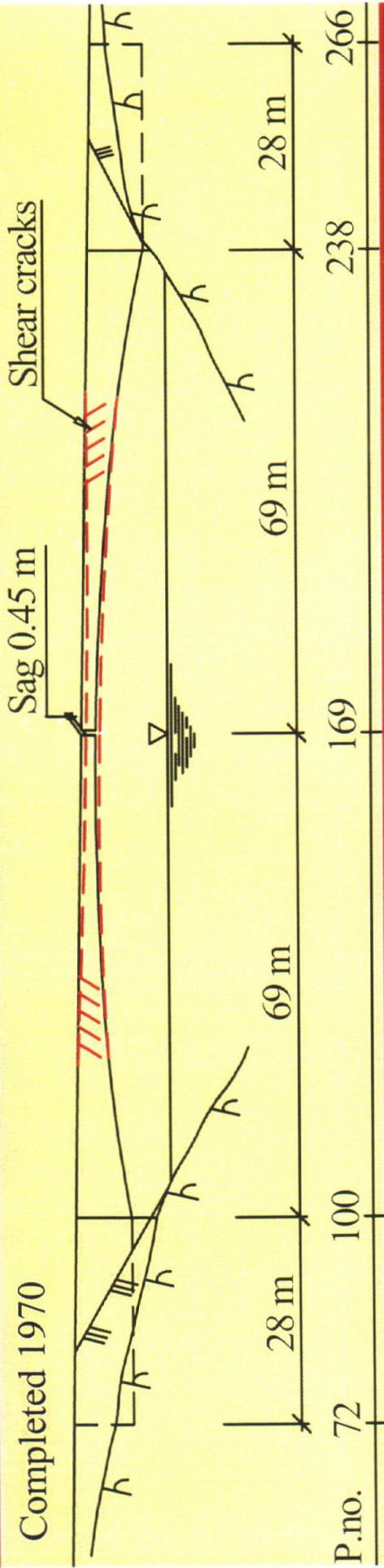
langtid + korttids last

3

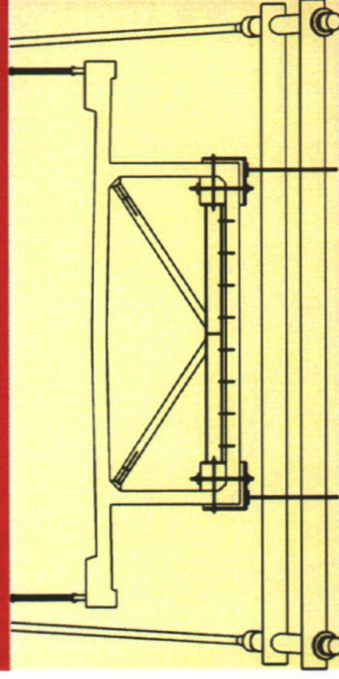
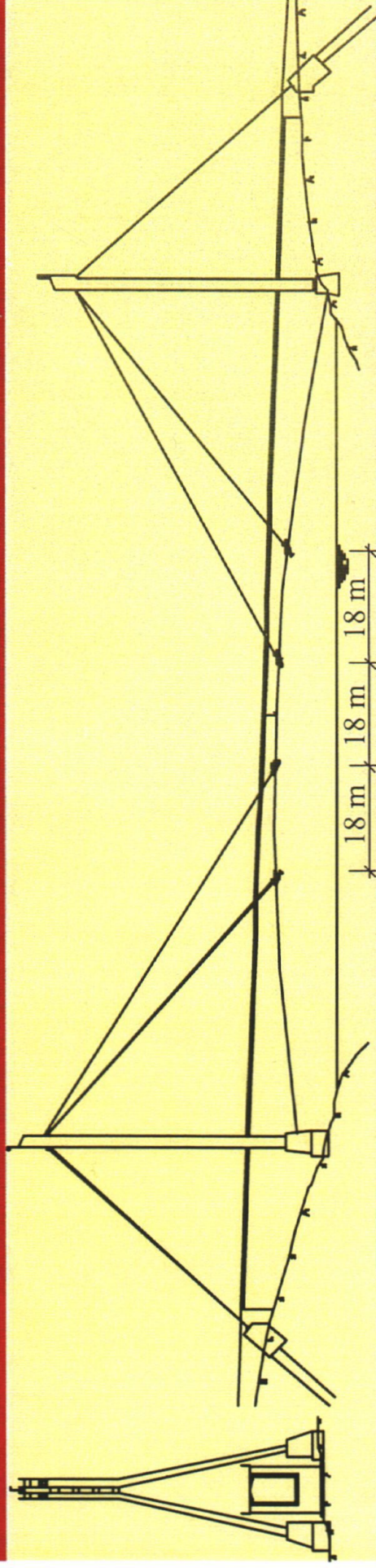
Eksempler på tids- og lastavhengig
betongoppførsel hentet fra analyser
av Puttesund bru

Jan Teigen, Bruavdelingen

Bruas tilstand



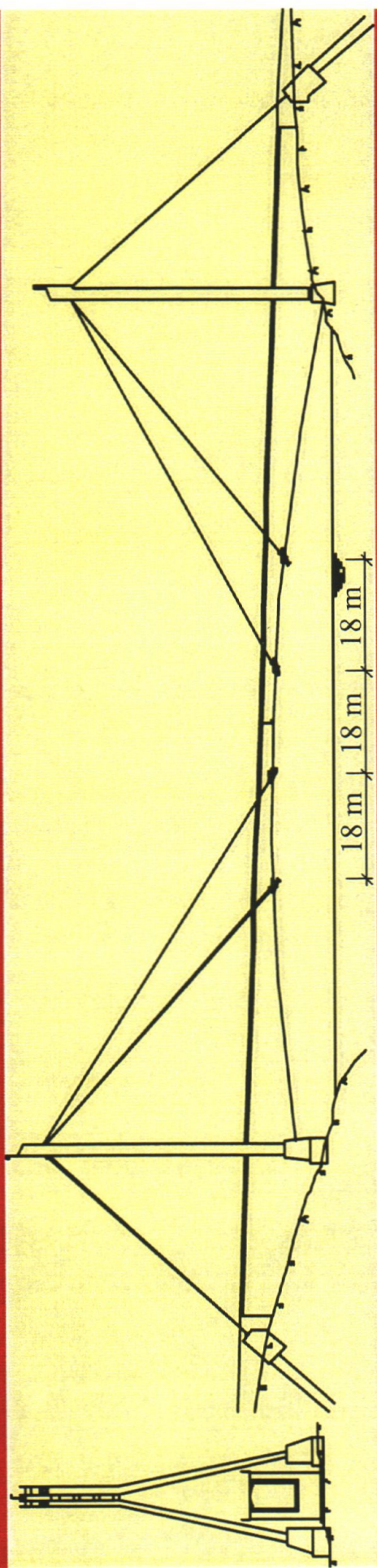
Forsterkningsløsning



Oppspenningskrefter:

- 3,15 MN i hvert par kragkabler
- ~ 7,7 MN i hvert par bakkabler

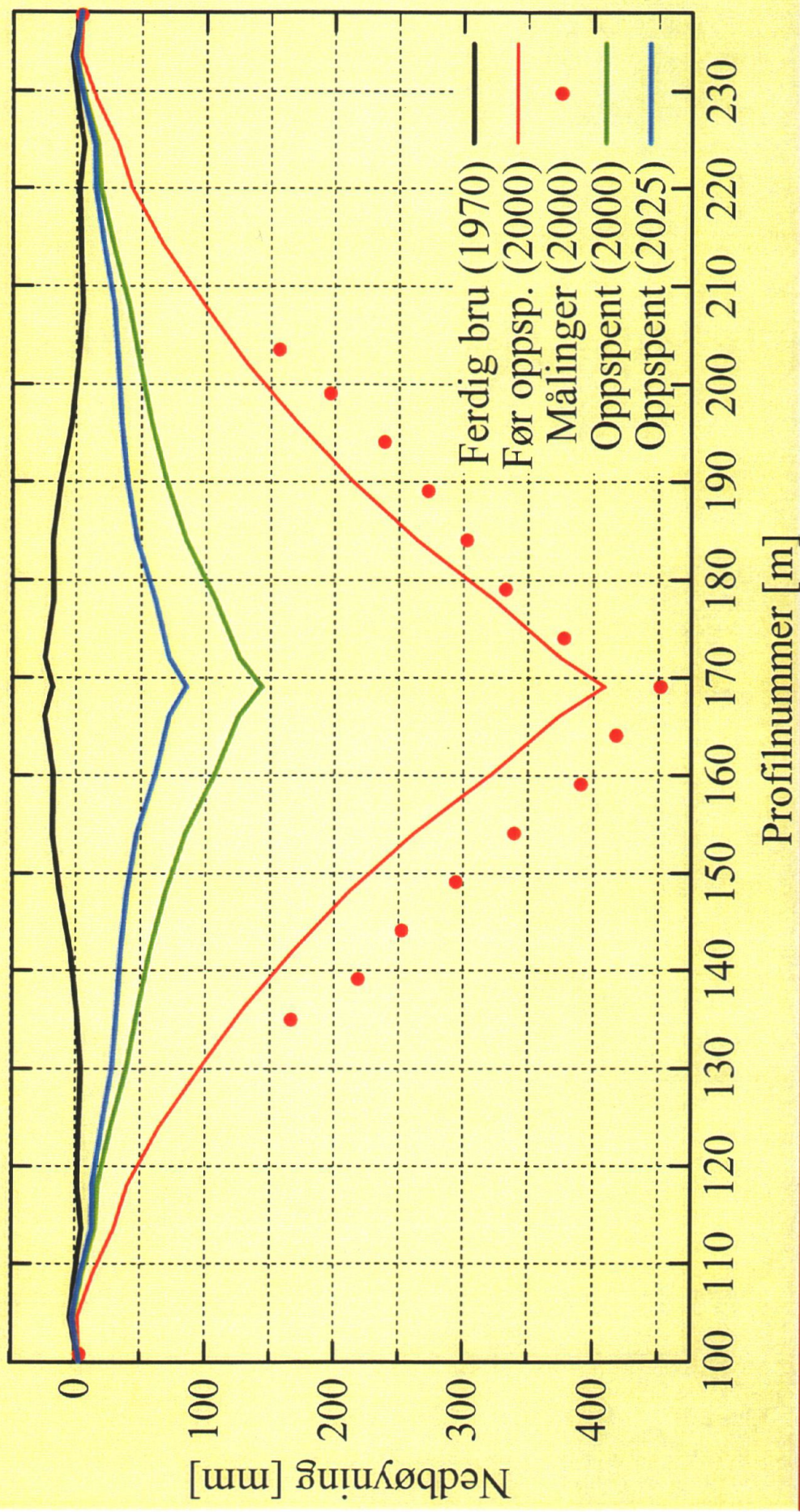
Forsterkningsløsning (forts.)



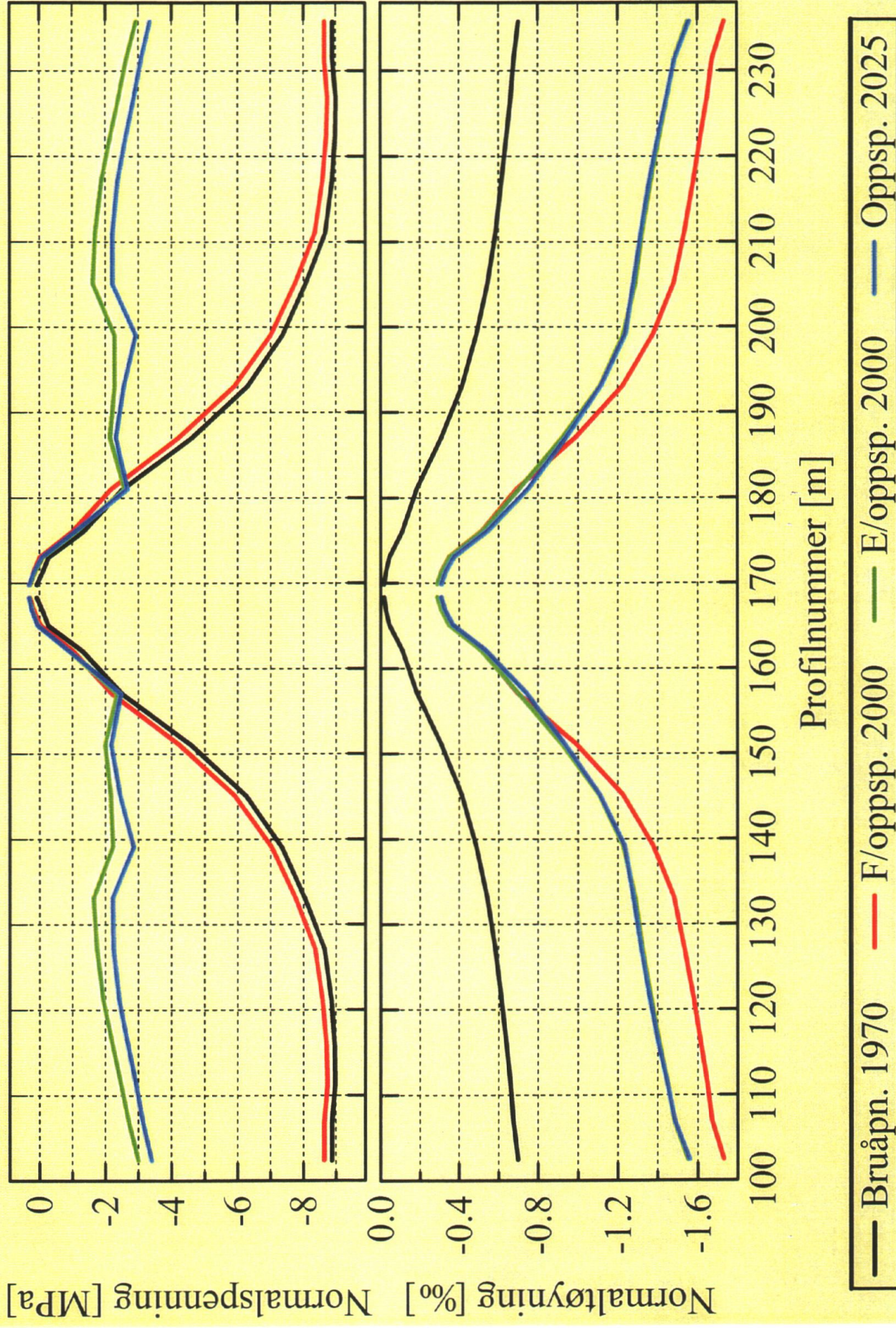
Analyseprogrammet DARC

- Ikkelineær elementmetode
- Unikt 3D skjær-bjelkeelement for armert betong
- Kapasitet for vilkårlig kombinasjon av aksialkraft, bøyemomenter, skjærkrefter og torsjonsmoment
- Opprising, knusning, kryp, svinn og aldring i betongen
- Flytning og relaksasjon i stålet
- Forspenning, både injisert og ekstern
- Skråstilling av tverrsnittsdeler (skrå trykkgurt i FFB)
- Trinnvis bygging
- Store forskyvninger og rotasjoner

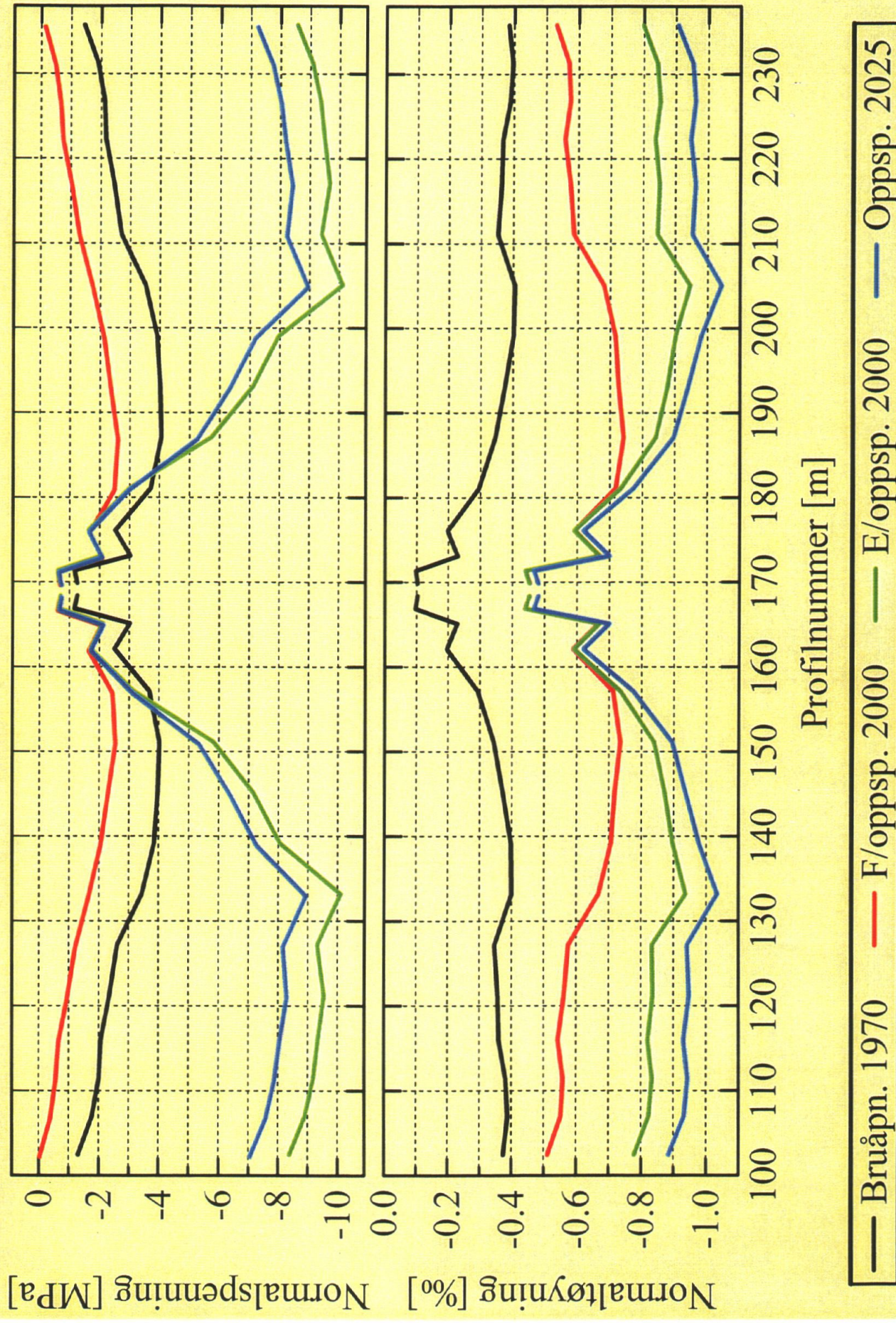
Tidsavhengige forskyvninger



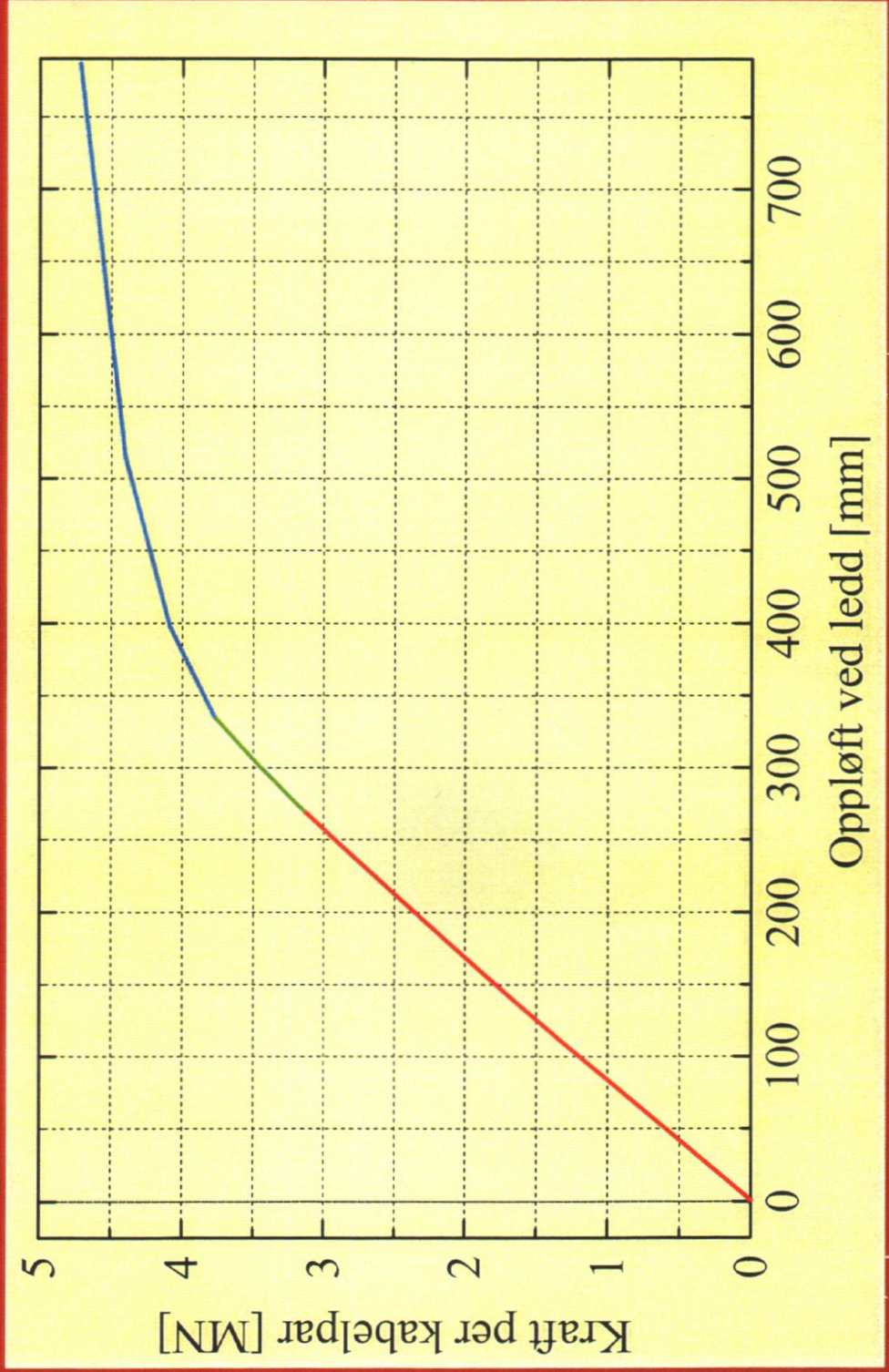
Tidsavhengige spenninger og tøyninger i bummplaten



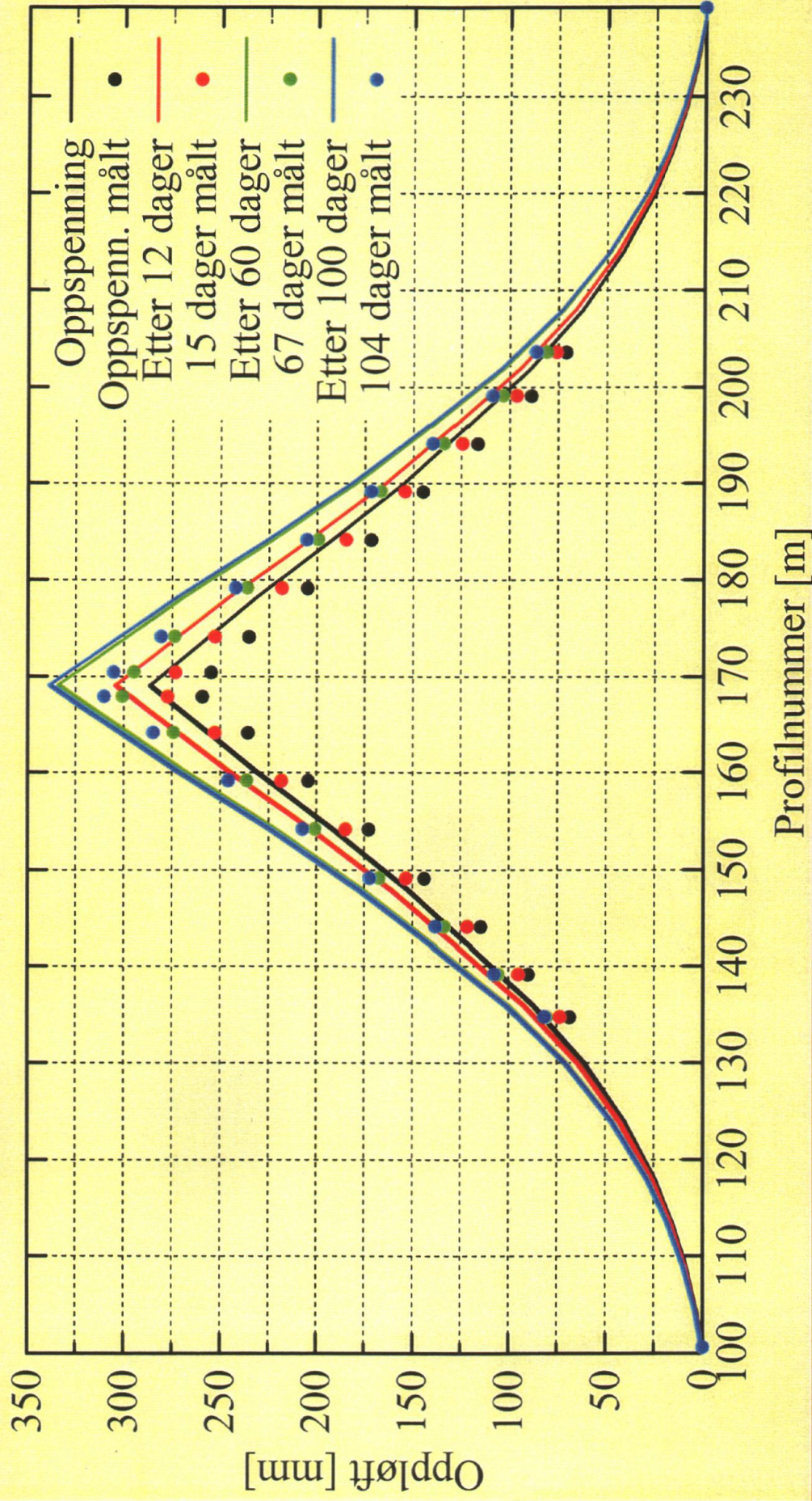
Tidsavhengige spenninger og tøyninger i topplaten



Lastavhengige forskyvninger



Beregnet kontra målt oppløft





4



Statens vegvesen

Regelverk og sikkerhetsfilosofi

John Kjeken

Vegdirektoratet - Bruavdelingen

Innledning

- Hva menes med begrepet sikkerhet (= ”pålitelighet”)
- Tiltak for å oppnå tilfredstillende sikkerhet
- Vårt regelverk og partialfaktormetoden
- Anvendelse på konstruksjoner i samvirke med jord

Pålitelighet

Pålitelighet = konstruksjonens og de enkelte komponenters evne til å oppfylle krav til sikkerhet, funksjonsegenskaper og bestandighet, dvs hindre:

- Skade på mennesker
- Uakseptable forandringer i miljøet
- Uakseptabel økonomiske konsekvenser for samfunnet

(Hentet fra: NS 3490 Prosjektering av konstruksjoner, krav til pålitelighet)



Tilfredstillende pålitelighet oppnås ved hensiktsmessig: (NS 3490)

- Plassering og utforming
- Prosjektering
- Utførelse
- Bruk
- Vedlikehold



Aktuelle tiltak (NS 3490)

Prosjekteringsfase

- Type og omfang av grunnundersøkelser • Krav til bestandighet
- Fastsettelse av representative laster • Krav til robusthet
- Partialfaktorer og andre egnede parametere • Krav til detaljeringsregler
- Krav til beregningsmodeller • Brukskriterier
- Miljømessige påvirkninger • Krav til kvalitetssikring

Aktuelle tiltak, forts (NS 3490)

Byggefase

- Krav til materialer, komponenter og utførelsesmetoder
- Krav til kvalitetssikring

Bruksfase

- Krav til tilstandskontroll
- Vedlikeholdsprosedyrer

Regelverket innbefatter:

- HB 184 og HB 185, Lastforskrifter og prosjekteringsregler for bruer og bruhandbøkene, dvs håndbok 100 serien
- HB 016, Geoteknikk i vegbygging og andre publikasjoner fra Vegteknisk avdeling
- HB 026, Prosesskode 2
- Norske standarder for laster og prosjektering (NS 3479, NS 3490, NS3491, NS 3472, NS 3473 etc)
- Andre aktuelle publikasjoner, f.eks Peleveiledningen, Norsk betongforenings publikasjoner etc.

Vårt regelverk er basert på:

- Representative verdier for laster
- Karakteristiske verdier for materialfastheter/egenskaper
- Bruk av partialfaktormetoden med partialfaktorer for laster og materialfastheter
- Dimensjonering i bruks, brudd, ulykkes- og utmattingsgrensetilstanden

Representative verdier for laster

- Permanente laster: representativ verdi = karakteristisk verdi, vanligvis middelveien. Hvis variasjonen har vesentlig betydning, øvre og nedre verdi
- Egenvekt: midlere tyngdetetthet og nominelle mål på konstruksjonen
- Variable laster: karakteristisk verdi er den viktigste representative verdi.
- Andre representative verdier i form av kombinasjonsverdier: f.eks ofte forekommende verdier og tilnærmet permanente verdier brukes i bruksgrensetilstand
- Naturlaster (variabel last): karakteristiske laster vanligvis basert på returperiode 10, 50 og 10000 år for byggetilstand, ferdigtilstand og ulykkesgrensetilstand
- Andre variable laster: nominelle verdier gitt i HB 184, laststandardene (NS 3479, NS 3491) eller andre kilder

Karakteristiske verdier for materialelegenskaper

- Gitt i konstruksjonsstandardene, NS 3472, NS 3473 etc.
- Karakteristiske verdier for fastheter normalt basert på nedre grense fraktiler (5 % fraktil), dvs en karakteristisk verdi som ligger noe under middelveidien
- E-modul gitt som karakteristisk verdi for aktuell tilstand, \approx middelveid for betong

Partialfaktorer for laster (= lastfaktor)

Tar hensyn til:

- Mulighet for ugunstige lastavvik i forhold til det som er antatt ved prosjektering
- Mulighet for unøyaktighet ved lastmodellen
- Usikkerhet ved beregning av lastvirkning

Kan også ta hensyn til:

- Konsekvens av sammenbrudd (personskade/økonomi)

HB 185: Lastkombinasjoner i bruddgrense

Tabell II-5: LASTKOEFFISIENTER FOR BRUDDGRENSETILSTANDEN

Lastgruppe Kombinasjon	P		D	Q
	J	Andre		
a	1,0	1,2	γ_D	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \sum Q_n$

hvor :

γ_D = 1,1 / 0,9 for direkte virkninger av spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2. Ved beregning av statisk ubestemte størrelser kan γ_D for spennkrefter velges i området 0,9 til 1,1 som angitt i NS3473, pkt 10.3.3, anbefalt verdi er 1,0. Forøvrig er $\gamma_D = 1,0$

γ_1 = 1,3 for trafikklaster

= 1,2 for variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje

= 1,0 for temperaturlast

= 1,6 for øvrige variable laster.

γ_2 = 1,2 for trafikklaster,

= 1,0 for variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferjer.

= 0,8 for temperaturlast

= 1,3 for øvrige variable laster.

Forkortelsene i tabellen har følgende betydning :

Q_1 : Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes.

Q_n : Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen

HB 185: Lastkombinasjoner i bruksgrense

Tabell II-6: LASTKOEFFISIENTER FOR BRUKSGRENSETILSTANDEN

Kombinasjon	P	D	Q		
			L	T	E
a	1,0	1,0	1,0	$Q_1 + 0,7 \cdot \sum Q_n$	
b	1,0	1,0	$\psi_1 \cdot Q_1 + 0,7 \cdot \sum \psi_1 \cdot Q_n$		
c	1,0	1,0	$\sum \psi_2 \cdot Q$		

Tabell II-7: KOMBINASJONSFAKTORER

Last	ψ_1		ψ_2	
	T	E	L	
Trafikklast	0,5	0,2		
Naturlast	0,5	0,0		
Andre Variable laster	1,0	0,7		

Partialfaktorer for materialer (fasthet) (= materialfaktor)

Tar hensyn til (Betongstandarden, NS 3473):

- Usikkerhet i materialfasthet
- Usikkerhet i tverrsnittsgeometri
- Tar ikke hensyn til kapasitetsreduksjon pga korrosjon og mekanisk nedbrytning
- Tar ikke hensyn til usikkerhet i konstruksjonens og jordens deformasjonsparametere

Kan også ta hensyn til:

- Usikkerhet fasthet i konstruksjonen kontra prøvefasthet
- Omfang av kontroll på byggplass/produksjonssted
- Bruddets karakter (sprøtt/seigt)
- Usikkerhet i modell for beregning av kapasitet
- Konsekvens av sammenbrudd

Beregningsmodell

- Nominelle dimensjoner ved beregning av last & stivhet
- Lineær elastisitetsteori for konstruksjonen, men det skal tas hensyn til riss i betong der dette påvirker lastvirkningen vesentlig.
- For slanke konstruksjoner skal det tas hensyn til forskyvningene ved beregning av lastvirkning
- Den ferdige konstruksjon skal som et minimum kontrolleres for to tilstander: en like etter at brua er åpnet for trafikk, og en hvor all krypning, svinn og relaksasjon er avsluttet.

Resulterende sikkerhetsnivå

Eksempel: bru med dimensjonerende last bestående av 50/ 50 egenvekt og trafikk som gir:

- Midlere lastfaktor $(1,2+1,3)/2 = 1,25$
- Materialfaktor ihht NS 3473, NS 3472: betong/armering/stål 1,4/1,25/1,15
- "Sikkerhetsfaktor": betong trykkbrudd: $1,25 \times 1,4 = 1,75$
betong, armering: $1,25 \times 1,25 = 1,57$
stål: $1,25 \times 1,15 = 1,44$

Ihht NS 3490 skal partialfaktorer for laster og materialer i bruddgrensetilstand kalibreres slik at: "Målverdi for årlig bruddsannsynlighet skal være 10^{-4} for pålitelighetsklasse 3"
Bruer er plassert i pålitelighetsklasse 3.

Anvendelse på konstruksjoner i samvirke med jord

- Hva sier våre prosjekteringsregler, HB 185:
- Del III, kap 1, Konstruksjoner i grunnen, pkt 1.2.1
”Dimensjonerende laster og lastvirkning skal bestemmes i overensstemmelse med del II. *Det skal tas hensyn til at dimensjonerende lastvirkning for konstruksjoner i grunnen kan være forskjellig fra det som gjelder for konstruksjonen for øvrig.*”
- Del III, kap 1.4, Pelefundamentering, pkt 1.4.1.6
”*Generelt gjelder at parametere for jordstøtte skal fastlegges slik at lastvirkninger ligger til sikker side*”

Målet må være:

- Beregningene bør gi deformasjoner og snittkrefter som i størrelse og fordeling samsvarer i best mulig grad med virkeligheten
- Konstruksjoner/ konstruksjonsdeler i samvirke med jord skal ha (minst) den samme sikkerhet (pålitelighet) som ”vanlige” bruer
- Robuste løsninger som tåler mindre ”feil” i antagelser eller modifikasjoner ved utførelse. Ikke ”pint” tverrsnitt.

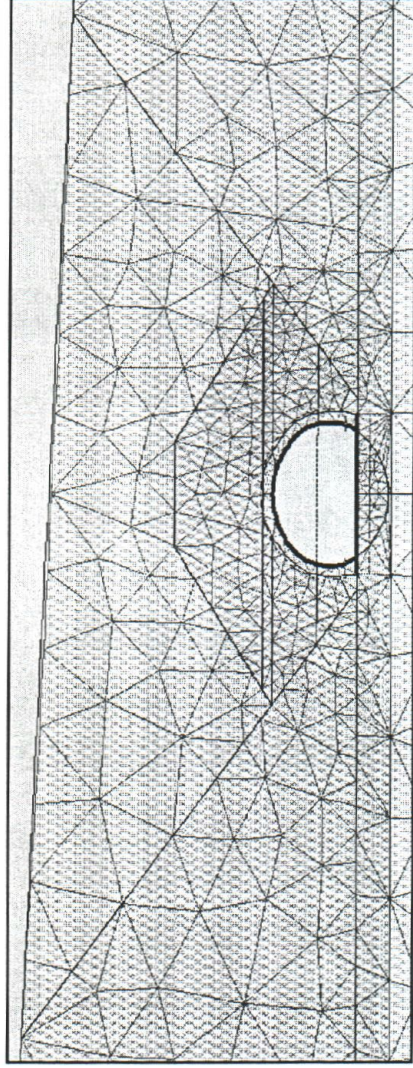
Eggemarka-ferdigtilstand: jorda som last og som sidestøtte

Dominerende last :

- Vertikal last mot hvelvets tak fra jordoverlagringen

Lastvirkning:

- Taket presses ned
- Veggene presses utover
- Jorden yter motstand når veggene presses utover – hvor mye avhenger av jordstivheten



- Bruk av lastfaktor 1,0 eller 1,2 for jorda som last vil direkte virke inn på resulterende jordstivhet og dermed øke jordas evne til å gi sidestøtte (lastfaktor 1,2 vil gi økt jordstivhet)
- Kan gi feilaktig størrelse og fordeling på snittkrefter i konstruksjonen

Full samvirkeanalyse – bruksgrense

Bruke:

- Mest sannsynlige middelveier for jordparametere. Analyse med øvre/nedre grenseverdier hvis stor usikkerhet/variasjon av jordparametere
- Permanente laster med karakteristiske verdi dvs \approx middelveier
- Hvis ”stor” usikkerhet i størrelsen på permanent last eller løsning svært følsom for størrelsen, øvre/nedre verdi for last
- Variable laster med verdi avhengig av hva analysen skal brukes til
- Antall analyser må tilpasses aktuell konstruksjon, usikkerhet i laster og jordparametere og tilgjengelige ressurser

Full samvirkeanalyse – bruddgrense

- Analysene utføres med forutsetninger som beskrevet for bruksgrense
- Variable laster innføres normalt med sin karakteristiske verdi, men tas selvfølgelig bare med når det er ugunstig
- Resulterende snittkrefter multipliseres med representativ lastfaktor for beregning av dimensjonerende snittkrefter (trafikklast dominerende \Rightarrow lastfaktor $\approx 1,3$) (egenvekt dominerende \Rightarrow lastfaktor $\approx 1,2$)
- Kritiske enkeltelementer, f.eks stag: bruke noe høyere representativ lastfaktor for å beregne dimensjonerende snittkrefter
- Dimensjonering av selve konstruksjonen gjøres med dimensjonerende snittkrefter og normale materialfaktorer for betong og armering

Forenklet samvirkeanalyse, f.eks rammeanalyse med bruk av jordfjærer

- I prinsippet samme opplegg som beskrevet tidligere for full samvirkeanalyse i bruks og bruddgrense
- Mest sannsynlige jordtrykk/fjærstivheter beregnet ut fra mest sannsynlige jordparametere
- Hvis modell og respons er oversiktlig kan man gjøre forenklinger så lenge man er sikker på at resultatene er til sikker side

Konklusjon/anbefaling

- Skal ha samme totale sikkerhet for konstruksjoner i samvirke med jord som vanlige konstruksjoner
- Ikke ta ut alt i analysene, ikke minimer tverrsnitt/armering
- Prosjekter og bygg robuste løsninger som har reserver i tilfelle belastning og/eller utførelse blir forskjellig fra det som er antatt i prosjekteringen
- Hvis man i prosjekteringen har gjort viktige forutsetninger vedrørende utførelse må man sikre at disse blir overholdt ved bygging



Statens vegvesen



Regelverk og sikkerhetsfilosofi

John Kjeken

Vegdirektoratet - Bruavdelingen



Korreksjoner til foredrag

- HMS aspektet må også vektlegges når man tenker sikkerhet
- Bruavdelingens kontroll og godkjenningsordning er viktig vedr. sikkerhet.
- Kontrollen omfatter både bruer/konstruksjoner prosjektert av konsulenter og av folk innen Vegvesenet.

Bruavdelingens kontroll og godkjenningsordning (HB 185, del I, kap 5)

- Byggeplaner for og prosjektering av ikke standardiserte bruer* og spesielle standardiserte konstruksjoner i riksvegnettet skal godkjennes av Vegdirektoratet (dvs Bru) (*F.eks så er kulverter og rør/hvelv i fylling i denne sammenheng å betrakte som ”bru”, se HB 185, del I, kap 1.4 definisjoner)
- I tillegg til egenkontroll, skal en annen kyndig person kontrollere tegninger og beregninger i det firma som foretar prosjekteringen
- Bruavdelingen utføres i tillegg uavhengig kontroll av det mottatte materiale. Kontrollomfang bestemmes i hvert enkelt tilfelle basert på firmaets kompetanse med den aktuelle konstruksjonstype, konstruksjonens viktighet/vanskelighetsgrad og den kontrollerendes kompetanse

Bruavdelingens kontroll og godkjenningsordning (forts)

- En viktig forutsetning for at kontrollordningen skal fungere er at vi faktisk får tilsendt tegninger og beregninger for aktuelle prosjekter. Det er dessverre ikke alltid tilfelle. Ansvaret for at materialet sendes inn ligger hos de aktuelle prosjektledere på det enkelte vegkontor.
- I tillegg til kontroll under prosjektering, er det selvfølgelig like viktig med kontroll under utførelse/bygging slik at man sikrer at de forutsetninger som ligger til grunn for prosjekteringen blir oppfylt.

5



Statens vegvesen

SK-kurs om
Samvirke mellom jord og konstruksjon
22. - 23. oktober 2002
Quality Airport Hotel, Gardermoen

Eggemarka løsmassetunnel

Presentasjon av prosjektet og teknisk løsning
Prinsipper for dimensjonering
Rammeanalyser med STAAD

Nils Magnar Helle
Statens vegvesen Rogaland

Eggemarka løsmassetunnel

1. Generelt om prosjektet

Statens vegvesen Nord-Trøndelag er i gang med bygging av ny E6 gjennom Steinkjer. Ny veg skal gå i tunnel gjennom Eggevammen. Denne tunnelen vil bestå av ca. 370 m fjelltunnel, med løsmassetunneler i begge ender. Løsmassetunnelen på sørsida er benevnt Eggelia miljøtunnel, og på nordsida Eggemarka løsmassetunnel. Lengden av disse er hhv. ca. 110 og 100 m, ekskl. støttemurer ved portaler.

Figur 1 gir en oversikt over delstrekningen fra Sneppenbrua til Selli, der tunnelen gjennom Eggevammen inngår.

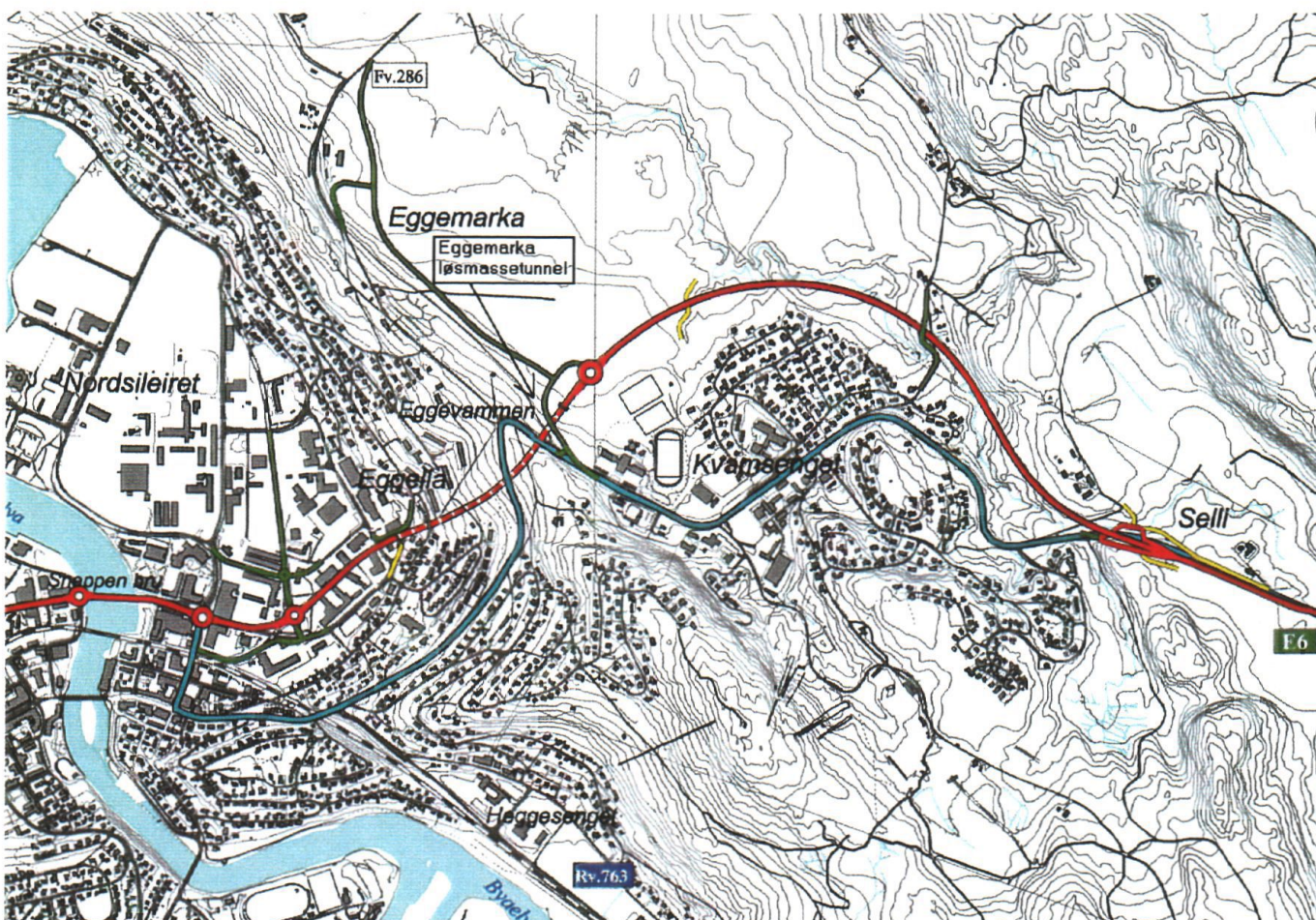


Fig. 1 Ny E6 gjennom Steinkjer

Under bygging av tunnelen gjennom Eggevammen må nåværende E6 og gang-/sykkelvegen legges om midlertidig. Bildeserien på neste side viser modeller av ulike byggetrinn.

Figur 6 viser et bilde tatt 30/9-02. Her er 1. byggetrinn på det nærmeste ferdigstøpt (gjenstående arbeider omfatter firkantverrsnittet ved portal, samt støttemurer).

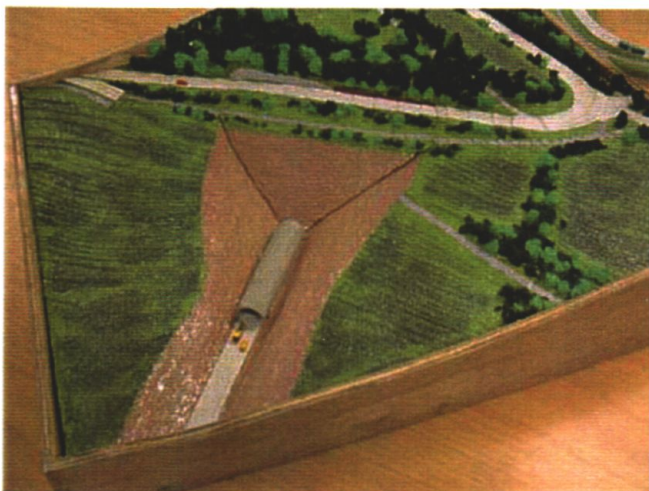


Fig. 2 Oktober 2002 skal første del (~ 60 m) av betongtunnelen være ferdig

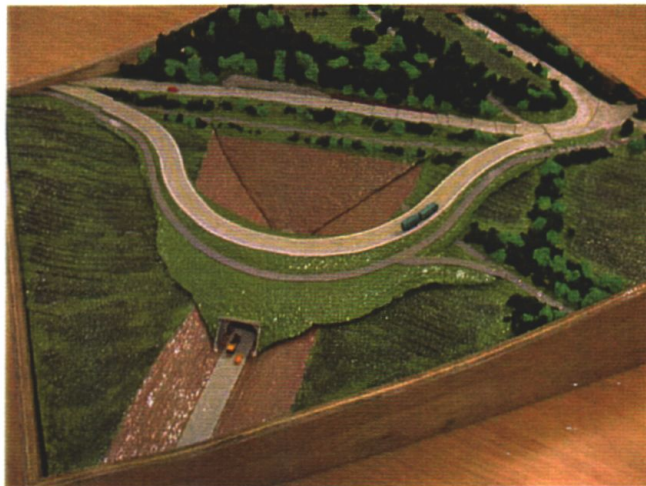


Fig. 3 Desember 2002 skal midlertidig E6-sløyfe være etablert over betongtunnelen.



Fig. 4 Mars 2003 skal forskjæringen for fjelltunnelen være etablert.



Fig. 5 Ferdig vegsystem og terreng re-etablert



Fig. 6 1. byggetrinn i slutfasen

Sv Nord-Trøndelag er byggherre for prosjektet, og Sv Rogaland har hatt ansvaret for dimensjonering av tunnelkonstruksjonen. Statistiske beregninger er utført med programmet STAAD. Sv Nord-Trøndelag og Geoteknisk kontor har gitt geoteknisk bistand. Geoteknisk kontor har bistått med krav til tilbakefyllingsmasser, grunnlag for bestemmelse av jordlaster og jordfjærer til STAAD-analysene, og har i tillegg utført analyser av tunnelen basert på fullt samvirke mellom jord og konstruksjon v.h.a. elementmetodeprogrammet PLAXIS.

Det geotekniske grunnlaget er omtalt i oppdragsrapport V308B-2 som inngår i kursmaterialet. Denne oppdragsrapporten er basert på opprinnelig tunnelgeometri, dvs. et tverrsnitt (T9,5) med to kjørefelt (se ellers bidraget til kurskompendiet fra Signe Kirkebø).

Figur 7 viser et lengdesnitt av tunnelen. Tunnelen fundamenteres på bunnplate i hele lengden. Som vist i bildeserien på forrige side, bygges tunnelen i to byggetrinn. 1. byggetrinn går fra profil ca. 3439 til utløpet ved profil ca. 3500 og støttemurer fram til profil ca. 3510. Etter omfylling av tunnelen, bygges midlertidig omkjøringsveg for trafikken på E6. Etter driving av fjelltunnelen, bygges resten av løsmassetunnelen fra profil ca. 3439 til fjellpåhugget ved profil ca. 3392.

P.g.a. relativt stor stigning(6 %), blir vegen lagt med krabbefelt gjennom tunnelen, dvs. totalt 3 kjørefelt. Tunneltverrsnitt T12,5 er valgt (kfr. Fig. 8).

Av arkitektoniske grunner, er den ytterste delen mot munningen (ytterste 4 m) utformet som firkant-tverrsnitt.

For 1. byggetrinn er tverrsnittstykkelsen redusert i to trinn i forhold til 2. byggetrinn.

Som nevnt ovenfor, har Geoteknisk kontor spesifisert krav til omfyllingsmasser.

Figur 9 viser omfyllingsmassene for nærsonen mot tunnel.

I sonen nærmest mot membranen (tykkelse 0,3-0,5 m) benyttes naturlig grov sand med $0,6 \text{ mm} < d < 2,0 \text{ mm}$ kornstørrelse. Massene i denne sonen komprimeres til 95 % Standard Proctor. I sonen utenfor (tykkelse 0,5-0,7 m) står en fritt til å benytte velgradert grus, sandig grus, grov sand eller grusig sand med $0,6 \text{ mm} < d < 60 \text{ mm}$ kornstørrelse. Massene i denne sonen komprimeres til 98 % Standard Proctor.

Figur 10 viser et typisk snitt av omfyllingsmasser videre opp mot terrengoverflaten.

(Bakgrunnen for valg av omfyllingsmasser er omtalt i oppdragsrapport V308B-2 og vil bli nærmere beskrevet i neste innlegg).

Resultater fra analyser av byggefasen er ikke dokumentert i dette bidraget til kurskompendiet.

Det opprinnelige tverrsnittet (med to kjørefelt) ble beregnet også for byggetilstanden.

I STAAD-analysene ble det da antatt at konstruksjonen var påkjent av horisontalt hviletrykk fra overkant betonghvelv og ned til underkant bunnplate. Det ble antatt 1 m forskjell i fyllingshøyde mellom sidene. Vertikal jordlast over hvelvet ble neglisjert. I tillegg ble det påført ei ensidig horisontal last på 10 kN/m^2 på siden med størst fyllingshøyde. Med dette lastbildet vil det horisontale jordtrykket bli drivende last som trykker veggene i hvelvet innover og taket oppover. Det henvises til kommentarer til enkle rammeanalyser av byggefasen i bruddgrensetilstanden fra Bruavdelingen i vedlegg V3-8 til oppdragsrapport V308B-2 for analyser hvor vertikallast tas med i byggefasen.

Resultatene fra beregning av byggetilstanden for det opprinnelige tverrsnittet viste at konstruksjonen hadde rikelig kapasitet for de beregnede snittkreftene. På denne bakgrunnen er det i STAAD-analysene ikke kontrollert spesielt for byggetilstanden med endelig tverrsnitt.

Videre i dette i bidraget til kurskompendiet er det ferdigtilstanden som blir omhandlet.

Geoteknisk kontor har utført ekstraordinære PLAXIS-analyser for byggetilstanden for å vurdere effekten av gjenstående jordtrykk fra komprimering av sprengsteinsmassene med tungt utstyr. Konstruksjonen er i dette tilfellet påført en ensidig jevnt fordelt horisontal last på 10 kN/m^2 i tillegg til ordinært jordtrykk. I tillegg er det utført PLAXIS-analyser hvor det er påført trafikklast fra tungt komprimeringsutstyr over halve betonghvelvet.

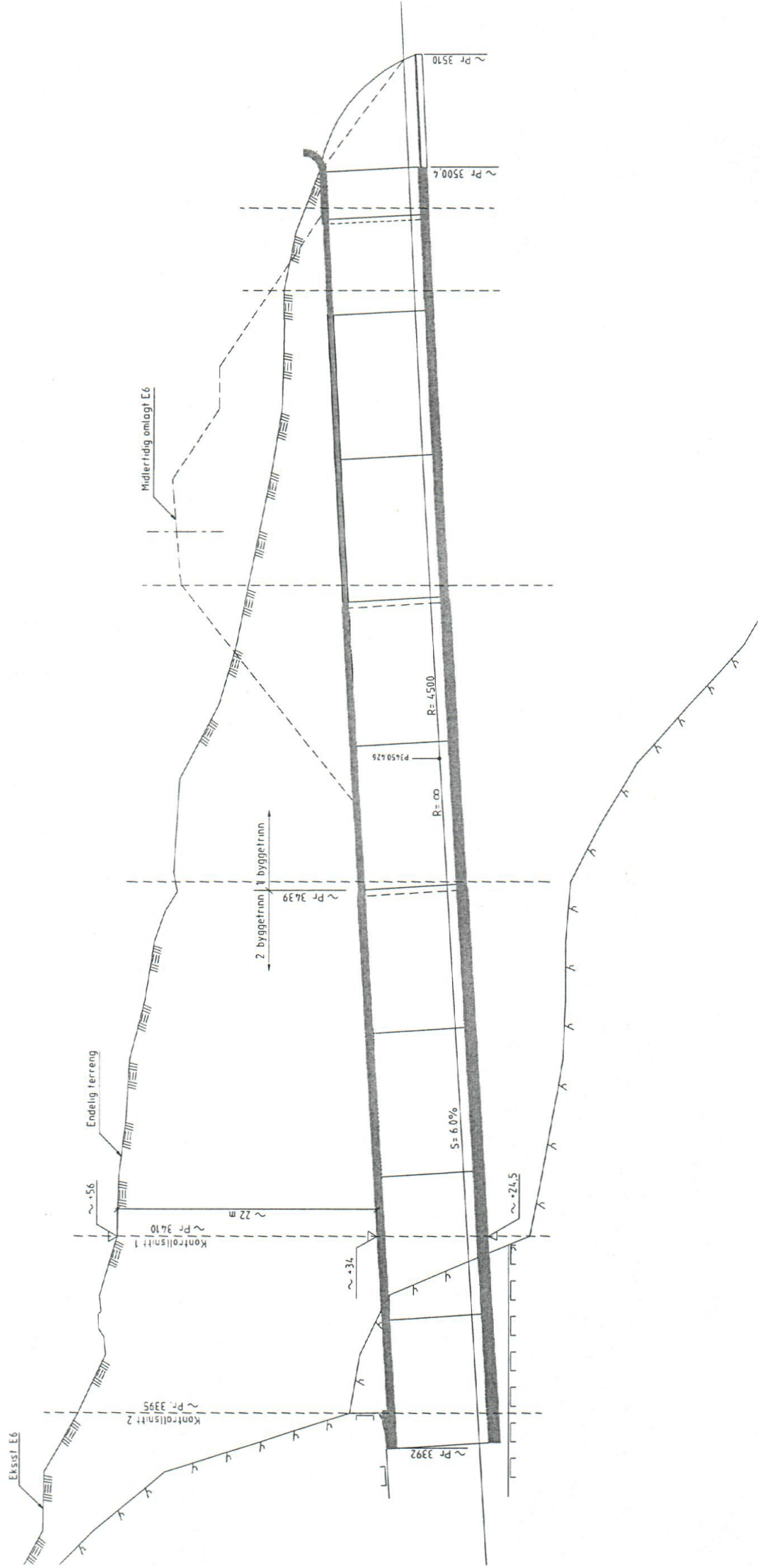


Fig. 7 Lengdesnitt av tunnel.

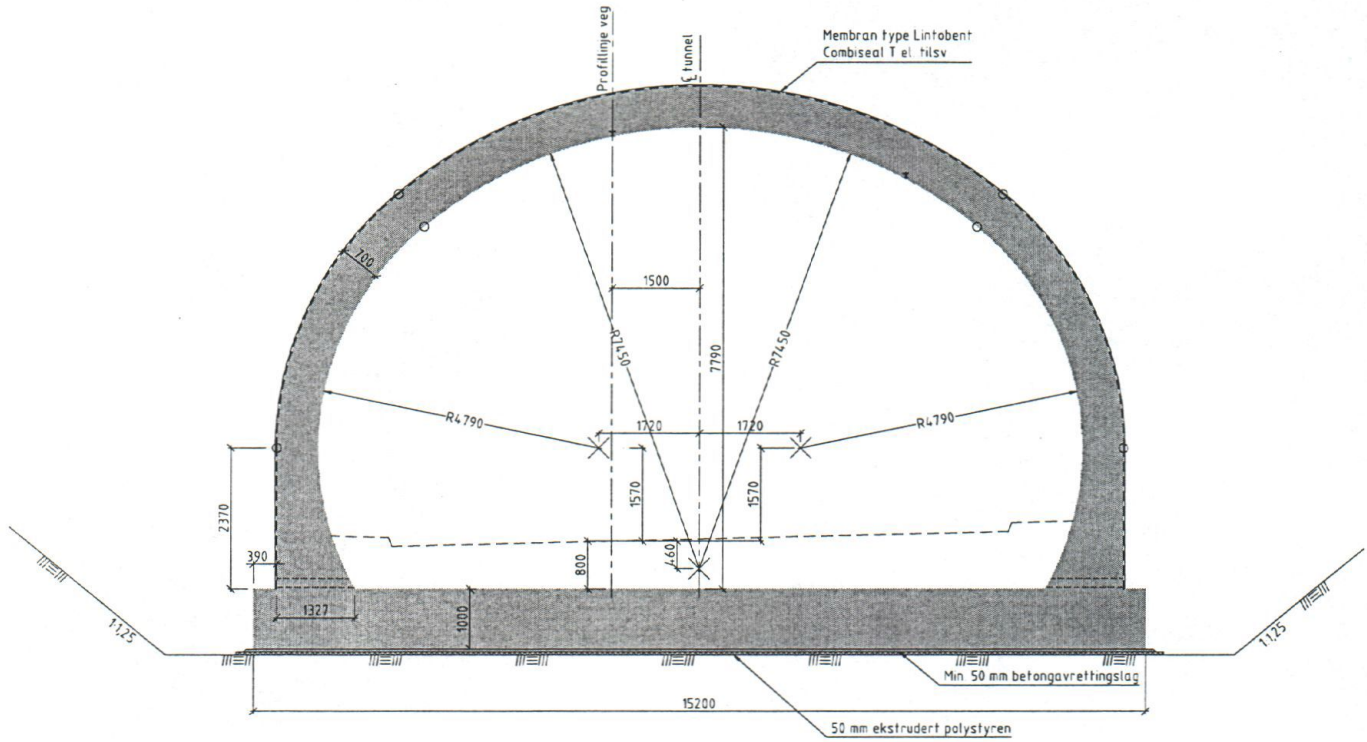


Fig. 8 Tverrsnitt av tunnel

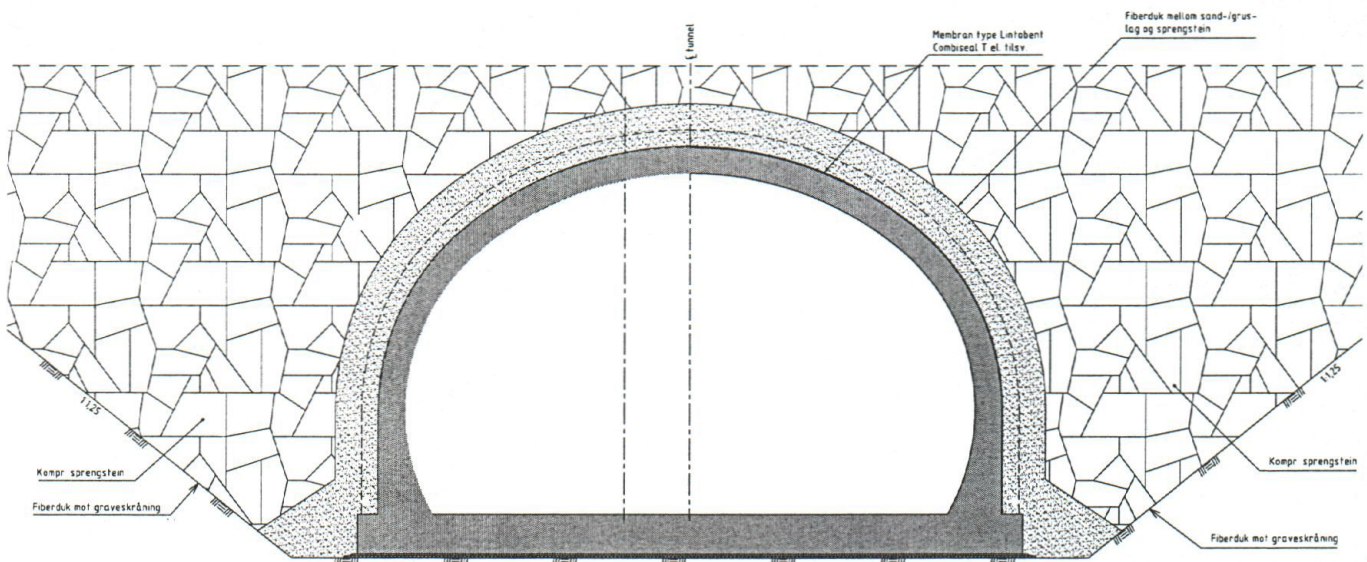


Fig. 9 Omfyllingsmasser i nærheten mot tunnel

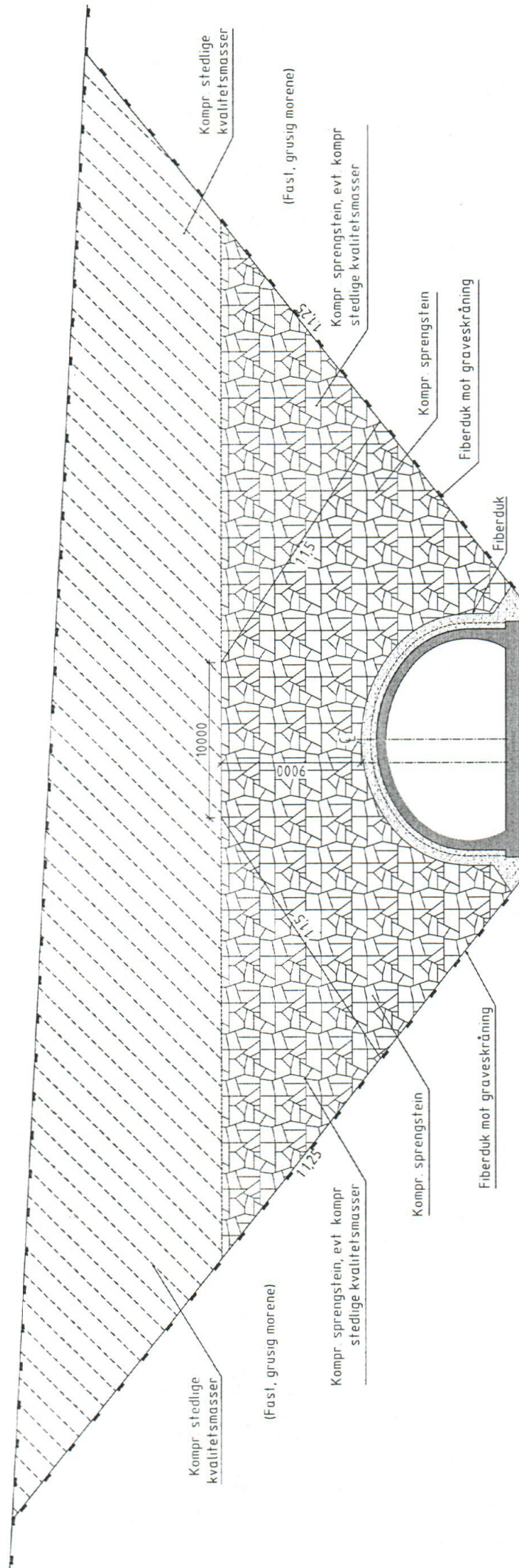


Fig. 10 Omfyllingsmasser, typisk snitt (ved profil ca. 3410)

2. Beregningsforutsetninger

For 2. byggetrinn er to kontrollsnitt vurdert, som vist på figur 7 (hvor kontrollsnitt for 1. byggetrinn også er tegnet inn).

Beregningene viser at kontrollsnitt 1 er dimensjonerende for konstruksjonen. For snitt nærmere fjellpåhugg vil fjellskjæringen gi sidestøtte mot veggene. Her vil avstanden til fjell også være liten. Dette vil gi "stiv" jordreaksjon mot bunnplata. Som vi senere skal se fra beregningene, gir "myk" reaksjon mot bunnplata mest ugunstige lastvirkninger.

Figur 11 viser antatt geometri ved kontrollsnitt 1.

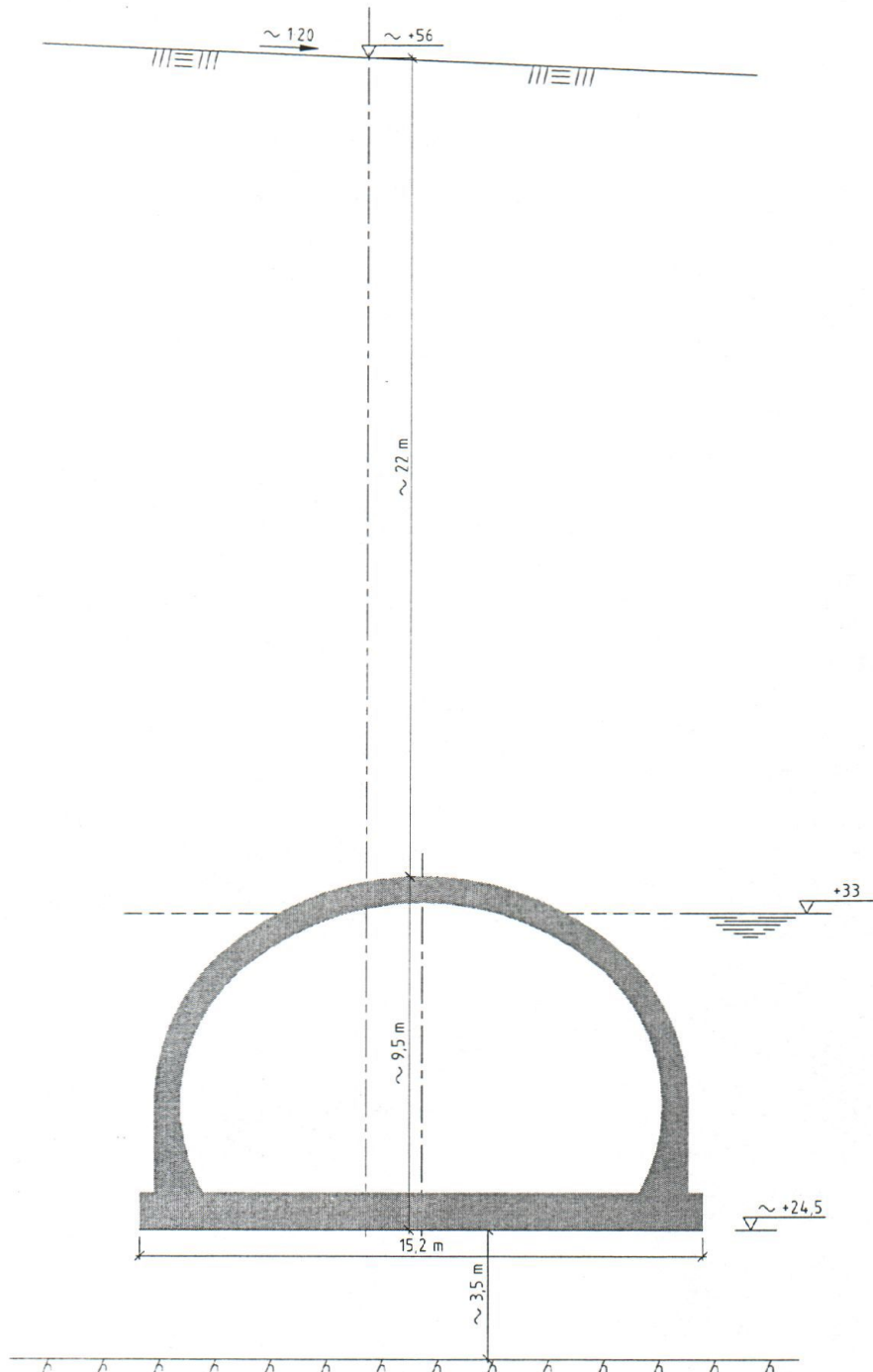


Fig. 11 Kontrollsnitt 1. Basistilfelle

P.g.a. noe usikkert fjellprofil i området ved kontrollsnitt 1, er det regnet med to forskjellige profiler. Profilet vist på figur 11 er betegnet basistilfellet, og profilet vist på figur 12 er betegnet tilfellet med skrått fjell.

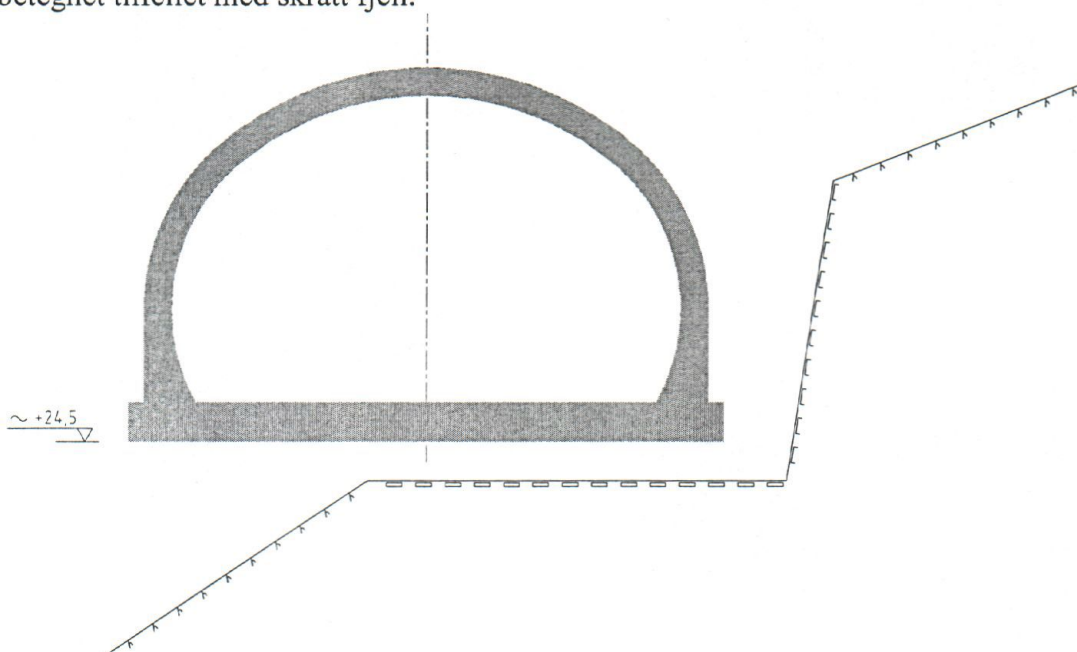


Fig. 12 Skrått fjell

For å studere virkningen av fjellskjæring på begge sider, er beregninger utført også for tilfellet vist på figur 13.

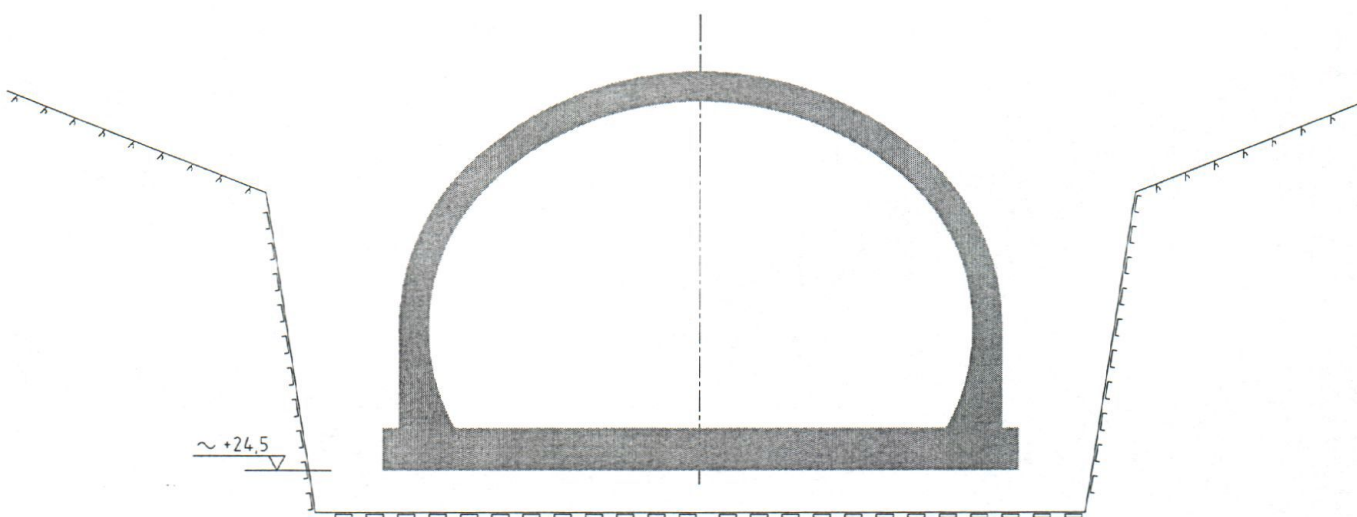


Fig. 13 Fjell på begge sider

Dette profilet vil da egentlig være gyldig for snitt nærmere fjellpåhugg i forhold til kontrollsnitt 1. Lastvirkninger ved kontrollsnitt 2 er ikke beregnet spesielt, men lastvirkninger beregnet ved kontrollsnitt 1 er skalert opp tilsvarende økt jordoverlagring ved kontrollsnitt 2 i forhold til kontrollsnitt 1.

Tunnelen er i utgangspunktet regnet drenert, men er også kontrollert for en tilstand der drenerørene har gått tett, og konstruksjonen blir påkjent av vanntrykk fra kote +33.

3. Statisk modell

Tunnelen er i STAAD-beregningene modellert som en plan rammekonstruksjon. Jorda er modellert via jordlaster og lineære jordfjærer. Jordfjærene kan bare ta trykkpåkjenning. Dersom noen fjærer gav strekkreaksjon, ble beregningene gjentatt med disse fjærene gjort inaktive.

I den videre presentasjonen vil vi konsentrere oss om å se nærmere på basistilfellet ved kontrollsnitt 1. Dette er tilsvarende forhold som er beregnet for fullt samvirke med PLAXIS, og er mest interessant for sammenlikning av resultater. Prinsippene for PLAXIS-analysene er omtalt i oppdragsrapport V308B-2.

Systemlinjer og elementinndeling, samt jordfjærer for basistilfellet er vist i figur 14.

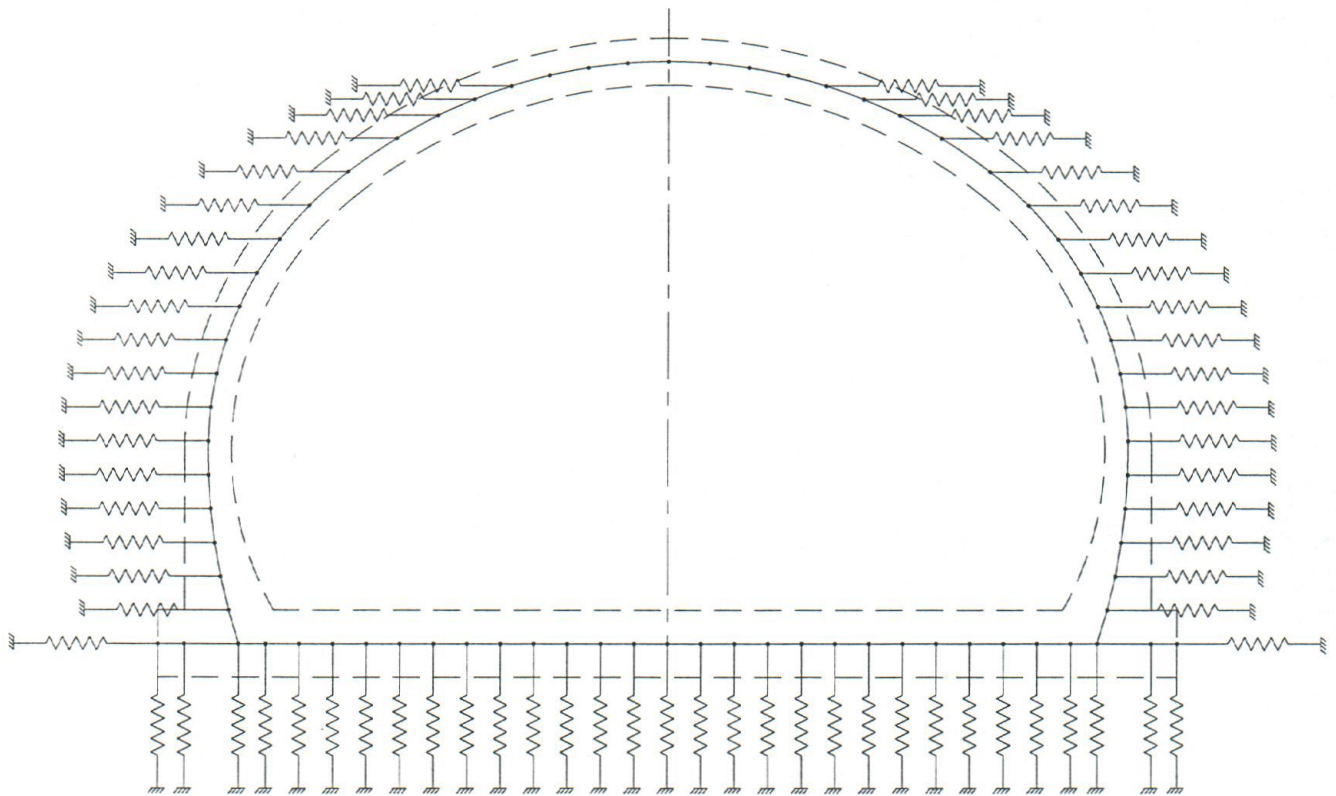


Fig. 14 Statisk modell for basistilfellet ved kontrollsnitt 1

4. Jordfjærer

Jordvolumet under tunnelen vil yte motstand i form av økt jordtrykk mot bunnplata dersom denne forskyves nedover, og jordvolumet på sidene av tunnelen vil yte motstand i form av økt jordtrykk mot veggene dersom disse forskyves utover mot jordvolumet. Dette kan modelleres via trykkfjærer med fjærkonstant lik K som mobiliseres når konstruksjonen forskyves mot jordvolumet. Fjærkonstanten per knutepunkt i modellen som dekker et segment av konstruksjonen med bredde b i planet og lengde $l = 1$ m normalt på planet er gitt av formelen $K = k \cdot b \cdot l$ (kN/m), hvor k er enhetssekantstivheten (kN/m²/m).

4.1 Vertikale jordfjærer

Ved kontrollsnitt 1 er det liten avstand til fjell. Enhetssekantstivheten kan da forenklet antas som $k_v = M/L$, hvor M er ødometermodulen og L er tykkelsen av jordlaget over fjell.

I dette tilfellet består jordlaget av morenemasser med tykkelse $\sim 3,5$ m.

Ødometermodulen er gitt av uttrykket :

$$M = M^{\text{ref}}(\sigma_1'/p_a)^{0,3}, p_a = 100 \text{ kPa}$$

$\sigma_1' \sim p_v'$ er representativt vertikalt spenningsnivå under bunnplata, som vil være avhengig av om det regnes med drenerte eller udrenerte forhold. Med udrenerte forhold menes her en ulykkestilstand hvor dreneringene går tett eller ikke har tilstrekkelig kapasitet til å ta unna vannet slik at grunnvannet stiger til kote 33. For basistilfellet er både drenert og udrenert tilstand beregnet (dvs. at det er brukt forskjellige fjærkonstanter for disse to tilstandene). Tilsvarende som for K_0' er det regnet med både en øvre og en nedre grenseverdi for M^{ref} , og dermed øvre og nedre grenseverdi for fjærstivhetene.

For morenemassene er øvre verdi for M^{ref} oppgitt til 50 MPa og nedre grense til 30 MPa.

4.2 Horisontale jordfjærer

For basistilfellet antas jordvolumet på begge sider å bestå av 1 m sand/grus nærmest tunnelveggen, så sprengstein og ytterst morene. For slik lagdelt jord kan den horisontale jordreaksjonen simuleres via en seriekoplet fjær med enhetssekantstivhet k_h , hvor $k_h = 1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_3$.

k_1 er bidraget fra sand-/gruslaget, k_2 er bidraget fra sprengsteinslaget og k_3 er bidraget fra morenelaget. Bidragene fra de enkelte lagene kan estimeres ved å anta en forenklet, lineær spennings-fordeling som avtar fra p ved veggen til null i avstand $L \sim 3 \cdot a$ fra veggen, hvor a er høyden av tunnelen $\sim 9,5$ m (kfr. fig. 15). $L_1 \sim 1$ m (lengde av sand-/gruslag), $L_2 \sim 7$ m (lengde av sprengsteinslag) og $L_3 \sim 20,5$ m (lengde av morenelag).

Tilhørende middelspenning for hvert lag kan betegnes $\alpha_1 \cdot p$, $\alpha_2 \cdot p$ og $\alpha_3 \cdot p$ ut fra spenningsfordelingen.

For sand-/gruslaget : $\alpha_1 = 0,5 \cdot (9,5 + 9,1) / 9,5 = 0,98$

For sprengsteinslaget : $\alpha_2 = 0,5 \cdot (9,1 + 6,8) / 9,5 = 0,84$

For morenelaget : $\alpha_3 = 0,5 \cdot 6,8 / 9,5 = 0,36$

Dette gir $k_1 = M_1 / (\alpha_1 \cdot L_1)$, $k_2 = M_2 / (\alpha_2 \cdot L_2)$ og $k_3 = M_3 / (\alpha_3 \cdot L_3)$, hvor M_1 , M_2 og M_3 er hhv. sandens, sprengsteinens og morenens representative ødometermodul i aktuelt dybdenivå.

For sand-/gruslaget og sprengsteinslaget er ødometermodulen gitt av uttrykket :

$$M = M^{\text{ref}}(\sigma_1'/p_a)^{0,5}, p_a = 100 \text{ kPa}$$

For morenelaget er ødometermodulen gitt av uttrykket :

$$M = M^{\text{ref}}(\sigma_1'/p_a)^{0,3}, p_a = 100 \text{ kPa} \quad (\text{tilsv. som for vertikale jordfjærer})$$

$\sigma_1' \sim p_v'$ er representativt vertikalt spenningsnivå, og er antatt i nivå med halve tunnelhøyden opp fra uk bunnplate, dvs. ved kote $+24,5 + 9,5/2 = +29,25$.



Fig. 15 Antatt spenningsfordeling i jordvolumet på sidene

For basistilfellet er både drenert og udrenert tilstand beregnet (dvs. at det er brukt forskjellige fjærkonstanter for disse to tilstandene).

Det er regnet med både en øvre og en nedre grenseverdi for M^{ref} , og dermed øvre og nedre grenseverdi for fjærstivhetene.

For grus-/sandlaget er øvre verdi for M^{ref} oppgitt til 45 MPa og nedre grense til 25 MPa.

For sprengsteinslaget er øvre verdi for M^{ref} oppgitt til 90 MPa og nedre grense til 50 MPa.

For morenelaget er øvre verdi for M^{ref} oppgitt til 50 MPa og nedre grense til 30 MPa (kfr. pkt. 4.1).

For grenseverdiene for den totale fjærstivheten $k_h = 1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_3$, er det konservativt antatt at hver del opptrer med sine respektive grenseverdier samtidig.

P.g.a. noe større jordoverlagring på venstre side enn på høyre side, og dermed noe større σ_1' , er det regnet med noe større jordstivhet på venstre side.

5. Laster

Lastene består i hovedsak av egenlaster (betong og overliggende jord).

Figur 16 viser vertikalt jordtrykk (for basistilfellet ved kontrollsnitt 1). For å få med virkning av terrenghelning i tverretningen i topp, er det antatt en høydeforskjell på 1m mellom venstre og høyre side.

I beregningene er det også kjørt lasttilfeller med tilleggslast på terreng (20 kN/m^2) påført på sidene eller over tunneltak. Denne lasten er tatt med for å ta høyde for tilleggslast ved oppfylling/komprimering, og noe ekstra (ujevn) uforutsatt oppfylling.

Tyngdetettheten γ for overlagringsmassene er oppgitt til 20 kN/m^3 (Kfr. oppdragsrapport V308B-2)

Vanntrykket er påført trekantfordelt mot veggene, og med konstant verdi $8,5 \cdot 10 = 85 \text{ kN/m}^2$ oppadrettet mot bunnplata.

For basistilfellet ved kontrollsnitt 1 antas det effektive, horisontale jordtrykket mot tunnelveggene å tilsvare hviletrykk i henhold til en hviletrykkskoeffisient K_0' som ligger mellom en nedre grense på 0,33 og en øvre grense på 0,43. Bakgrunnen for dette valget er gitt i avsnitt 4.2 Klassisk jordtrykk i oppdragsrapport V308B-2. I det følgende blir dette jordtrykket referert til som "klassisk jordtrykk".

For tilfellet med skrått fjell (kfr. fig. 12) beregnes tunnelen både for tilfellet med klassisk jordtrykk på siden mot fjell, og redusert jordtrykk i henhold til siloeffekt, som tar hensyn til at jordtrykket blir redusert i forhold til klassisk jordtrykk i en smal vertikal spalte. Det refereres til avsnitt 4.3 Siloeffekt i oppdragsrapport V308B-2.

Tilsvarende vil gjelde for tilfellet med fjellskjæring på begge sider (kfr. fig. 13).

(Som påpekt i det geotekniske grunnlaget, må formelen for "silotrykk" ikke brukes for beregning av dimensjonerende trykk dersom det er konservativt med et høyt jordtrykk.)

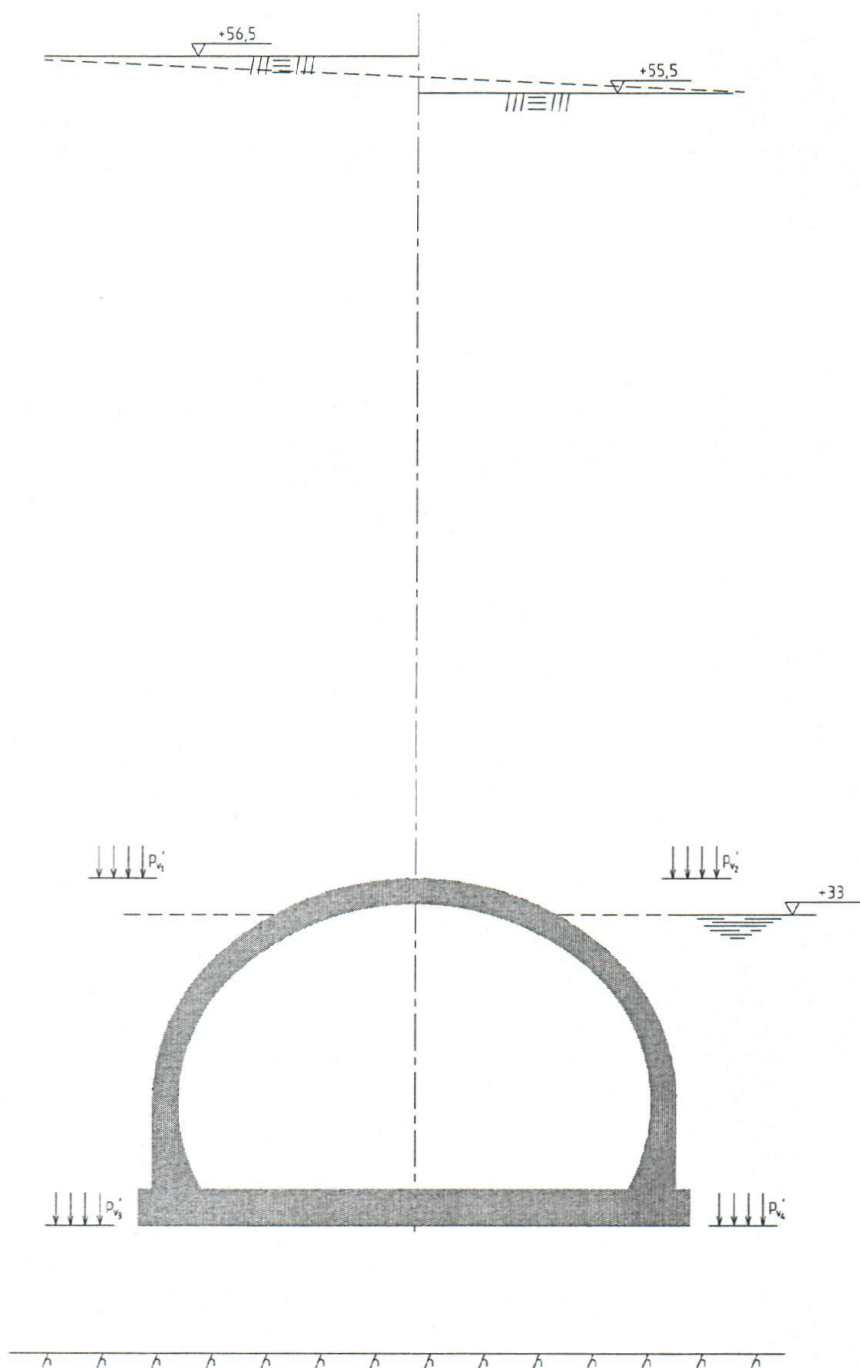


Fig. 16 Vertikalt jordtrykk for basistilfellet kontrollsnitt 1

Udrenert/drenert : $p_{v1}' = 22,5 \cdot 20 = 450 \text{ kN/m}^2$, $p_{v2}' = 21,5 \cdot 20 = 430 \text{ kN/m}^2$

Udrenert : $p_{v3}' = 23,5 \cdot 20 + 8,5 \cdot 10 = 555 \text{ kN/m}^2$, $p_{v4}' = 22,5 \cdot 20 + 8,5 \cdot 10 = 535 \text{ kN/m}^2$

Drenert : $p_{v3}' = 32 \cdot 20 = 640 \text{ kN/m}^2$, $p_{v4}' = 31 \cdot 20 = 620 \text{ kN/m}^2$

6. Egenstivhet av tunneltverrsnittet

Tverrsnittet er i utgangspunktet beregnet med korttids E-modul. Denne er satt lik 25.000 MPa. Det er regnet med uoppsprukket tverrsnitt basert på betongdimensjoner (for nedre del av veggene, hvor tverrsnittstykkelsen varierer, er det regnet med gjennomsnittlig tykkelse innen hvert bjelke-element).

I virkeligheten vil enkelte områder i tunneltverrsnittet sprekke opp, avhengig av forholdet mellom aksialkraft og moment, slik at det i disse områdene vil bli en reduksjon i stivheten. Det virkelige forløpet av EI vil kunne bli ganske komplisert.

For antatt betongkvalitet C55 er beregningsmessig korttids E-modul $E_{ck} = 29.564$ MPa.

Når det er regnet med en noe redusert verdi for korttids E-modulen i forhold til E_{ck} , er det bl.a. motiveret utfra det forholdet at konstruksjonen vil sprekke opp også ved korttidsforhold, slik at EI vil bli betydelig redusert i forhold til antatt uoppsprukket tverrsnitt.

Virkelig stivhet EI vil således være mindre enn den antatte korttids E-modulen kombinert med uoppsprukket tverrsnitt.

For enkelte tilfeller er tverrsnittet også beregnet med langtids E-modul. Denne er satt til 10.000 MPa (tilsv. kryptall $\phi = 1,5$).

7. Beregnede snittkrefter

Tverrsnittet er beregnet for forskjellige tilfeller, og med forskjellige kombinasjoner av fjærkonstanter og horisontalt jordtrykk. Alle snittkrefter er ufaktoriserede (dvs. lastfaktor 1,0). Momentdiagram for et typisk tilfelle er vist i figur 17.

Dette tilfellet er beregnet med korttids E-modul. Momentdiagrammet i figur 18 viser resultater for langtids E-modul (snittkreftene er angitt pr. m lengde av tunnel).

Disse to tilfellene vil tilsvare "Analyse B" i PLAXIS-beregningene ("nedre grense"). (Signe Kirkebø vil i neste innlegg sammenligne resultater fra STAAD og PLAXIS).

Øvrige beregningsforutsetninger (samme for disse to tilfellene) :

Drenert tilstand

Vertikale fjærer : nedre grense

Horisontale fjærer : nedre grense

Horisontalt jordtrykk : $K_0' = 0,43$ (øvre grense)

Fig. 19 og 20 viser skjærkraftdiagram for de samme to tilfellene.

En sammenstilling av beregningsresultater fra STAAD med forskjellige inngangsparametre er gitt i tabell 1 og 2 (hvor tilfellene vist i fig. 17–20 er markert).

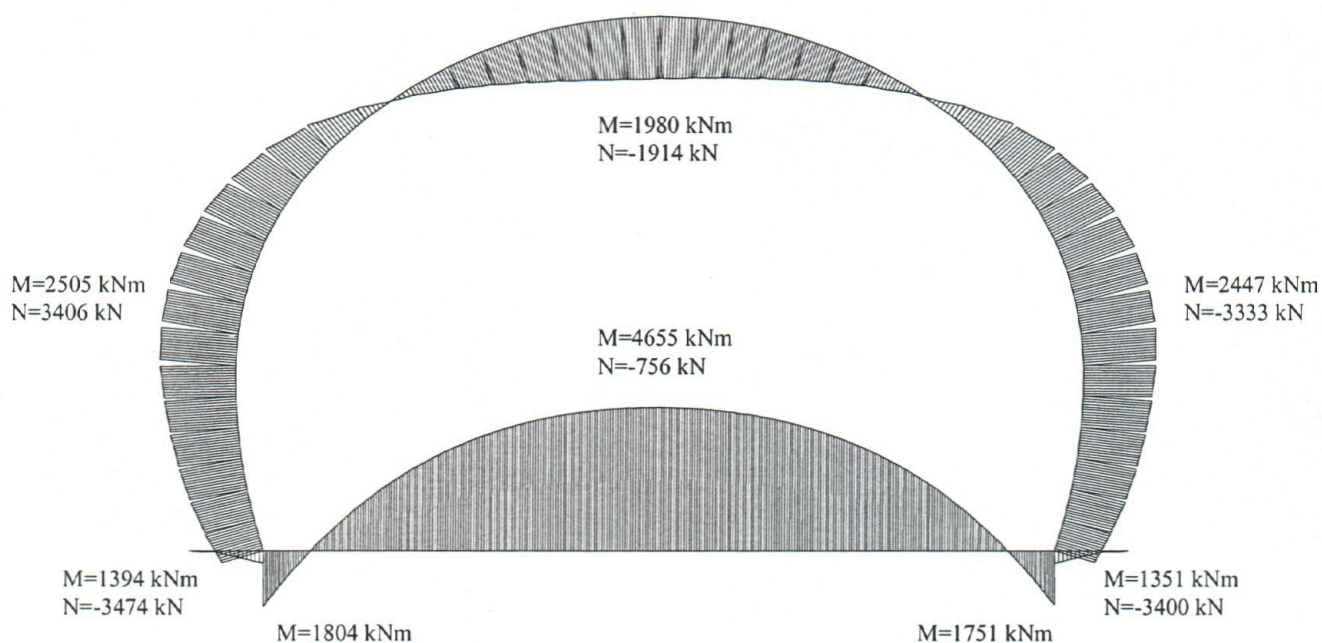


Fig. 17 Momentdiagram for beregninger med korttids E-modul

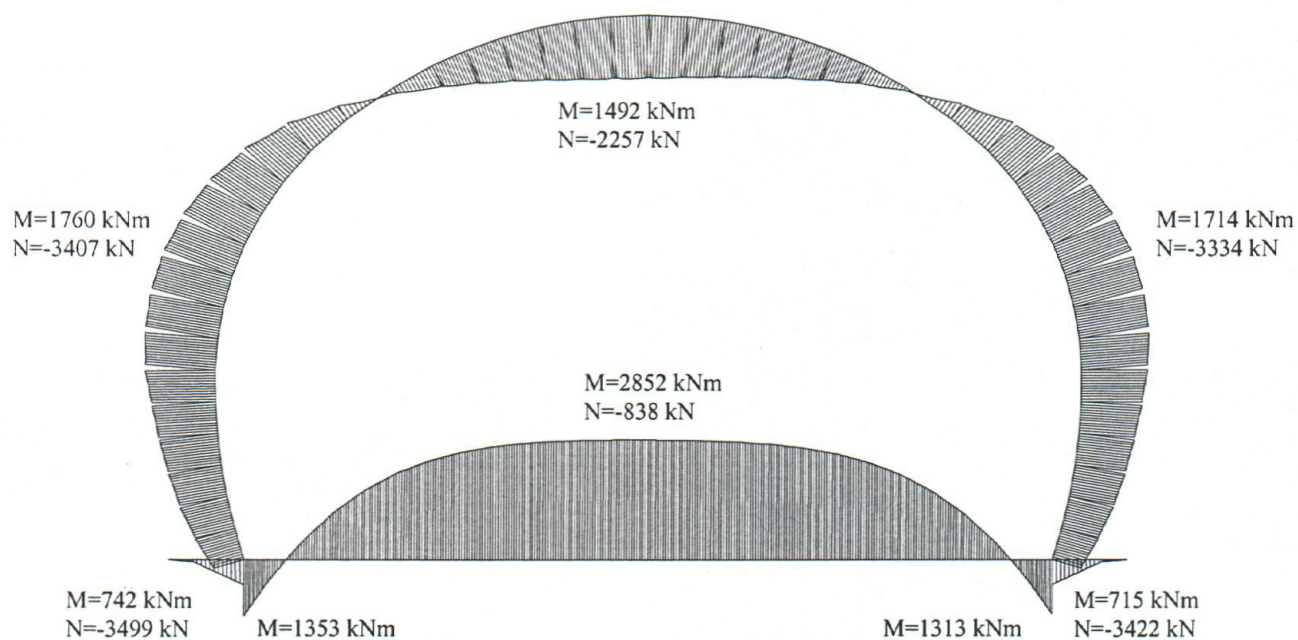


Fig. 18 Momentdiagram for beregninger med langtids E-modul

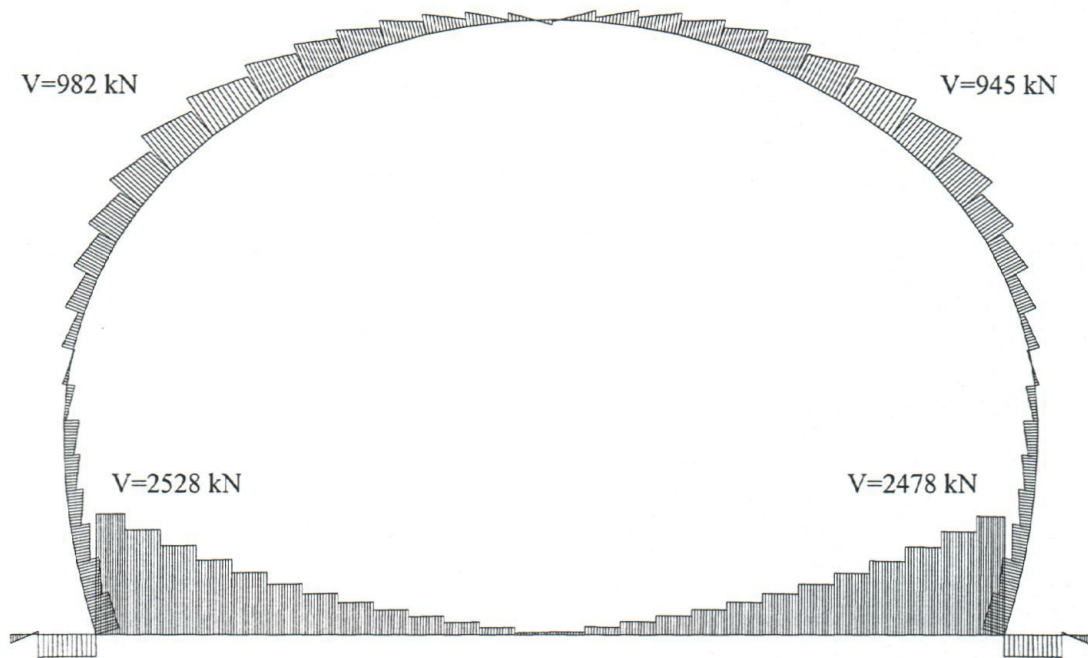


Fig. 19 Skjærkraftdiagram for beregninger med korttids E-modul

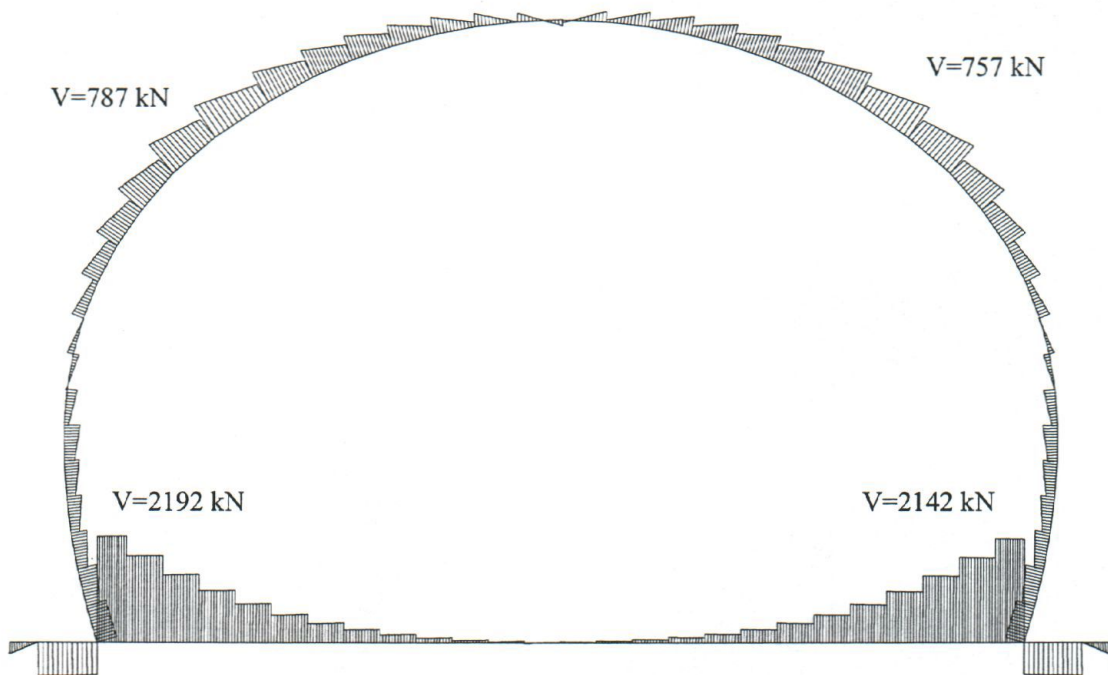


Fig. 20 Skjærkraftdiagram for beregninger med langtids E-modul

Tilfelle	E-modul	Lastkomb.	Vert. fjærer	Hor. fjærer	K ₀ '	Tilstand	Bunnpl.-midtsnitt		Bunnplate-hjørne		Vegg-oppe		Tak-midtsnitt	
							M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Udrenert	4784	-671	1712	-671	2617	-3411	2106	-1770
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Drenert	4770	-496	1556	-496	2690	-3413	2160	-1732
	Korttid	LK20	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Drenert	4967	-477	1574	-477	2820	-3515	2275	-1783
	Langtid	LK20	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Drenert	3013	-584	1117	-584	2009	-3554	1726	-2170
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Nedre gr.	0,43	Udrenert	4675	-906	1941	-906	2446	-3404	1935	-1945
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Nedre gr.	0,43	Drenert	4655	-756	1804	-756	2505	-3406	1980	-1914
	Langtid	LK10	Nedre gr.	Nedre gr.	0,43	Drenert	2852	-838	1353	-838	1760	-3407	1492	-2257
Basistilf.	Korttid	LK10	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Udrenert	4558	-1072	2183	-1072	2251	-3397	1768	-2080
	Korttid	LK20	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Udrenert	4552	-1098	2195	-1098	2242	-3398	1764	-2083
	Langtid	LK20	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Udrenert	2834	-1248	1885	-1248	1445	-3411	1243	-2457
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Drenert	4536	-930	2058	-930	2302	-3399	1806	-2057
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Øvre gr.	0,33	Udrenert	4658	-851	1974	-851	2407	-3404	1925	-1917
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Øvre gr.	0,33	Drenert	4641	-685	1832	-685	2470	-3406	1971	-1887
	Korttid	LK10	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Udrenert	3709	-952	1703	-952	2036	-3389	1674	-2130
	Korttid	LK10	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Drenert	3663	-806	1563	-806	2086	-3391	1710	-2104
	Korttid	LK10	Øvre gr.	Øvre gr.	0,33	Udrenert	3864	-559	1222	-559	2403	-3398	1990	-1832
	Korttid	LK10	Øvre gr.	Øvre gr.	0,33	Drenert	3821	-379	1049	-379	2473	-3400	2041	-1796

Tilfelle	E-modul	Vert. fjærer	Hor. fjærer	K ₀ '	Jordtrykk	Bunnpl.-midtsnitt		Bunnplate-hjørne		Vegg-oppe		Tak-midtsnitt	
						M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]
	Korttid	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Klassisk	4515	-766	2019	-766	2515	-3343	1914	-1940
	Korttid	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Siloeffekt	4554	-696	1880	-696	2523	-3334	1918	-1935
Skrått fjell Drenert tilst.	Korttid	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Klassisk	4128	-1244	2708	-1244	2310	-3387	1522	-2314
	Korttid	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Siloeffekt	4152	-1173	2567	-1173	2254	-3389	1525	-2308
	Korttid	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Klassisk	3408	-1074	1979	-1074	1886	-3334	1441	-2328
	Korttid	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Siloeffekt	3466	-999	1820	-999	1752	-3390	1445	-2322

Tilfelle	E-modul	Vert. fjærer	Hor. fjærer	K ₀ '	Jordtrykk	Bunnpl.-midtsnitt		Bunnplate-hjørne		Vegg-oppe		Tak-midtsnitt	
						M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]
	Korttid	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Klassisk	2178	-1097	1590	-1097	1250	-3408	1308	-2258
Fjell på begge sider Drenert tilst.	Korttid	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Siloeffekt	2087	-705	1214	-705	1317	-3372	1352	-2167
	Korttid	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Klassisk	1458	-1413	1708	-1413	882	-3496	935	-2570
	Korttid	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Siloeffekt	1411	-979	1355	-979	932	-3378	975	-2477

Sammenstilling av momentverdier (med tilhørende normalkraft)

Tabell 1

Tilfelle	Bunnpl.-hjørne						Vegg-oppe	
	E-Modul	Lastkomb.	Vert. fjærer	Hor. fjærer	K ₀ '	Tilstand	V[kN]	V[kN]
Basisstilf.	Korttid	LK10	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Udrenert	2540	1018
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Drenert	2507	1040
	Korttid	LK20	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Drenert	2596	1089
	Langtid	LK20	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Drenert	2232	877
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Nedre gr.	0,43	Udrenert	2560	964
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Nedre gr.	0,43	Drenert	2528	982
	Langtid	LK10	Nedre gr.	Nedre gr.	0,43	Drenert	2192	787
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Udrenert	2580	891
	Korttid	LK20	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Udrenert	2581	890
	Langtid	LK20	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Udrenert	2288	682
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Drenert	2551	906
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Øvre gr.	0,33	Udrenert	2562	939
	Korttid	LK10	Nedre gr.	Øvre gr.	0,33	Drenert	2531	957
	Korttid	LK10	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Udrenert	2383	857
	Korttid	LK10	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Drenert	2346	871
	Korttid	LK10	Øvre gr.	Nedre gr.	0,33	Udrenert	2328	977
	Korttid	LK10	Øvre gr.	Nedre gr.	0,33	Drenert	2286	997

Tilfelle	Bunnpl.-hjørne						Vegg-oppe	
	E-modul	Vert. fjærer	Hor. fjærer	K ₀ '	Jordtrykk	V[kN]	V[kN]	
Skrått fjell Drenert tilst.	Korttid	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Klassisk	2684	966	
	Korttid	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Siloeffekt	2678	971	
	Korttid	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Klassisk	2663	818	
	Korttid	Nedre gr.	Øvre gr.	0,43	Siloeffekt	2655	824	
	Korttid	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Klassisk	2542	792	
	Korttid	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Siloeffekt	2532	797	

Tilfelle	Bunnpl.-hjørne						Vegg-oppe	
	E-modul	Vert. fjærer	Hor. fjærer	K ₀ '	Jordtrykk	V[kN]	V[kN]	
Fjell på begge sider Drenert tilst.	Korttid	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Klassisk	2131	730	
	Korttid	Nedre gr.	Nedre gr.	0,33	Siloeffekt	1947	730	
	Korttid	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Klassisk	2034	596	
	Korttid	Øvre gr.	Øvre gr.	0,43	Siloeffekt	1850	593	

Tabell 2 Sammenstilling av skjærkraftverdier

Vurdering av resultater

Beregningene viser at det er liten forskjell i resultater for udrenert og drenert tilstand. Tilfellene "skrått fjell" og "fjell på begge sider" er følgelig kun beregnet for drenert tilstand. Beregningene med langtids E-modul gir betydelig reduksjon i lastvirkninger i forhold til beregninger med korttids E-modul.

Den alt overveiende del av belastningen på konstruksjonen er langtidslaster. Langtidsforholdene er derfor mest representative.

Beregningene viser videre at nedre grenseverdier for fjærstivheter i vertikal retning (mot bunnplata) er dimensjonerende.

Som nevnt under pkt. 4.2, er det i horisontalretningen antatt at de ulike jordlagene opptrer med sine øvre-/nedre grenseverdier samtidig.

Videre er det antatt mest ugunstige kombinasjoner av fjærstivheter og horisontal jordtrykksfaktor K_0' . For løsmasser med lav skjærstyrke (liten friksjonsvinkel ϕ) og stivhet er det vel mer realistisk å anta en "kopling", slik at nedre grense for fjærstivhetene skulle vært kombinert med øvre grense for K_0' i henhold til overslagsformelen $K_0' \approx 1 - \sin\phi$, og motsatt for løsmasser med høy skjærstyrke og stivhet.

Tilfellet med "skrått fjell" gir en betydelig økning av hjørnemomentet i bunnplata i forhold til "basistilfellet".

Beregninger med jordtrykk iht. "siloeffekt" viser at denne effekten har begrenset betydning. Som forventet, gir tilfellet med fjellskjæring på begge sider en betydelig reduksjon i lastvirkninger i forhold til "basistilfellet".

7. Beregnede deformasjoner og jordtrykk

Beregnete deformasjoner for tilstandene tilsvarende fig. 17-20 er gitt i fig. 21 og 22.

Jordtrykket mot konstruksjonen i de samme to tilstandene er vist i fig. 23 og 24.

Jordtrykket fra fjærene er framkommet ved å dividere opplagerkraft i hver enkelt fjær med tilhørende influensbredde.

Spesielt for vertikalt jordtrykk ser vi at det blir en ganske stor omfordeling ved langtidsforhold, slik at en større del av vertikaltrykket blir overført til de stivere delene av konstruksjonen ved veggene. Som vi kan se av foregående momentdiagrammer, er det momentverdien ved midtsnitt i bunnplata som blir mest redusert i forhold til korttidsforholdene.

Som følge av større deformasjoner, blir horisontaltrykket mot veggene større for langtidsforhold. I figurene er totalt horisontaltrykk (p_{hres}) vist, i tillegg til del-bidragene fra jordfjærer og horisontaltrykk iht. "klassisk" teori.

P.g.a. større sidestøtte, blir momentverdiene for vegger/hvelv også redusert i forhold til langtidsforholdene, om enn i mindre grad enn for bunnplata.

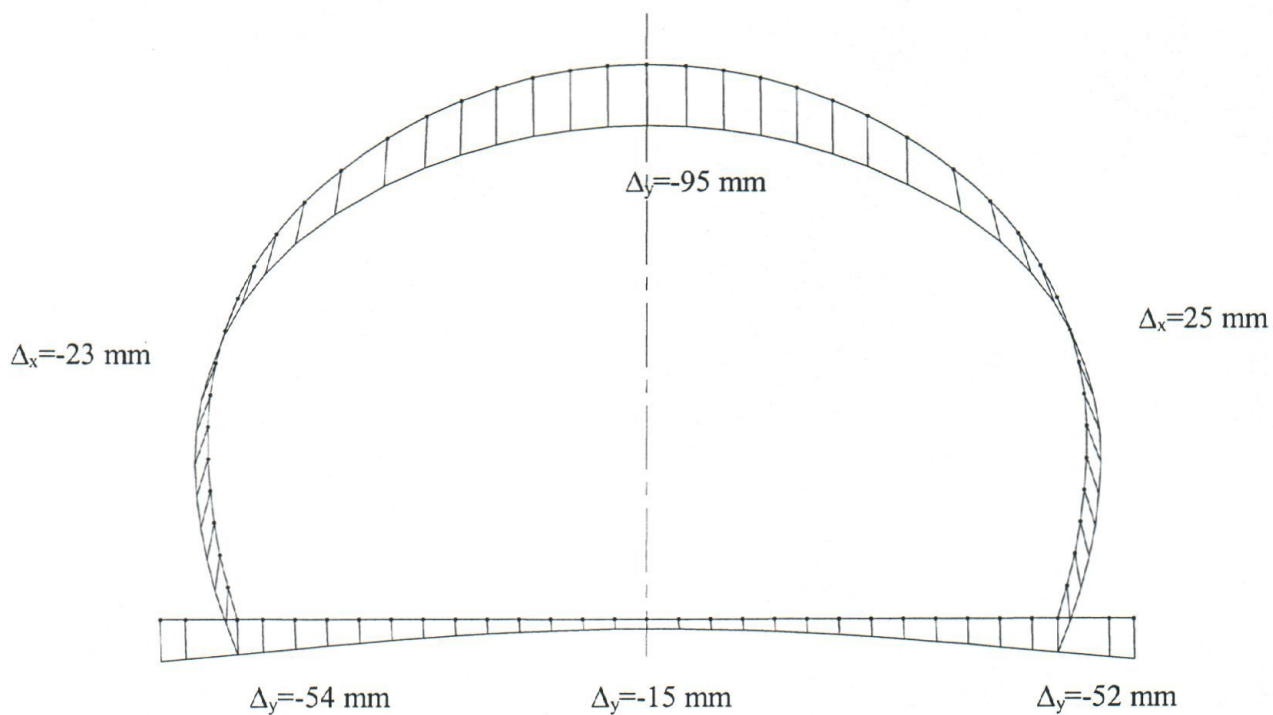


Fig. 21 Beregnede deformasjoner for korttids E-modul

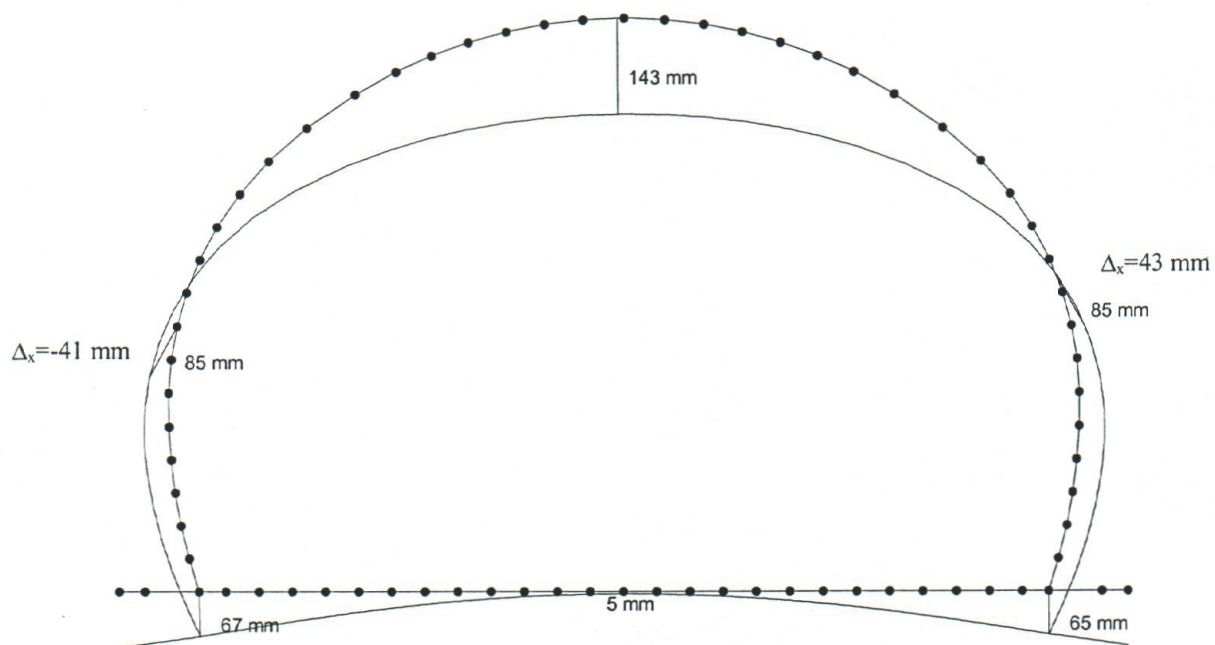


Fig. 22 Beregnede deformasjoner for langtids E-modul

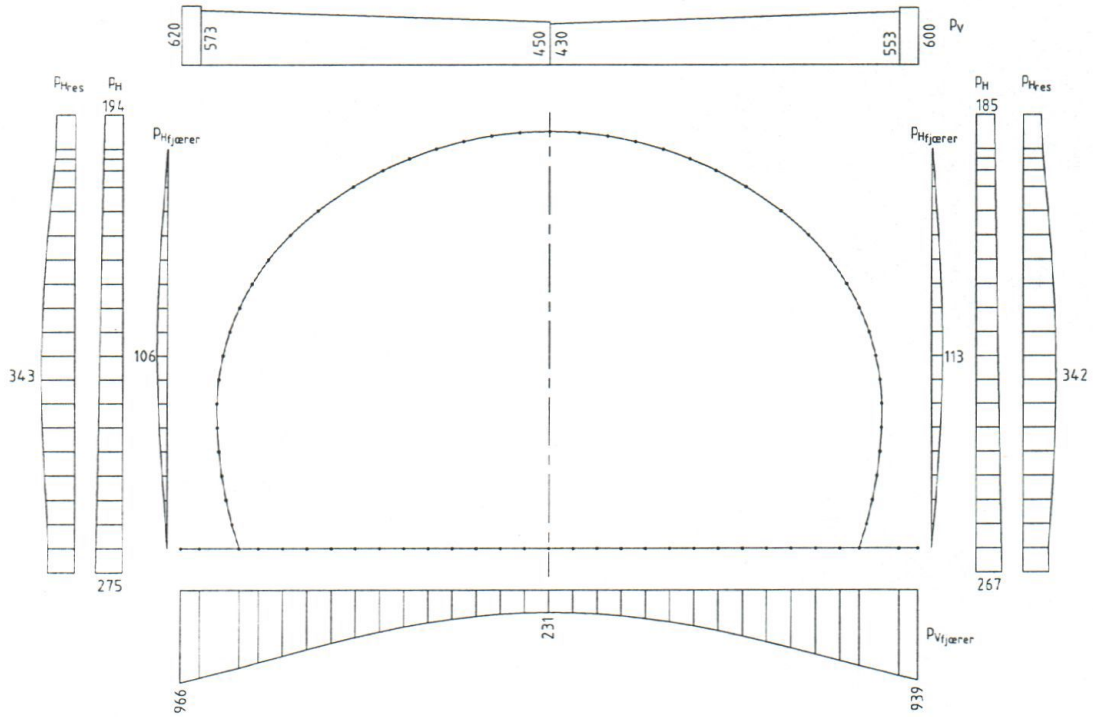


Fig. 23 Trykkfordeling mot tunnel ved korttids forhold (enhet : kN/m^2)

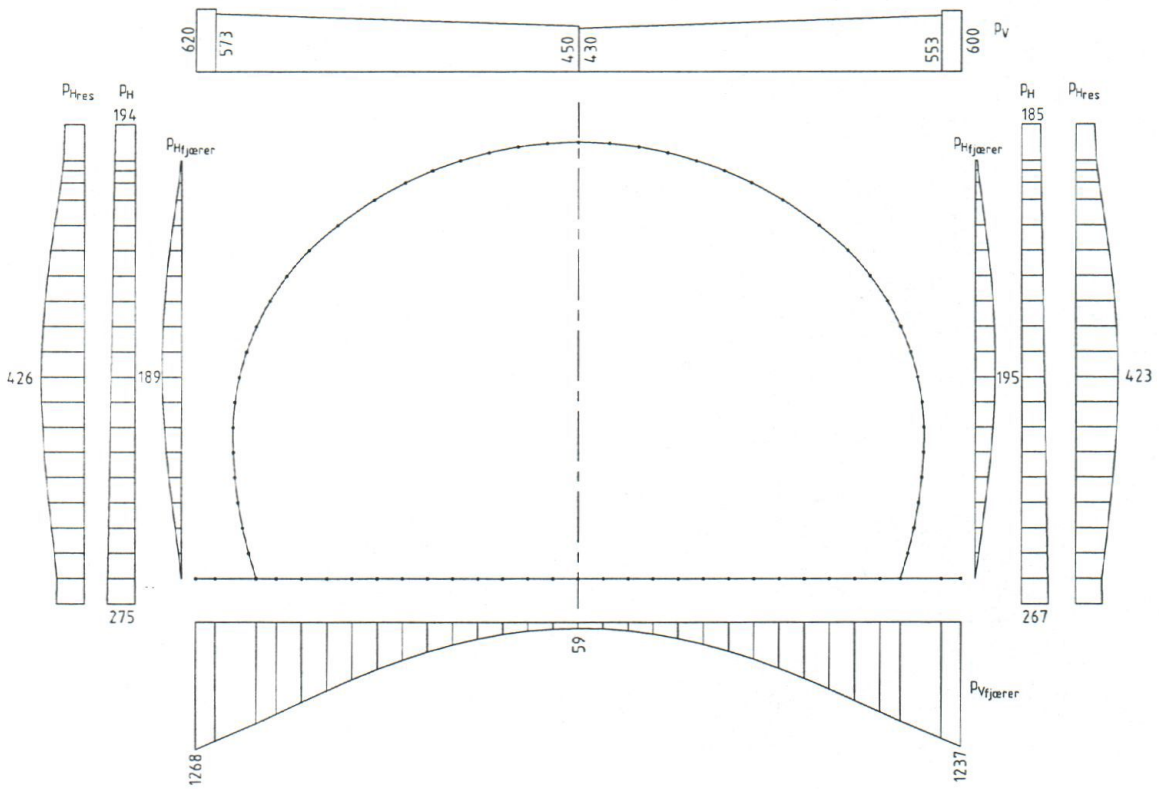
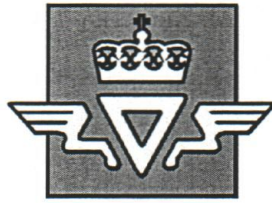


Fig. 24 Trykkfordeling mot tunnel ved langtids forhold (enhet : kN/m^2)



Statens vegvesen

SK-kurs om
Samvirke mellom jord og konstruksjon
22. - 23. oktober 2002
Quality Airport Hotel, Gardermoen

Løsmassetunnel; Eggemarka

**Modellering av jordens bidrag i rammeanalyser
Samvirkeanalyser med PLAXIS
Sammenligning av resultater fra PLAXIS og STAAD**

Signe Kirkebø
Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling

INNHOLDSFORTEGNELSE

1	Generelt om prosjektering av Eggemarka løsmassetunnel	2
2	Modellering av jordens bidrag i rammeanalyser	3
2.1	Elementmodell med jordlaster og jordfjærer	3
2.2	Jordens styrke og stivhet	5
2.2.1	Treaksialforsøk	5
2.2.2	Ødometerforsøk	6
2.2.3	Styrke- og deformasjonsparametere.....	6
2.3	Grove estimat av fjærkonstanten k.....	8
2.4	Elastiske halvromsløsninger for estimat av fjærkonstanten k.....	10
3	Samvirkeanalyser med PLAXIS og sammenligning med STAAD	11
3.1	Generelt om modellering i PLAXIS og STAAD	11
3.2	Tunnel med to kjørefelt.....	11
3.2.1	Tunnelgeometri og modellering av konstruksjonen i STAAD og PLAXIS	11
3.2.2	Sammenligning av resultater fra STAAD og PLAXIS	11
3.3	Tunnel med tre kjørefelt.....	12
3.3.1	Tunnelgeometri og modellering av konstruksjonen i STAAD og PLAXIS	12
3.3.2	Sammenligning av resultater fra STAAD og PLAXIS	14

1 Generelt om prosjektering av Eggemarka løsmassetunnel

Statens vegvesen Nord-Trøndelag bygger ny E6 gjennom Steinkjer. Ny veg skal gå i tunnel gjennom Eggevammen. Denne tunnelen vil bestå av ca. 370 m fjelltunnel, med løsmassetunneler i begge ender. Løsmassetunnelen på nordsiden kalles Eggemarka løsmassetunnel. Dette er en betongtunnel av typen "cut and cover". Den er ca. 100 m lang og har en jordoverdekning på inntil 25 m.

Sv Nord-Trøndelag er byggherre for prosjektet, og Sv Rogaland har hatt ansvaret for dimensjoneringen av tunnelkonstruksjonen. Statiske beregninger er utført med programmet STAAD. Sv Rogaland har fått geoteknisk bistand av Sv Nord-Trøndelag og Sv Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling, Geoteknisk kontor. Geoteknisk kontor har bistått med krav til tilbakefyllingsmasser, grunnlag for bestemmelse av jordlaster og jordfjærer til STAAD-analysene, samt med fulle samvirkeanalyser av tunnelen med elementmetodeprogrammet PLAXIS.

For mer informasjon om prosjektet og om analyser med rammeprogrammet STAAD henvises det til bidraget til kurskompendiet fra Nils Magnar Helle. For informasjon om grunnforhold, modellering av jordens bidrag i analyser med STAAD og samvirkeanalyser med PLAXIS henvises det til oppdragsrapport V308B-2; "E6 Jevika – Selli. Samvirkeanalyser for Eggemarka løsmassetunnel." Denne oppdragsrapporten er del av kursmaterialet.

PLAXIS-analysene som er dokumentert i oppdragsrapport V308B-2 gjelder for et tunneltverrsnitt med to kjørefelt i bredden. Tunneltverrsnittet er i ettertid utvidet for å få plass til tre kjørefelt i bredden. Sv Rogaland har utført statiske beregninger med STAAD både for opprinnelig tverrsnitt med to kjørefelt og for utvidet tverrsnitt med tre kjørefelt. I bidraget til kurskompendiet fra Nils Magnar Helle er STAAD-analysene for tunneltverrsnittet med tre kjørefelt dokumentert. Det følgende er supplement til oppdragsrapport V308B-2.

2 Modellering av jordens bidrag i rammeanalyser

2.1 Elementmodell med jordlaster og jordfjærer

For å kunne dimensjonere en fleksibel tunnelkonstruksjon i samvirke med jord må først snittkreftene i konstruksjonen og deformasjonene av denne bestemmes. Dette kan gjøres via fulle samvirkeanalyser hvor jordvolumet representeres med sin geometri og deformasjons- og styrkeegenskaper eller via mer enkle rammeanalyser hvor jorden modelleres forenklet. I begge tilfeller er det vanlig å velge ut noen kritiske eller representative beregningssnitt normalt på tunnelens lengderetning. I analysene av hvert beregningssnitt neglisjeres vanligvis variasjoner i tunnelens lengderetning ved at det antas *plan tøyningstilstand*, dvs. at tøyningsskomponenter normalt det analyserte plan er lik null.

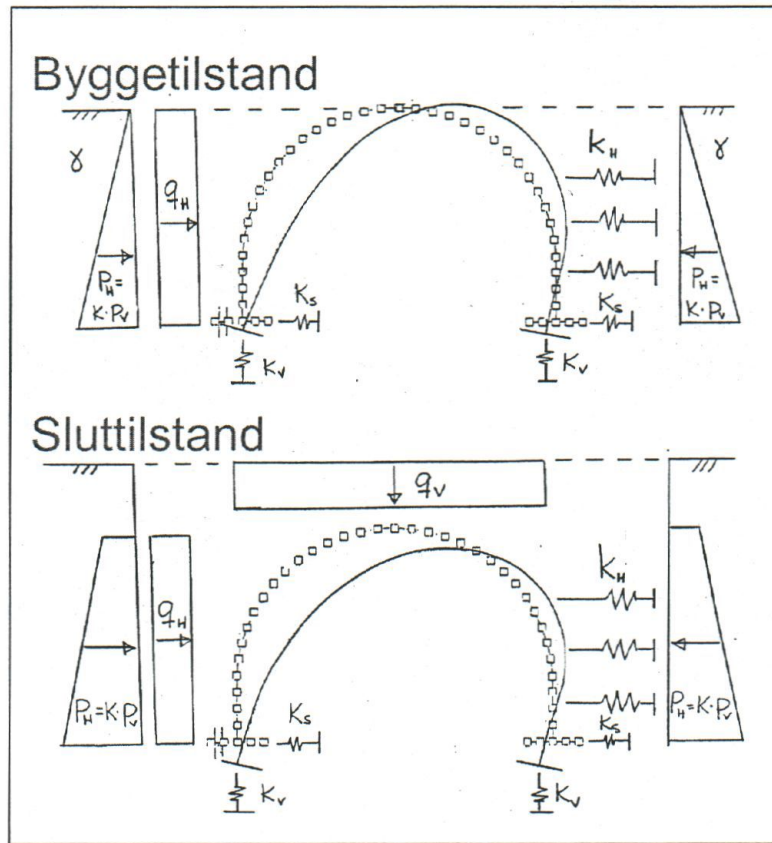
I rammeanalyser modelleres tunnelkonstruksjonen via bjelkeelementer langs systemlinjene med sin egenvekt og egenstivhet, mens jorden ofte modelleres forenklet via distribuerte jordlaster og lineære jordfjærer som tilknyttes bjelkeelementenes knutepunkter. Jordfjærene kalles ofte for *Winklerfjærer*.

Figur 1 viser prinsippene for hvordan jordens drivende og stabiliserende effekt kan ivaretas i samvirket med et tunnelhvelv. Jorden modelleres via forenklete jordlaster q_H , P_H og q_V og jordfjærer med fjærkonstanter k_H , K_S og K_V som mobiliseres når konstruksjonen deformeres. Eksempelvis vil ubalansert jordlast q_H balanseres av mobiliserte krefter i jordfjærer med fjærkonstanter k_H og K_S . Jord kan ikke ta strekk. Det må derfor kontrolleres at summen av jordlast og fjærkraft i knutepunktene er trykkspenning. Det må også kontrolleres at opptredende jordtrykk fra jordlast og jordfjærer i sum ikke overstiger jordens passive jordtrykkkapasitet.

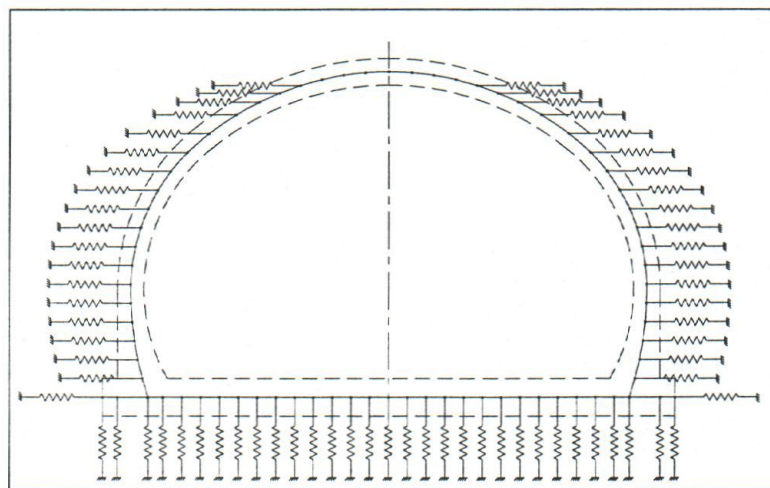
Figur 2 viser et eksempel på en modell for analyser av Eggemarka løsmassetunnel med rammeprogrammet STAAD fra kursbidraget til Nils Magnar Helle. Modellen viser bjelkeelementer for betongkonstruksjonen som følger konstruksjonens systemlinjer og jordfjærer som er tilknyttet bjelkeelementenes knutepunkter. Man kan vurdere om det i visse tilfeller er mer naturlig med jordfjærer som står normalt på konstruksjonen.

Fjærstivheten i et knutepunkt uttrykkes ved en fjærkonstant $K=F/\delta$ (kN/m) som sier hvor stor trykkraft F (kN) som mobiliseres i fjæren som følge av en forskyvning δ (m) av et konstruksjonssegment med bredde B (m) i planet og lengde $L=1$ m normalt planet. Fjærkonstanten K kan uttrykkes som $K=k \cdot B \cdot L$ hvor k er en enhetsfjærkonstant $k=q/\delta$ (kPa/m) som sier hvor stort trykk $q=F/(B \cdot L)$ (kPa) som mobiliseres som følge av en forskyvning δ (m) av et enhetssegment.

Enhetsfjærkonstanten k bør være en sekant til jordens ikke-lineære arbeidskurve ved representativt spennings- og tøyingsnivå. Verdien på k avhenger av grunnforholdene, lastens varighet (drenert eller udrenert jordrespons) og geometriske forhold som dimensjoner på belastet areal og dybdenivå under terreng.



Figur 1. Eksempel på forenklete jordlaster og jordfjærer i rammemodell for tunnelhvelv i bygge- og slutttilstand.



Figur 2. Eksempel på rammemodell med bjelkeelementer langs konstruksjonens systemlinjer og jordfjærer i knutepunktene (ref. Nils Magnar Helle).

2.2 Jordens styrke og stivhet

Vannmettet jord består av både mineralkorn og porevann. Dette innebærer at en ytre last på et vannmettet jordvolum opptas dels som øket kontaktrykk mellom mineralkornene, dvs. som øket *effektivspenning* σ' , og dels som øket *poretrykk* u i jorden.

Hvor mye av lasten som opptas som øket effektivspenning og hvor mye som opptas som øket poretrykk bestemmes av jordens permeabilitet og lastens varighet. Dersom permeabiliteten er begrenset (leire) og lasten påføres raskt unnslipper ikke porevannet og mesteparten av lasten opptas som øket poretrykk. Dette kalles *udrenert* jordrespons. Over tid vil det pågå en *konsolideringsprosess* som gjør at poretrykket avtar, mens effektivspenningen øker. Tørr jord og jord med høy permeabilitet (sand, grus) oppfører seg *drenert*, dvs. at lasten opptas som øket effektivspenning.

Generelt kan man si at likevekten med ytre laster ivaretas av mobilisert *totalspenning* $\sigma = \sigma' + u$, mens jordens skjærstyrke og stivhet avhenger av effektivspenningsnivået. Skjærstyrkeparametere og deformasjonsparametere for jorden kan tolkes fra ødometerforsøk og treksialforsøk på prøver i laboratoriet.

2.2.1 Treksialforsøk

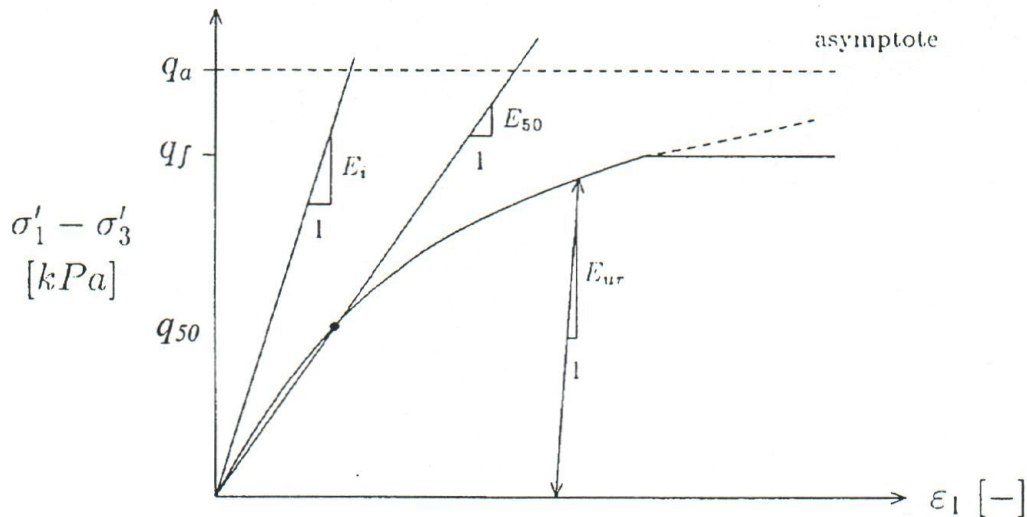
Treksialforsøk utføres på aksesymmetriske jordprøver i laboratoriet som tillates å deformere seg både aksialt og radielt. I aktive treksialforsøk holdes den radielle spenningen konstant gjennom forsøket, mens den aksiale spenningen økes. Skjærmobiliseringen øker gjennom forsøket. Treksialforsøk kan kjøres enten udrenert eller drenert.

Den radielle spenningen i aktive treksialforsøk er lik minste hovedspenning σ_3 , mens den aksiale spenningen er lik største hovedspenning σ_1 . *Deviatorspenningen* $q = \sigma_1 - \sigma_3$ registreres som funksjon av aksial tøyning ε_1 som vist i figur 3. Maksimal skjærspenning i forsøket er $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = q/2$. Deviatorspenningen ved brudd benevnes q_f , mens deviatorspenningen ved 50 % skjærmobilisering benevnes $q_{50} = q_f/2$.

Skjærmobiliseringen f_τ defineres som forholdet mellom opptredende maksimums-skjærspenning τ og maksimumsskjærspenningen ved brudd τ_f , dvs. $f_\tau = \tau/\tau_f$. Skjærmobiliseringen øker gjennom forsøket og kan uttrykkes via mobiliserte friksjonsvinkel ρ og jordens friksjonsvinkel φ som følger $f_\tau = \tau/\tau_f = (\tau/(\sigma_3' + a))/(\tau_f/(\sigma_3' + a)) = S/S_f$ hvor $S = 0,5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3' + a) = \sin\rho/(1 - \sin\rho)$ og $S_f = \sin\varphi/(1 - \sin\varphi)$.

I udrenerte treksialforsøk er det tilnærmet ingen volumendring av prøven. I dette tilfellet er den radielle tøyningen ε_3 gitt av den aksiale tøyningen $\varepsilon_3 = -\varepsilon_1/2$ og skjærtøyningen er $\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 = 1,5 \cdot \varepsilon_1$. Denne udrenerte tilstanden tilsvarer et tverrkontraksjonstall $\nu = 0,5$.

Det henvises også til informasjon om treksialforsøk i bidraget til kurskompendiet fra Steinar Nordal.



Figur 3.

Deviatorspenning q som funksjon av aksial tøyning ε_1 i drenert treaksialforsøk og tolkning av Youngs-modul ved 50 % skjærmobilisering, E_{50} .

2.2.2 Ødometerforsøk

Ødometerforsøk utføres på aksesymmetriske jordprøver i laboratoriet som tillates å deformere seg aksialt, men som er forhindret fra å deformere seg radielt. Den aksiale spenningen økes under forsøket. Forsøket kjøres drenert.

Ved pålastning er den radielle spenningen i forsøket lik minste hovedspenning σ_3 , mens den aksiale spenningen er lik største hovedspenning σ_1 . Den aksiale effektivspenningen σ_1' registreres som funksjon av aksial tøyning ε_1 som vist i bidraget til kurskompendiet fra Steinar Nordal.

Randbetingelsene i ødometerforsøket er tilnærmet som in-situ. Det er derfor vanlig å anta at forholdet mellom største og minste hovedspenning i ødometerforsøket er som for en hviletrykkstilstand slik at $\sigma_3' = K_0' \cdot \sigma_1'$ hvor K_0' er effektiv hviletrykkskoeffisient. Det kan vises at skjærmobiliseringen f_t ofte er tilnærmet lik 0,5 under forsøket for løsmasser med attraksjon $a=0$ når $K_0' \approx 1 - \sin\phi$. Da blir

$$S = 0,5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_3' + a) = 0,5 \cdot (1 - K_0') / K_0' = 0,5 \cdot \sin\phi / (1 - \sin\phi) = 0,5 \cdot S_f \text{ som gir } f_t = \tau / \tau_f = S / S_f = 0,5.$$

2.2.3 Styrke- og deformasjonsparametere

Jordens skjærstyrke avhenger av effektivspenningsnivået i henhold til *Coulombs lov* $\tau_f = \tan\phi \cdot (\sigma' + a)$ hvor ϕ ($^\circ$) er jordens friksjonsvinkel og a (kPa) er jordens attraksjon. Innføres jordens kohesjon $c = a \cdot \tan\phi$ (kPa) kan skjærstyrken alternativt uttrykkes som $\tau_f = \tan\phi \cdot \sigma' + c$. Parametrene ϕ , a og c er materialkonstanter som avhenger av løsmassetype, komprimeringsgrad og spenningsnivå. Attraksjonen er lav for friksjonsjordarter. Vanligvis antas $a=0$ for sand. Parametrene kan tolkes fra treaksialforsøk på jordprøver i laboratoriet.

Jordens deformasjonsegenskaper (stivhet) avhenger av løsmassetype og komprimeringsgrad, og beskrives vanligvis via tverrkontraksjonstallet v i kombinasjon med enten ødometermodulen M (kPa), Youngsmodulen E (kPa) eller skjærmodulen G (kPa) for jorden.

Youngsmodulen E og skjærmodulen G avhenger av skjærmobiliseringen og effektivspenningsnivået og kan tolkes som sekant til jordens spennings-tøynings-kurver fra treksialforsøk ved representativ skjærmobilisering. Youngsmodulen er sekant til jordmaterialets q - ε_1 -kurve, dvs. $E=q/\varepsilon_1$, mens skjærmodulen er sekant til τ - γ -kurven, dvs. $G=0,5 \cdot q/\gamma$. Siden modulene avhenger av effektivspenningsnivået bør forsøkene kjøres ved representativt spenningsnivå.

Sekantmodulene ved tøyningsnivået som tilsvarer en skjærmobilisering på 50 % benevnes E_{50} og G_{50} . Skjærmodulen antas å være den samme for drenerte og udrenerte forhold, mens dette ikke er tilfelle for Youngsmodulen. Drenert Youngsmodul E tolkes fra drenerte treksialforsøk, se eksempel på tolkning av E_{50} i figur 3, mens udrenert Youngsmodul E_u tolkes på tilsvarende måte fra udrenerte treksialforsøk. Jordstivheten er større ved rebelastning og avlastning enn ved første gangs pålastning. Dette er illustrert i figur 3 hvor Youngsmodulen for avlastning-rebelastning (unloading-reloading) er benevnt E_{ur} .

Ødometermodulen M tolkes som en tangent til jordmaterialets σ_1' - ε_1 -kurve fra ødometerforsøk, dvs. $M=d\sigma_1'/d\varepsilon_1$. I internasjonal litteratur kalles ødometermodulen ofte for E_{oed} i stedet for M . Det henvises til bidraget til kurskompendiet fra Steinar Nordal for eksempel på σ_1' - ε_1 -kurve fra ødometerforsøk og typisk forløp av M som funksjon av σ_1' for leire og sand. I avsnittet om ødometerforsøk over er det vist at skjærmobiliseringen under ødometerforsøk er konstant og i størrelsesorden lik 0,5.

Vanligvis antas følgende spenningsavhengigheter for jordens deformasjonsmoduler:

- Sekant skjærmodul ved 50 % skjærmobilisering, $G_{50} = G_{50}^{ref} \cdot ((\sigma_m' + a)/p_{ref})^m$
- Sekant Youngsmodul ved 50 % skjærmobilisering, $E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot ((\sigma_3' + a)/p_{ref})^m$
- Ødometermodul, $M = M^{ref} \cdot ((\sigma_1' + a)/p_{ref})^m$

hvor σ_1' og σ_3' (kPa) er henholdsvis største og minste effektive hovedspenning, σ_m' (kPa) er effektiv middelspenning, a (kPa) er jordens attraksjon og G_{50}^{ref} , E_{50}^{ref} og M^{ref} (kPa) er referansmoduler ved referansespenning p_{ref} (kPa). Referansespenningen p_{ref} betegnes også for σ_a . Vanligvis anvendes $p_{ref}=100$ kPa. For friksjonsjordarter (sand og grus) anvendes ofte en moduleksponent $m \approx 0,5$.

Dersom det antas at elastiske modulrelasjoner gjelder og at spenningstilstanden i ødometeret tilsvarer en skjærmobiliseringen på 50 % gjelder følgende modulrelasjoner:

- $G_{50} = M \cdot (1-2\nu)/(2 \cdot (1-\nu))$
- $E_{50} = M \cdot (1+\nu) \cdot (1-2\nu)/(1-\nu)$
- $E_{u,50} = E_{50} \cdot 1,5/(1+\nu)$

Lignende inputparametere som E_{50} osv. brukes også i en del elasto-plastiske jordmodeller for å styre både elastisk og plastisk oppførsel uten at de er reelle elastiske parametere. Da gjelder egentlig ikke de elastiske modulrelasjonene over. Elastisiteten brukes i slike modeller for å styre avlastning.

Jordens tverrkontraksjonstall under volumetrisk pålastning er i størrelsesorden $\nu \approx 0,30-0,35$ og kan estimeres ut fra overslagsformelen $\nu \approx K_0'/(1+K_0')$ hvor $K_0' \approx 1-\sin\phi$. Jordens tverrkontraksjonstall under avlastning og rebelastning ν_{ur} er noe lavere.

2.3 Grove estimat av fjærkonstanten k

I det følgende utledes grove overslagsformler for enhetsfjærkonstanten $k=q/\delta$ (kPa/m) for et typisk setningsproblem hvor jordvolumet er påkjent av en jevnt fordelt vertikal overflatelast q (kPa). Belastet areal har en karakteristisk bredde B (m) og lengde L (m) og setningen (forskyvningen) av fundamentet er δ (m).

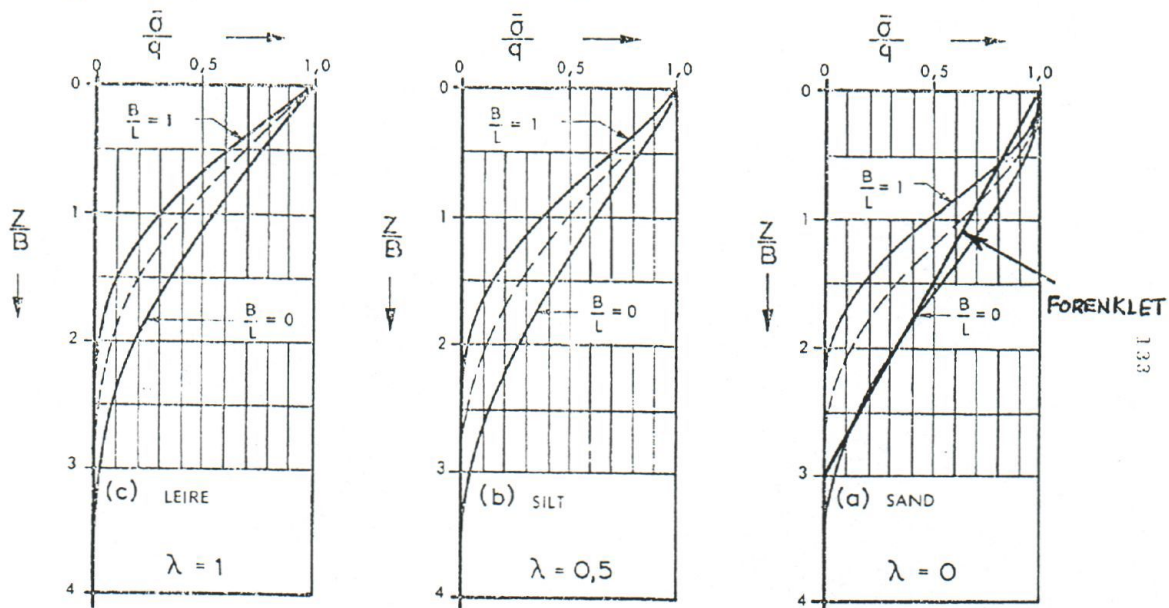
En vertikal overflatelast q medfører en vertikal effektivspenningsendring $\Delta\sigma'(z)$ (kPa) med dybden z (m) ned til influensdybden z_i (m). Forskyvningen av det belastede areal er lik integralet av vertikaltøyningen $\epsilon(z)$ over influensdybden, dvs. fra $z=0$ til $z=z_i$. Dersom randbetingelsene tilnærmes å være som i et ødometer kan vertikaltøyningen $\epsilon(z)$ i et gitt dybdenivå z uttrykkes som integralet av den inverse av ødometermodulen $M(\sigma_1')$ over det aktuelle vertikalspenningsintervallet fra initialspenningen σ_0' til endelig spenningsnivå $\sigma_0'+\Delta\sigma'$. Dette gir følgende uttrykk for forskyvningen:

$$\delta = \int_0^{z_i} \epsilon \cdot dz = \int_0^{z_i} \int_{\sigma_0'}^{\sigma_0'+\Delta\sigma'} \frac{1}{M} \cdot d\sigma_1' \cdot dz \quad (\text{m})$$

Dersom midlere effektivspenningsendring over influensdybden z_i er $\bar{\Delta\sigma}'$ og det finnes en konstant representativ verdi \bar{M} for ødometermodulen over influensdybden og det aktuelle spenningsintervallet i hvert dybdenivå forenkles relasjonen for det aktuelle tilfellet til

$$\delta = \bar{\epsilon} \cdot z_i = \frac{\bar{\Delta\sigma}' \cdot z_i}{\bar{M}} \quad (\text{m})$$

Influensdybden z_i og midlere effektivspenningsendring $\bar{\Delta\sigma}'$ over influensdybden kan vurderes ut fra figur 38.6 i Grunnlag i geoteknikk (Nilmar Janbu, 1970). Denne figuren gir dimensjonsløs spenningsendring $\Delta\sigma'/q$ mot dimensjonsløs dybde z/B for ulike jordarter og dimensjoner på belastet areal B/L som vist i figur 4 under.



Figur 4.

Spenningsfordeling for overflatebelastning for ulike jordtyper og dimensjoner på belastet areal (Figur 38.6 i Grunnlag i geoteknikk, Nilmar Janbu, 1970).

Dersom avstanden fra overflatelasten til fjell z_f er liten ($z_f \leq 0,5 \cdot B$) er spenningsendringen $\Delta\sigma'$ tilnærmet konstant og lik overflatelasten q med dybden til fjell, $\Delta\sigma' \approx q$. Dette gir følgende grove estimat for enhetsfjærkonstanten når avstanden til fjell er liten:

$$k = \frac{q}{\delta} \approx \frac{\bar{M}}{z_f} \quad (\text{kPa/m})$$

Dersom avstanden fra overflatelasten til fjell z_f er stor ($z_f \geq 3 \cdot B$) kan influensdybden z_i og midlere effektivspenningsendring $\bar{\Delta\sigma}'$ over influensdybden z_i vurderes ut fra figur 4 over. For plan tøyningstilstand ($B/L=0$) og friksjonsjord (sand) er influensdybden $z_i \approx 3 \cdot B$ og midlere effektivspenningsendring over influensdybden $\bar{\Delta\sigma}' \approx q/2$. Dette gir følgende grove estimat for enhetsfjærkonstanten for friksjonsjord når avstanden til fjell er stor:

$$k = \frac{q}{\delta} \approx \frac{\bar{M}}{1,5 \cdot B} \quad (\text{kPa/m})$$

For plan tøyningstilstand ($B/L=0$) og kohesjonsjord (leire) er influensdybden $z_i \approx 2 \cdot B$ og midlere effektivspenningsendring over influensdybden $\bar{\Delta\sigma}' \approx q/2$. Dette gir følgende grove estimat for enhetsfjærkonstanten for kohesjonsjord når avstanden til fjell er stor:

$$k = \frac{q}{\delta} \approx \frac{\bar{M}}{B} \quad (\text{kPa/m})$$

Influensdybden øker når fundamentbredden B øker. Dette gjør at stivheten k i overslagsformlene tilsynelatende avtar når fundamentbredden øker, men dette kompenseres av større lastareal og økende gjennomsnittlig ødometermodul \bar{M} med økende influensdybde ved homogene forhold.

Formlene over gjelder for homogent jordvolum. For lagdelt jord kan jordreaksjonen simuleres via en seriekoblet fjær. Dersom jordvolumet eksempelvis består av tre lag; et sandlag nærmest lasten med fjærstivhet k_1 , et sprengesteinlag med fjærstivhet k_2 og et grusig morenelag lengst unna med fjærstivhet k_3 så kan den totale fjærstivheten k (kPa/m) beregnes via formelen:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}$$

Dersom det forenklet antas at spenningsendringen med dybden gjennom alle tre lagene er som for tilfellet med sand i figur 4 kan det forenklet antas en influensdybde $z_i \approx 3 \cdot B$ og at effektivspenningsendringen avtar lineært over influensdybden som vist i figur 4. Dersom tykkelsen på sandlaget er L_1 og tykkelsen på sprengesteinlaget er L_2 blir influensområdet i morenelaget $L_3 = z_i - L_1 - L_2$. Da kan middelspenningen for hvert lag beregnes som $\alpha_1 \cdot q$, $\alpha_2 \cdot q$ og $\alpha_3 \cdot q$ ut fra den antatte spenningsfordelingen. Fjærkonstanten for hvert lag kan beregnes som $k_1 = M_1 / (\alpha_1 \cdot L_1)$, $k_2 = M_2 / (\alpha_2 \cdot L_2)$ og $k_3 = M_3 / (\alpha_3 \cdot L_3)$ hvor M_1 , M_2 og M_3 er henholdsvis sandens, sprengesteinens og morenens representative ødometermodul.

Overslagsformlene over gjelder i utgangspunktet for vertikal belastning. Det bør imidlertid kunne forsvares å betrakte en tunnelvegg som beveger seg horisontalt utover som et rotert setningsproblem når jordoverlagringen er stor slik at tilsvarende antagelser kan gjøres for grove estimat av horisontale fjærkonstanter.

8. Dimensjonerende lastvirkninger

Statiske beregninger er utført med karakteristiske laster (lastfaktor 1,0).

Som før nevnt, er analysene utført med nødvendige parametersett for jordtrykk/jordfjærer for å dekke sannsynlig variasjon av jordparametre.

For bruksgrensetilstanden er beregningsresultatene brukt direkte.

For bruddgrensetilstanden er beregningsresultatene multiplisert med lastfaktor 1,2.

Dette er i samsvar med anbefalinger gitt av Bruavdelingen og Geoteknisk kontor, konferer vedlegg V3 i oppdragsrapport V308B-2.

Bakgrunnen for disse anbefalingene er tatt opp i foregående innlegg ("Regelverk og sikkerhetsfilosofi").

Vi skal ikke her se inngående på selve betongdimensjoneringen, men tar med beregninger for et par snitt i tunnelen.

For midtsnitt i bunnplata er dimensjonerende lastvirkninger: (Jfr. Tabell 1):

Momentverdi : $M = -4967 \text{ kNm/m}$

Tilhørende aksialkraft : $N = -477 \text{ kN/m}$

I bruddgrensetilstanden er lastvirkningene multiplisert med faktor 1,2 :

$M_f = -4967 \cdot 1,2 = -5960 \text{ kNm/m}$

$N_f = -477 \cdot 1,2 = -572 \text{ kN/m}$

Beregnet armeringsmengde for midtsnittet er vist i fig. 25

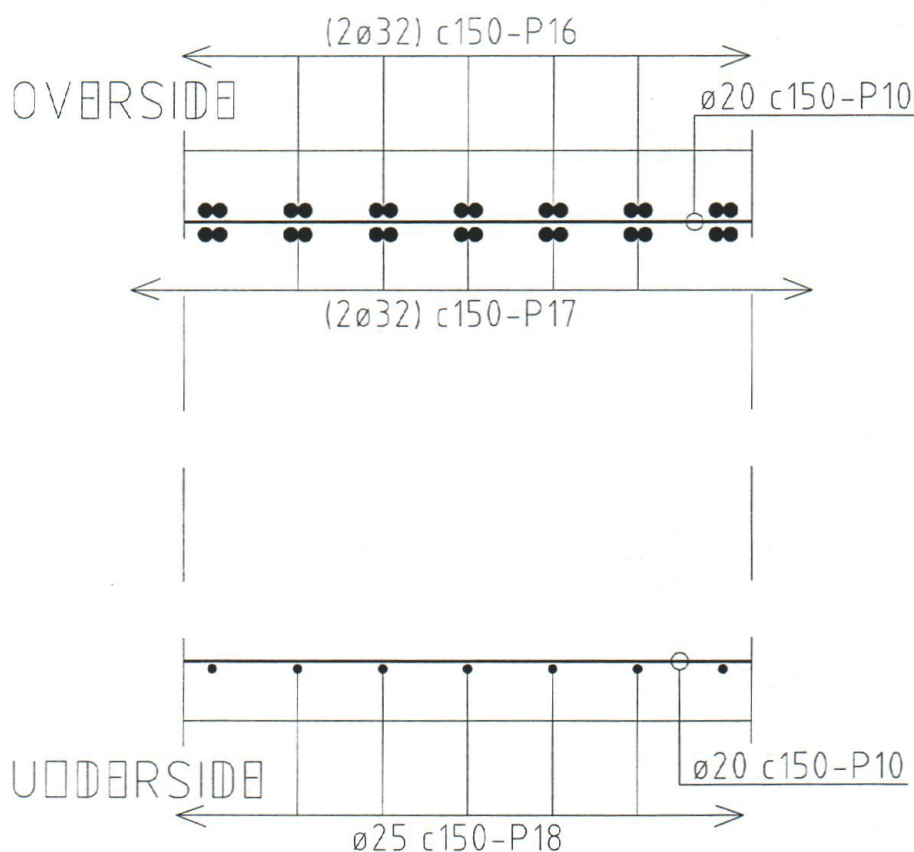


Fig. 25 Armering i midtsnitt av bunnplata

Beregningsresultat er vist på side 24

(det er regnet med ekvivalent diameter for bunter)

Tverrsnittet er her beregnet for rent moment.

Beregningene vist på side 25 gir resultatet når virkningen av aksialkraft er tatt med (aksialkrafta har liten betydning i dette tilfellet)

Dimensjonerende lastvirkninger for midtsnitt i hvelv : (Jfr. Tabell 1) :

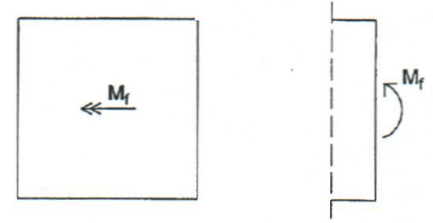
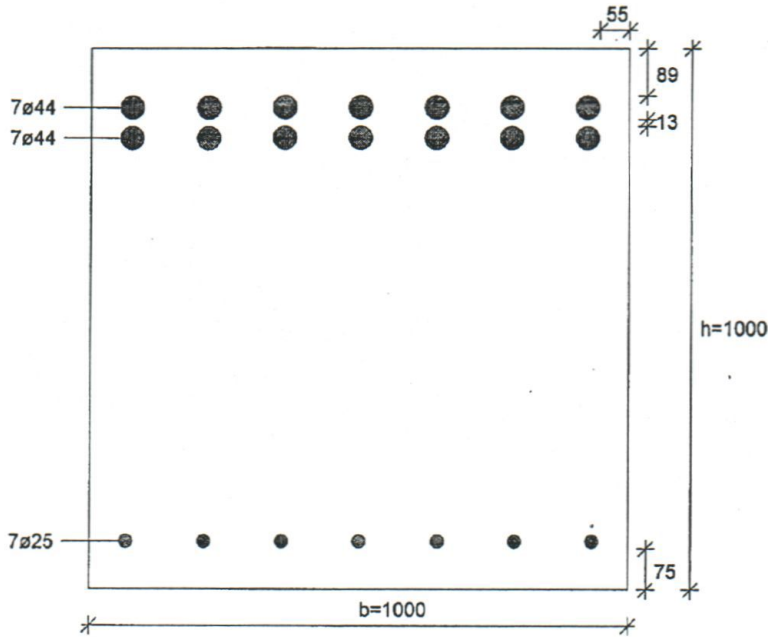
Momentverdi : $M = 2275 \text{ kNm/m}$

Tilhørende aksialkraft : $N = -1783 \text{ kN/m}$

Side 26 viser beregnede rissvidder for dette snittet (lastvirkningene er her brukt direkte, dvs. med lastfaktorer 1,0).

Det er konservativt antatt lastvirkninger basert på korttidsforhold.

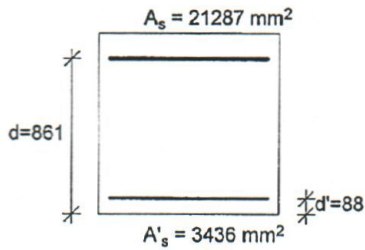
Dimensjonering for moment
 Eggemarka løsmassetunnel
 Bunnpl - 2 lag arm.
 Beregnet 16.10.02 Kl.15:40:36 av: NMH



$M_f = -5960.0 \text{ kNm}$

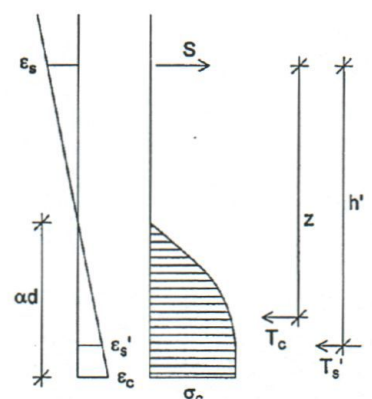
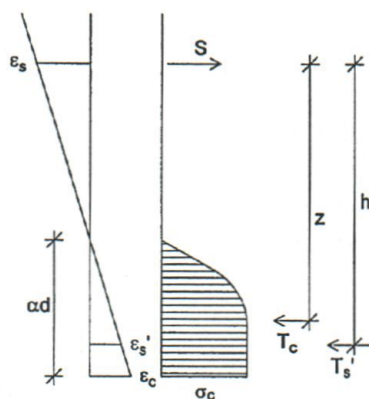
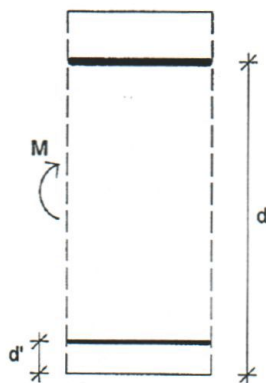
Betongkvalitet : C55

$f_{cn} = 33.6 \text{ MPa}$, $\gamma_c = 1.40 \Rightarrow f_{cd} = 24.0 \text{ MPa}$
 $f_{sk} = 500.0 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1.25 \Rightarrow f_{sd} = 400.0 \text{ MPa}$
 $E_{cn} = 28701 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{cn} = -1.17 \cdot 10^{-3}$
 $\epsilon_{co} = -2.03 \cdot 10^{-3}$
 $\epsilon_{cu} = -3.33 \cdot 10^{-3}$

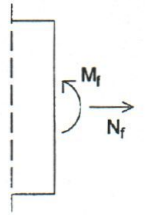
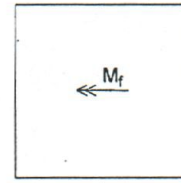
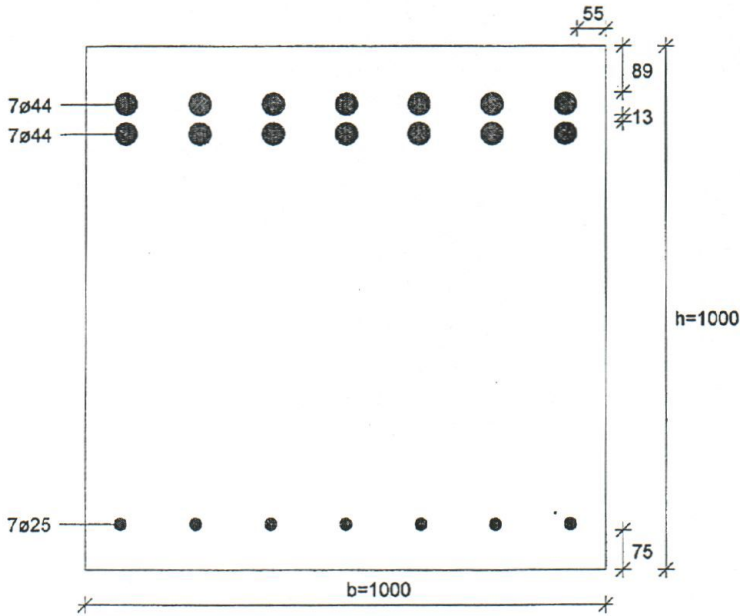


$M = M_d = -6096.4 \text{ kNm}$:
 $\alpha = 0.435 \Rightarrow \alpha d = 374 \text{ mm}$
 $\epsilon_s = 4.33 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_s = 400.0 \text{ MPa}$
 $\epsilon_c = -3.33 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_c = -24.0 \text{ MPa}$
 $\epsilon_s' = -2.55 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_s' = -400.0 \text{ MPa}$
 $S = 8515.0 \text{ kN}$
 $T_c = 7140.5 \text{ kN}$
 $T_s' = 1374.4 \text{ kN}$
 $z = 705 \text{ mm}$, $h' = 773 \text{ mm}$

$M = M_f = -5960.0 \text{ kNm}$:
 $\alpha = 0.495 \Rightarrow \alpha d = 426 \text{ mm}$
 $\epsilon_s = 2.49 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_s = 397.8 \text{ MPa}$
 $\epsilon_c = -2.44 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_c = -24.0 \text{ MPa}$
 $\epsilon_s' = -1.94 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_s' = -309.9 \text{ MPa}$
 $S = 8468.4 \text{ kN}$
 $T_c = 7403.7 \text{ kN}$
 $T_s' = 1064.9 \text{ kN}$
 $z = 694 \text{ mm}$, $h' = 773 \text{ mm}$



Dimensjonering for moment og aksialkraft
 Eggemarka - 2. byggetrinn
 Bunnpl - 2 lag arm.
 Beregnet 18.10.02 Kl.08:53:36 av: NMH



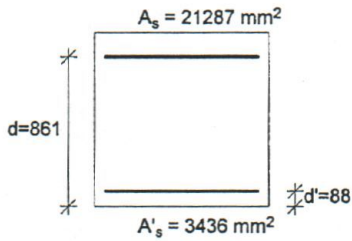
$M_f = -5960.0 \text{ kNm}$
 $N_f = -572.0 \text{ kN}$

Betongkvalitet : C55

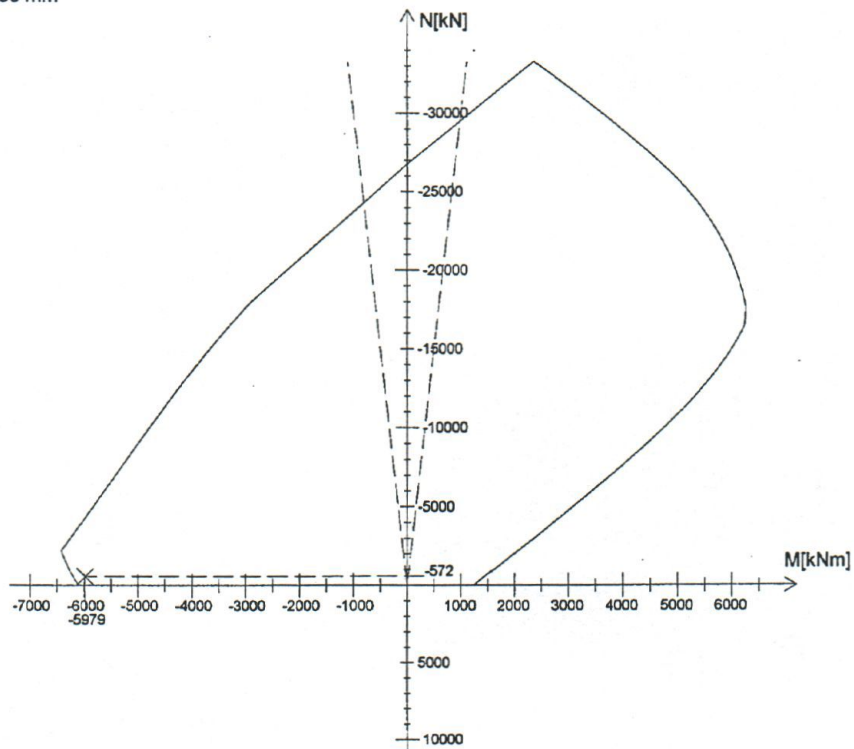
$f_{cn} = 33.6 \text{ MPa}$, $\gamma_c = 1.40 \Rightarrow f_{cd} = 24.0 \text{ MPa}$
 $f_{sk} = 500.0 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 1.25 \Rightarrow f_{sd} = 400.0 \text{ MPa}$
 $E_{cn} = 28701 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{cn} = -1.17 \cdot 10^{-3}$
 $\epsilon_{co} = -2.03 \cdot 10^{-3}$
 $\epsilon_{cu} = -3.33 \cdot 10^{-3}$
 $(\epsilon_{co} + \epsilon_{cu})/2 = -2.68 \cdot 10^{-3}$

Minimumseksentrisitet :

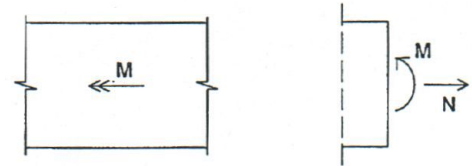
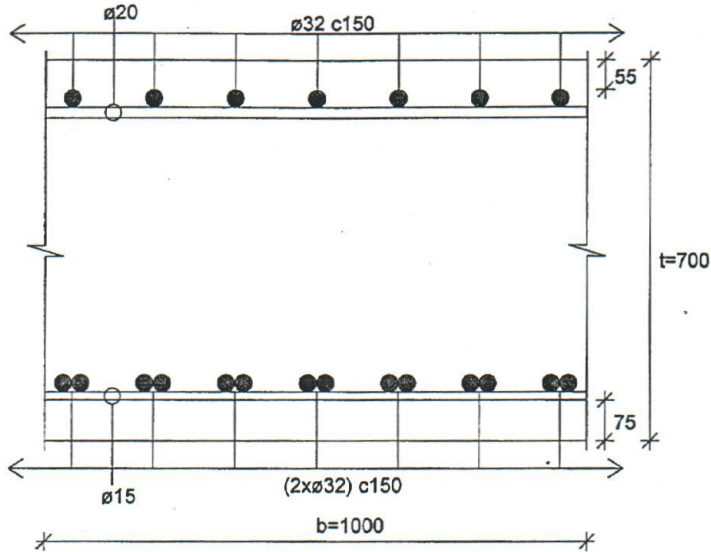
$e_{min} = \text{Maks.} \{20 \text{ mm} , h/30\}$ (NS3473 pkt. 12.1.2)
 $h/30 = 33 \text{ mm} \Rightarrow e_{min} = 33 \text{ mm}$
 \Rightarrow Eksentrisitetsmoment : $M_e = -19.1 \text{ kNm}$
 $M_f' = -5979.1 \text{ kNm}$



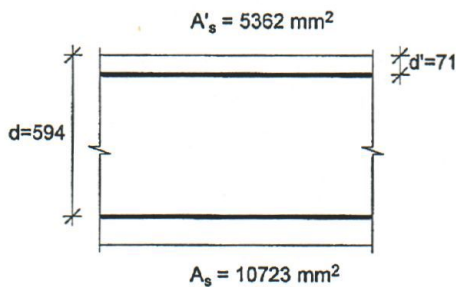
M-N diagram :



Beregning av rissvidder
Eggemarka - 2.byggegr.
Tunnelheng-midtsnitt
Beregnet 09.10.02 Kl.12:52:46 av: NMH



Langtidslaster : $M_L = 2275.0$ kNm , $N_L = -1783.0$ kN
Korttidslaster : $M_K = 0.0$ kNm , $N_K = 0.0$ kN
Andel korttidslaster : 0.50
Faktor for lasttype : $\beta_s = 0.4$ (langvarig/repetert last)
Betongkvalitet : C55
Alder v/pålastning : 28 døgn
Korttids E-modul : $E_{ck} = 29564$ MPa
Miljøklasse : MA
Relativ luftfuktighet : 70 %
Omkrets som utsettes for uttørking : $U=1000$ mm
Kryptall : $\phi = 1.44$
 \Rightarrow Langtids E-modul : $E_{cL} = E_{ck}/(1+\phi) = 12133$ MPa
Svinn : $\epsilon_{cs} = -0.19 \cdot 10^{-3}$
Armeringstype : Lite korrosjonsømfintlig
 $f_{tk}/\tau_{bk} = 0.75$ (kamstang)
Tillatt minus-avvik for armeringsplassering : 15 mm
Minimumsoverdekning (tabell 12 NS 3473) : 40 mm
 \Rightarrow Minimum nominell overdekning : $c_1 = 55$ mm
Aktuell nominell overdekning : $c_2 = 75$ mm
Tillatt rissvidde (Tabell 9 NS3473) : $w_d = 0.3$ mm



Kriterium for å anta urisset betong : $\sigma_N + \sigma_M < k_w f_{tr}/k_t$

Laster : $M = M_L + M_K = 2275.0$ kNm , $N = N_L + N_K = -1783.0$ kN (karakteristiske verdier)

Stadium I :

Midlere E-modul : $E_{cm1} = 1/[M_L/(M E_{cL}) + M_K/(M E_{cK})] = 12133$ MPa

E-modul forhold : $\eta_1 = E_{sk}/E_{cm1} = 16.5$

Tregghetsmoment : $I = 0.044614$ m⁴ , Motstandsmoment : $w = 0.134495$ m³

Ekvivalent tverrsnittsareal : $A_{ekv} = A_c + \eta_1(A_s + A'_s) = 0.965152$ m²

$\sigma_M = M/w = 16.92$ MPa , $\sigma_N = N/A_{ekv} = -1.88$ MPa

$k_w = 1.5 - h/h_1 \geq 1.0$, hvor $h_1 = 1.0$ m

$1.5 - h/h_1 = 0.80 \Rightarrow k_w = 1.00$, $f_{tr} = 2.25$ MPa , $k_t = 1.5$

$\sigma_N + \sigma_M = 15.04$ MPa > $k_w f_{tr}/k_t = 1.50$ MPa

\Rightarrow Tverrsnittet risser opp.

Beregner rissvidder for stabilisert rissmønster (NS 3473 A.15.6.2.1) :

Laster : $M_r = M_L + 0.50 M_K = 2275.0$ kNm , $N_r = N_L + 0.50 N_K = -1783.0$ kN

Rissmoment : $M_r = 499.3$ kNm , Rissaksialkraft : $N_r = -391.3$ kN

Stadium II :

Midlere E-modul : $E_{cm2} = 1/[M_r/(M_r E_{cL}) + 0.50 M_K/(M_r E_{cK})] = 12133$ MPa

E-modul forhold : $\eta_2 = E_{sk}/E_{cm2} = 16.5$

$\alpha = 0.540$, Trykksonehøyde : $x = \alpha d = 321$ mm

$\sigma_s = 335.7$ MPa , $\sigma_{sr} = 73.7$ MPa , $\sigma_c = 23.9$ MPa

$\epsilon_s = 0.00168$, $\epsilon_t = 0.00233$, $\epsilon_{II} = 0.00070$, $\epsilon_c = 0.00197$

Strekksonehøyde : 379 mm

$2.5(h-d) = 265$ mm $\Rightarrow h_{cef} = 265$ mm

Overdekning til strekkarmering : $c = 90$ mm

$n = 2 \Rightarrow k_b = 0.15n + 0.85 = 1.15$, $k_c = (1 + \epsilon_{II}/\epsilon_s)/2 = 0.65$

Diameter armeringsstang : $\phi = 32$ mm , $15\phi\sqrt{n} = 679$ mm $\Rightarrow s_b = 150$ mm

$s_{rk} = 1.7[s_{r0} + (f_{tk}/\tau_{bk})k_b k_c h_{cef} s_b / (\pi n \phi)] = 223$ mm ($s_{r0} = 20$ mm)

$2.5(h-x) = 948$ mm , $c = 90$ mm < $(h-x) = 379$ mm , $2.5c = 225$ mm

$\Rightarrow s_{rk} = 225$ mm

$w_k = s_{rk}[(1 - \beta_s \sigma_{sr2}/\sigma_{s2})\sigma_{s2}/E_{sk} - \epsilon_{cs}] = 0.39$ mm

$c_2 > c_1 \Rightarrow w_{ok} = 0.39$ mm , $w_{1k} = w_{ok} c_1 / c_2 \geq 0.7 w_{ok}$

$w_{ok} c_1 / c_2 = 0.28$ mm > $0.7 w_{ok} = 0.27$ mm

\Rightarrow Karakteristisk rissvidde : $w_{1k} = 0.28$ mm



6



Statens vegvesen

SK-kurs om
Samvirke mellom jord og konstruksjon
22. - 23. oktober 2002
Quality Airport Hotel, Gardermoen

Løsmassetunnel; Eggemarka

Instrumentering

Frode Oset
Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling

For nærmere beskrivelse av prosjektet, løsningsvalg, analysemetoder, omfyllingsmasser etc. henvises det til foredrag av Nils Magnar Helle, Signe Kirkebø og Kjell Eriksen tidligere på dette kurset.

Kulverten i Eggemarka er spesiell med tanke på den store løsmasseoverdekningen. For å verifisere beregningsresultatene og dokumentere at konstruksjonens oppførsel er i samsvar med prosjekteringen vil det bli lagt opp et måleprogram og instrumentering som blant annet vil omfatte:

- logging og dokumentasjon av omfyllingsmasser og utført komprimering
- deformasjonsmålinger (konvergenzmålinger) i utvalgte snitt inne i tunnelen
- jordtrykksmålinger på utsiden av hvelvet
- temperaturmålinger sammen med jordtrykksmålingene
- kontroll av grunnvannstand / poretrykk

Komprimeringskontrollen og deformasjonsmålingene er beskrevet i Kjell Eriksens del av dette innlegget.

Jordtrykksmålingene vil bli utført med Gløtzlceller. Cellene er flate; i prinsippet to stålmembraner som man kan sette på oljetrykk imellom og måle trykknivået når oljen begynner å strømme. Vegteknisk avdeling har lang erfaring med slike celler, de er robuste og har vist seg stabile over lang tid.

Konstruksjonen er i utgangspunktet forutsatt å ligge drenert. Poretrykksmålerne vil således kun ha som funksjon å vise at denne forutsetningen er oppfylt. Temperaturmålerne plasseres sammen med jordtrykksmålingene for å logge temperaturvariasjonene i jorda ved avlesningstidspunktene.

Ved plassering av instrumenteringen ønsker vi å måle der påkjeningene på konstruksjonen er størst, dvs. der overdekningen er størst. Samtidig må vi legge oss så langt unna fjellet at ikke dette som randbetingelse vil påvirke målingene; Trolig vil vi sikte oss inn mot et snitt ca. 20 m ut fra påhugget i fjellet (se vedlegg 1).

Et forslag til plassering av jordtrykksmålingene er vist på figuren i vedlegg 2.

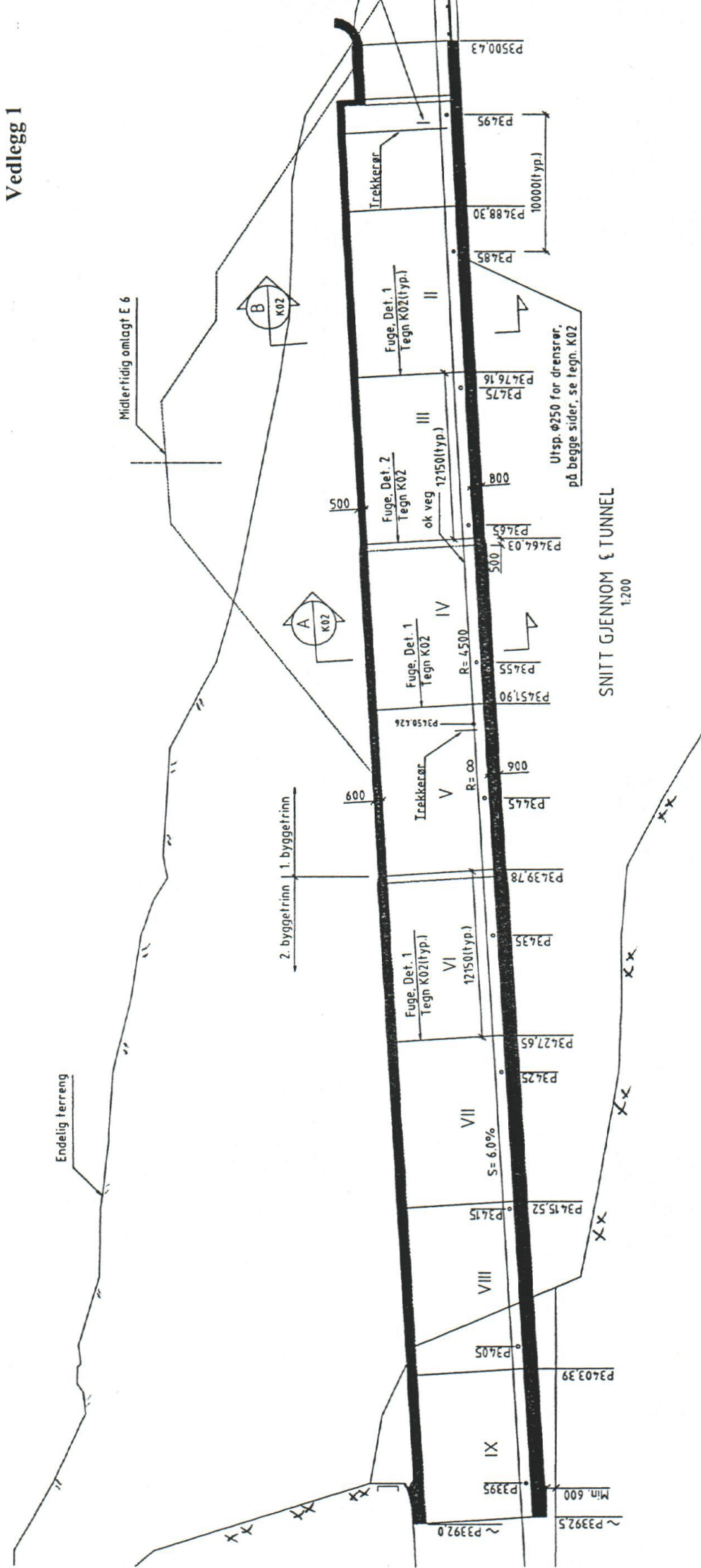
Valget av omfyllingsmasser gjør at det i praksis vil være mest aktuelt å plassere alle cellene i sand-/gruslaget innerst ved tunnelhvelvet. For å få et best mulig bilde av spenningssituasjonen i jorda vil spenningene i jorda bli målt i to plan vinkelrett på hverandre ved et flertall av målepunktene.

I tillegg til den verifikasjonen som vil bli gjort i forbindelse med byggefasen satser vi også på å følge opp konstruksjonen over et antall år for å dokumentere langtidsoppførselen.

Tilsvarende oppfølging av korrugerte stålrørshvelv i Vegvesenets regi har pågått i ca. 20 år, og har gitt resultater som er av interesse langt ut over landets grenser.

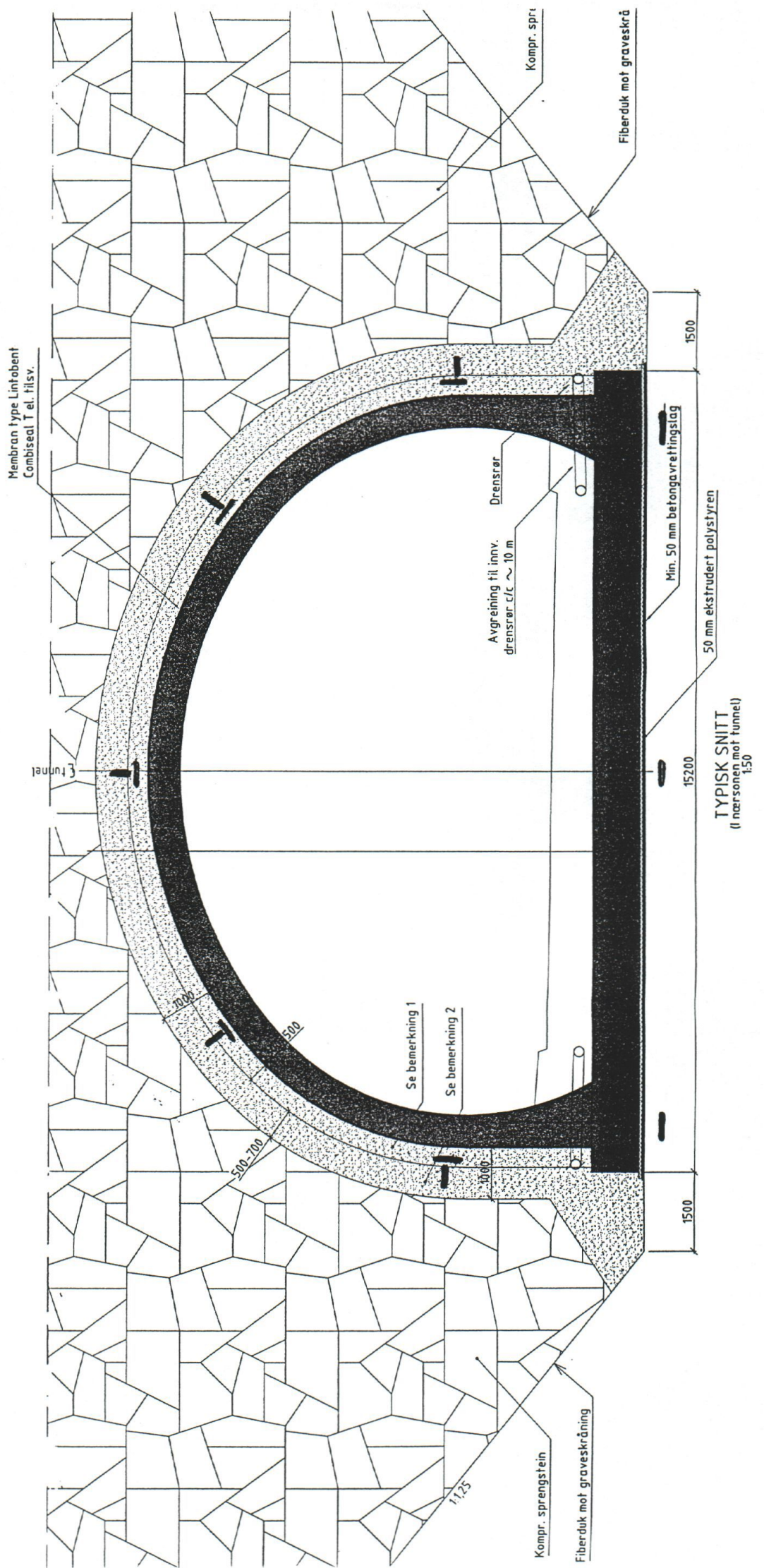
For de som er interessert i mer informasjon knyttet til instrumentering og oppfølging henvises det til Vegvesenets håndbok 212 "Metodikk for instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon av konstruksjoner", utgitt i 1999.

Vedlegg I



Vedlegg 2

— = jordtrykkcelle



Ved bruk av formlene over er det viktig å gjøre et sensitivitetsstudie i analysene for å vurdere om det er konservativt med myke eller stive jordfjærer, og ut fra dette vurdere om det er konservativt å anvende slike grove estimat for fjærkonstantene fremfor mer sofistikerte betraktninger som beskrevet i neste avsnitt. For Eggemarka løsmassetunnel ble formlene over benyttet.

2.4 Elastiske halvromsløsninger for estimat av fjærkonstanten k

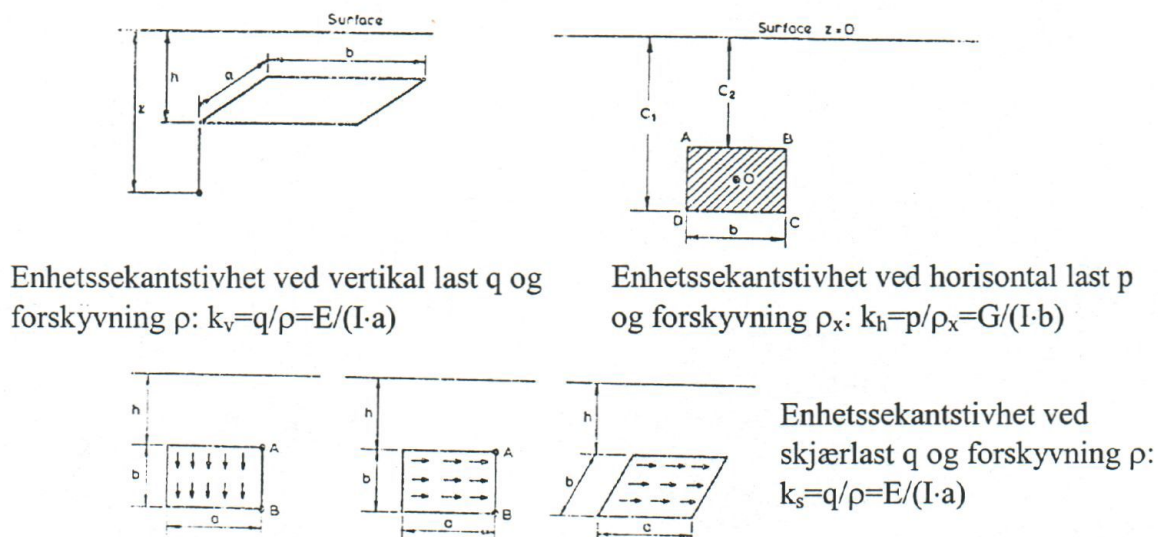
Det finnes mer sofistikerte metoder for å estimere fjærkonstanten til jordfjærene enn det som er beskrevet i forrige avsnitt. I boken "Elastic solutions for soil and rock mechanics." fra 1974 oppgir H. G. Poulos og E. H. Davis elastiske halvromsløsninger for bestemmelse av fjærkonstanten til jordfjærer for varierende lasttilfeller i kapittel 4 "Distributed loading beneath the surface of a semi-infinite mass." Med *elastiske halvromsløsninger* menes det at jordvolumet antas å oppføre seg elastisk og at jordvolumet kan betraktes som et uendelig halvrom fra terrengoverflaten.

Fjærkonstanten k (kPa/m) for en jevnt fordelt last q (kPa) som gir en forskyvning ρ (m) er oppgitt i Poulos & Davis som funksjon av en av jordens sekantmodul (E eller G), karakteristisk mål på belastet areal (a eller b) og en influensfaktor I på formen:

$$k = \frac{q}{\rho} = \frac{E}{I \cdot a} \quad (\text{kPa/m})$$

Den dimensjonsløse influensfaktoren I er gitt via formler og diagrammer som funksjon av jordens tverrkontraksjonstall ν , dimensjoner på belastet areal b/a og dydenivået under terreng h/b . Sekant Youngsmodulen E (kN/m²) og sekantskjærmodulen G (kN/m²) bestemmes ved representativt tøyings- og spenningsnivå som beskrevet i tidligere avsnitt.

Tre av lasttilfellene fra Poulos & Davis med tilsvarende uttrykk for fjærkonstanten er gjengitt i figur 5.



Figur 5. Lasttilfeller med tilsvarende uttrykk for fjærkonstanten fra Poulos & Davis.

3 Samvirkeanalyser med PLAXIS og sammenligning med STAAD

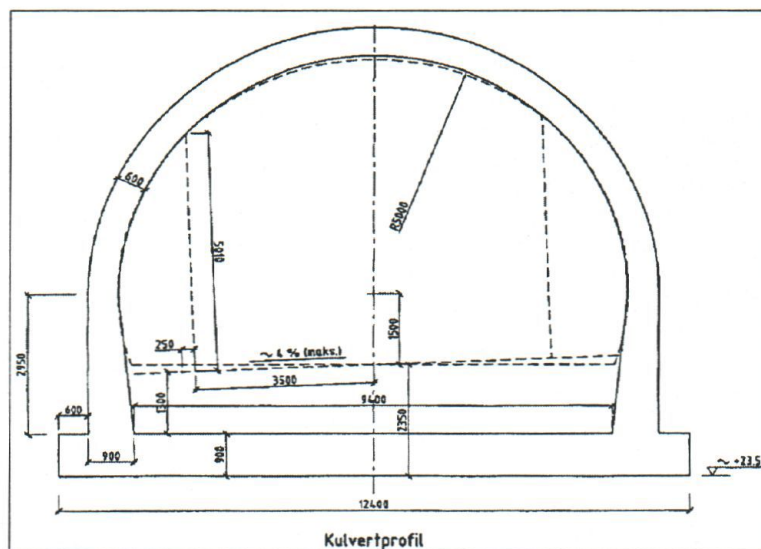
3.1 Generelt om modellering i PLAXIS og STAAD

Jorden modelleres på en mer komplett måte i en samvirkeanalyse med PLAXIS enn i et rammeprogram som STAAD hvor jorden beskrives via forenklete jordlaster og jordfjærer. For beskrivelse av prinsipielle forskjeller henvises det til oppdragsrapport V308B-2 og til bidraget til kurskompendiet fra Nils Magnar Helle.

3.2 Tunnel med to kjørefelt

3.2.1 Tunnelgeometri og modellering av konstruksjonen i STAAD og PLAXIS

Opprinnelig var det tenkt at Eggemarka løsmassetunnel bare skulle ha plass til to kjørefelt i bredden. Det ble derfor utført statiske beregninger med STAAD og PLAXIS under denne forutsetning for et tunnelvernsnitt som vist i figur 6. Samvirkeanalysene med PLAXIS er dokumentert i oppdragsrapport V308B-2. Tunnelkonstruksjonen er modellert tilnærmet likt i PLAXIS og STAAD.



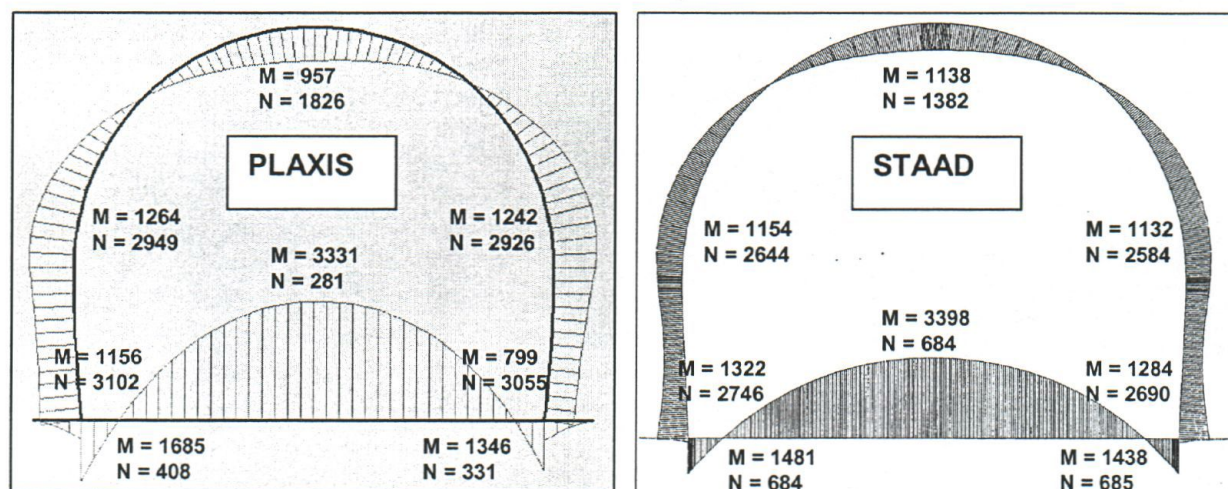
Figur 6.

Opprinnelig tunnelvernsnitt med plass til to kjørefelt i bredden.

3.2.2 Sammenligning av resultater fra STAAD og PLAXIS

I det følgende er resultater fra PLAXIS og STAAD sammenlignet for tilfellet med drenert slutttilstand, nedre grenseverdier for jordens styrke og stivhet. I PLAXIS er det benyttet en korttids E-modul for betongen på 29,6 GPa, mens det er benyttet 25 GPa i STAAD. Dette tilsvarer PLAXIS-analyse B i tabell 1 og beregningsfase 6 i tabell 2 i rapport V308B-2. I STAAD-analysen er jordens bidrag modellert i henhold til anbefalinger i samme rapport. Det er benyttet nedre grenseverdier for vertikale og horisontale fjærstivheter, men konservativt antatt nedre grenseverdi for den effektive hviletrykkkoeffisienten $K_0' = 0,33$. Siden det er benyttet nedre grenseverdier for jordens friksjonsvinkel ϕ i PLAXIS og det grovt kan antas at $K_0' \approx 1 - \sin\phi$, burde det for sammenligningens del vært benyttet øvre grenseverdi, dvs. $K_0' = 0,43$, i STAAD-analysen.

Figur 7 viser momentfordelingen i hvelvet og bunnplata og ekstremverdier for moment og aksialkraft fra analysen med STAAD og PLAXIS for det aktuelle tilfellet. Sammenligning viser at både momentfordelingen og ekstremverdiene samsvarer godt. Sammenligning av andre analyseresultater viser også at de to analyseprogrammene gir god overensstemmelse når jorden modelleres i henhold til anbefalinger i oppdragsrapport V308B-2.



Figur 7.

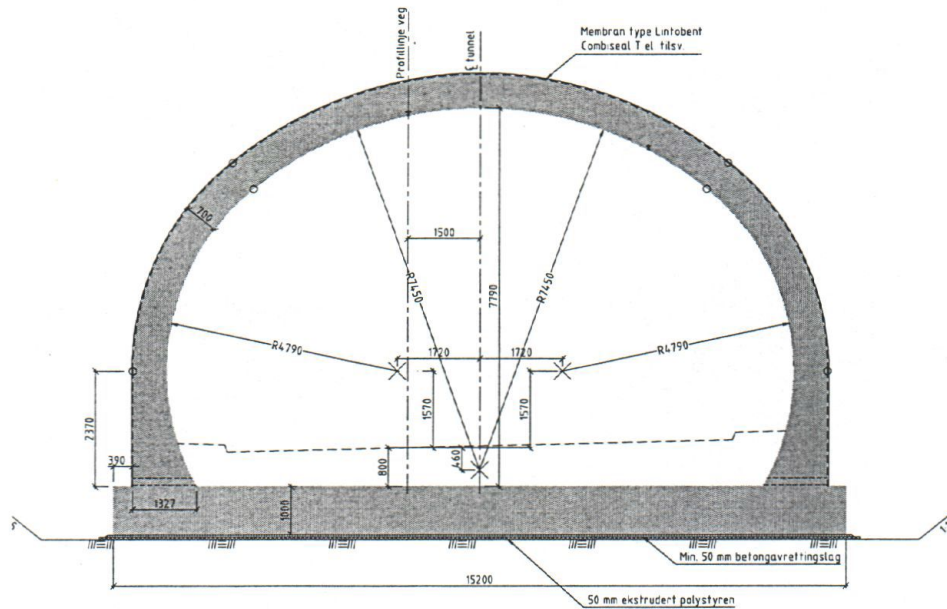
Momentfordeling og ekstremverdier for moment M (kNm/m) og aksialkraft N (kN/m) for tilfellet med drenert sluttstand og nedre grenseverdier for jordparametrene. Det er benyttet ulik skala for momentdiagrammene fra PLAXIS og STAAD.

3.3 Tunnel med tre kjørefelt

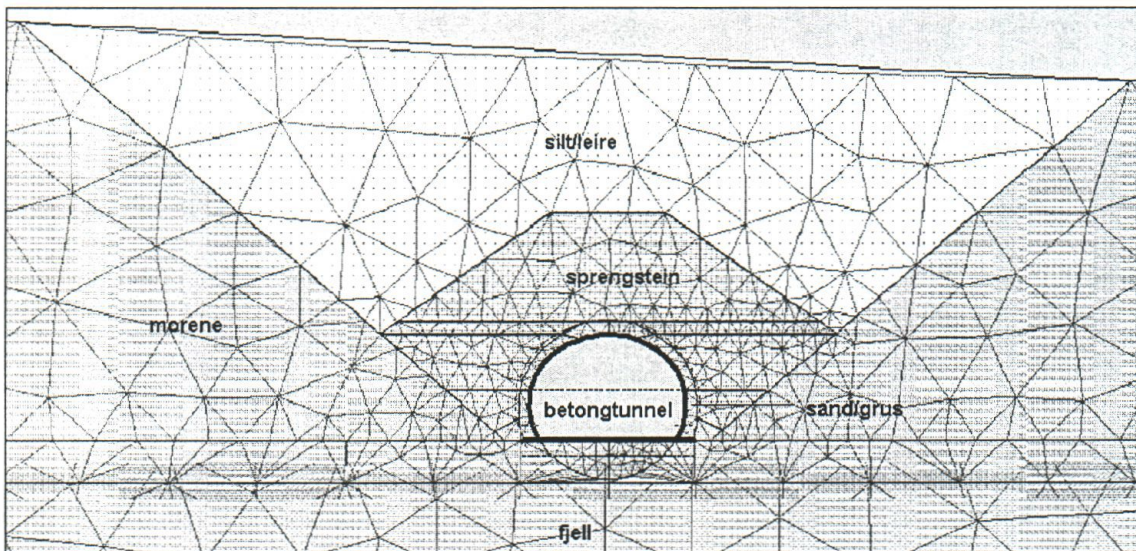
3.3.1 Tunnelgeometri og modellering av konstruksjonen i STAAD og PLAXIS

Etter at oppdragsrapport V308B-2 var ferdig utarbeidet ble tunnelverrsnittet til Eggemarka løsmassetunnel utvidet for å få plass til tre kjørefelt i bredden som vist i figur 8. Sv Rogaland har utført nye rammeanalyser med STAAD for det utvidede tunnelverrsnitt. Disse analysene er dokumentert i bidraget til kurskompendiet fra Nils Magnar Helle. Jorden er modellert i henhold til anbefalinger i oppdragsrapport V308B-2. Geoteknisk kontor utfører nå samvirkeanalyser med PLAXIS for det utvidede tunnelverrsnittet.

Geoteknisk kontor har hittil benyttet versjon 7.2 av PLAXIS for modellering av Eggemarka løsmassetunnel. Det er imidlertid vanskelig å modellere systemlinjen til den nedre delen av tunnelveggene for det utvidede tunnelverrsnittet med tunnelgeneratoren i denne versjonen av PLAXIS. Tunnelgeneratoren i siste versjon av programmet, dvs. versjon 8.1, skal imidlertid være betydelig forbedret slik at den håndterer den aktuelle tunnelgeometrien. Geoteknisk kontor har nettopp mottatt versjon 8.1 av PLAXIS, men for sent til at analyser kunne utføres for presentasjon på dette kurset. I det følgende presenteres derfor innledende analyser med versjon 7.2 hvor tunnelgeometrien er forenklet. Figur 9 viser utsnitt av elementmodellen i PLAXIS for kontrollsnitt 1. For definisjon av kontrollsnitt 1 henvises det til bidraget til kurskompendiet fra Nils Magnar Helle.



Figur 8.
Revidert tunnelverrsnitt med plass til tre kjørefelt i bredden.



Figur 9.
Utsnitt av elementmodell fra innledende analyser med PLAXIS versjon 7.2 for kontrollsnitt 1 med forenklet tunnelgeometri.

Figur 8 viser at den nedre del av tunnelveggene er vertikal utvendig og krum innvendig slik at veggtykkelsen øker fra 700 mm i en avstand på 2370 mm fra sålen til 1327 mm ved sålen. Dette er modellert korrekt i STAAD-analysene, men noe forenklet i de innledende PLAXIS-analysene. I STAAD-modellen benyttes korrekt bøye- og aksialstivhet for hele tunnelkonstruksjonen og systemlinjene samsvarer med senterlinjene til tunnelverrsnittet. Dette innebærer at spennet mellom senterlinjen til veggene er 12,8 m i nivå med sålens senterlinje og at sålelabbene har en lengde på 1,2 m i STAAD-modellen.

I de innledende analysene med PLAXIS versjon 7.2 er det forenklet antatt systemlinjer i en avstand på 350 mm fra innvendig veggflate for hele hvelvet. Dette tilsvarer en konstant

veggykkelse på 700 mm og krumme vegger innvendig og utvendig helt ned til sålen. Forenklingen med konstant veggykkelse gir noe lav bøye- og aksialstivhet for nedre del av veggene. Forenklingen av veggens systemlinje innebærer at spennet mellom senterlinjen til veggene blir 12,0 m og ikke 12,8 m i nivå med sålens senterlinje og at sålelabbene får en lengde på 1,6 m og ikke 1,2 m i PLAXIS-modellen. Dette gir 0,8 m kortere spenn mellom veggene og 0,4 m lengre sålelabber i PLAXIS-modellen enn i STAAD-modellen. Antagelsen om krum utvendig overflate gjør også at hvelvet danner et lokalt overheng over den nedre del av veggene som kan gi en archingeffekt i modellen som ikke er opptrer i virkeligheten.

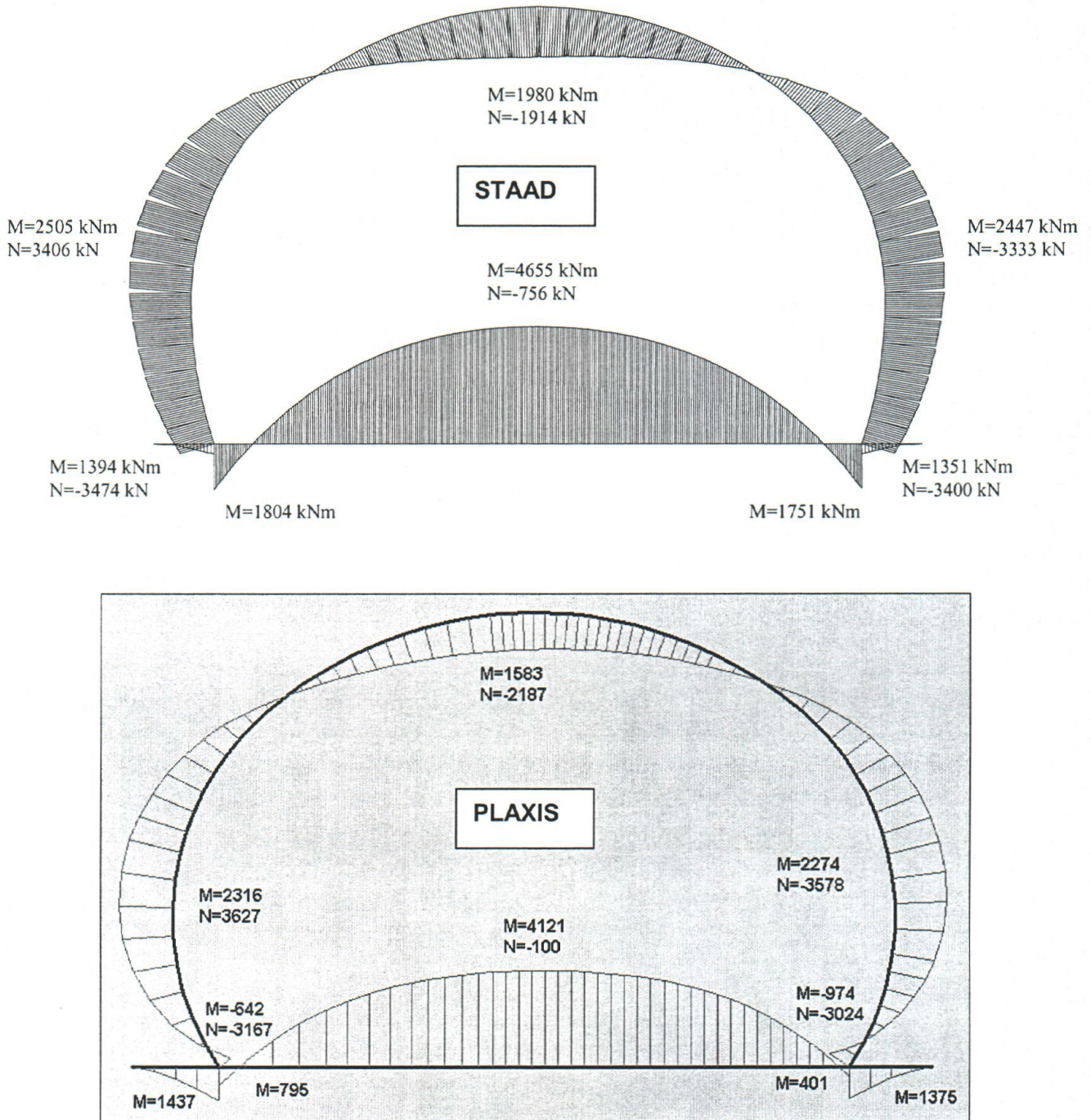
I tillegg til disse forskjellene som primært skyldes forenkling av systemlinjene i PLAXIS-modellen kommer forskjellen i måten jordtrykk beskrives på i STAAD og PLAXIS. I STAAD spesifiseres jordlastene direkte. Dette gjør det mulig å ta hensyn til veggykkelsen når utbredelsen av jordlastene spesifiseres. I PLAXIS er systemlinjene i modellen i direkte kontakt med jordvolumet og jordtrykket er et resultat av analysen. I PLAXIS vil eksempelvis sålens labber være påkjent av vertikal jordlast helt inn til veggens systemlinje i modellen slik at belastet lengde på sålelabbene blir 1,6 m. I STAAD kan det spesifiseres at den vertikale jordlasten bare virker over den virkelige bredden på sålelabben på 390 mm. Dette gjør at lastbredden for sålelabbene i PLAXIS-modellen blir 1,2 m lenger enn i STAAD-modellen.

3.3.2 Sammenligning av resultater fra STAAD og PLAXIS

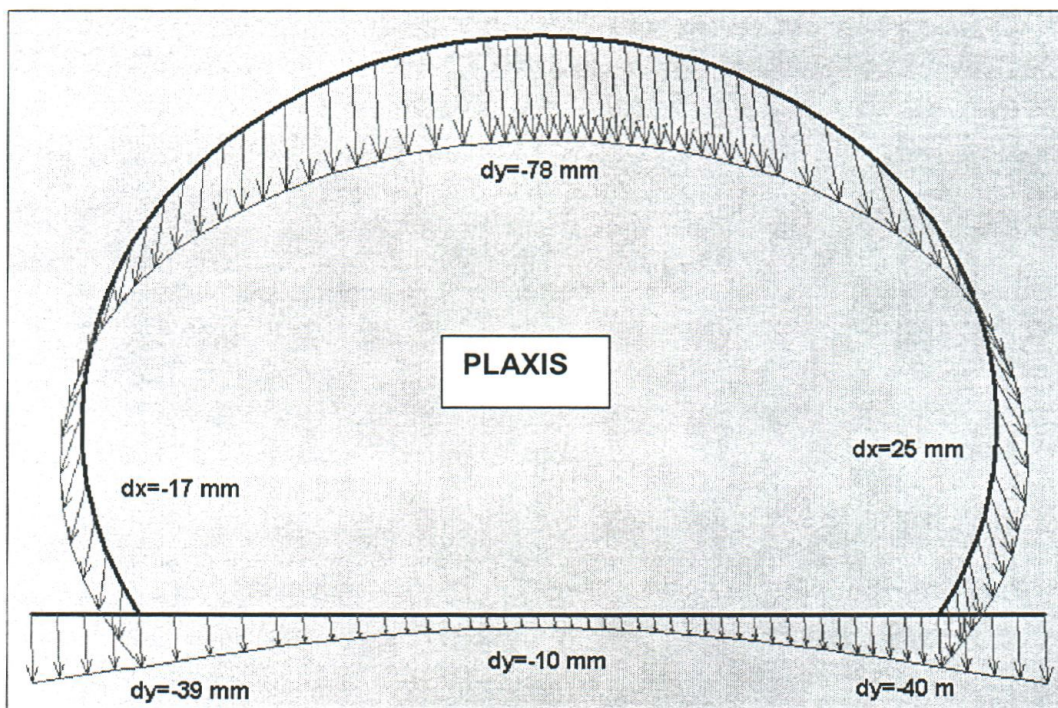
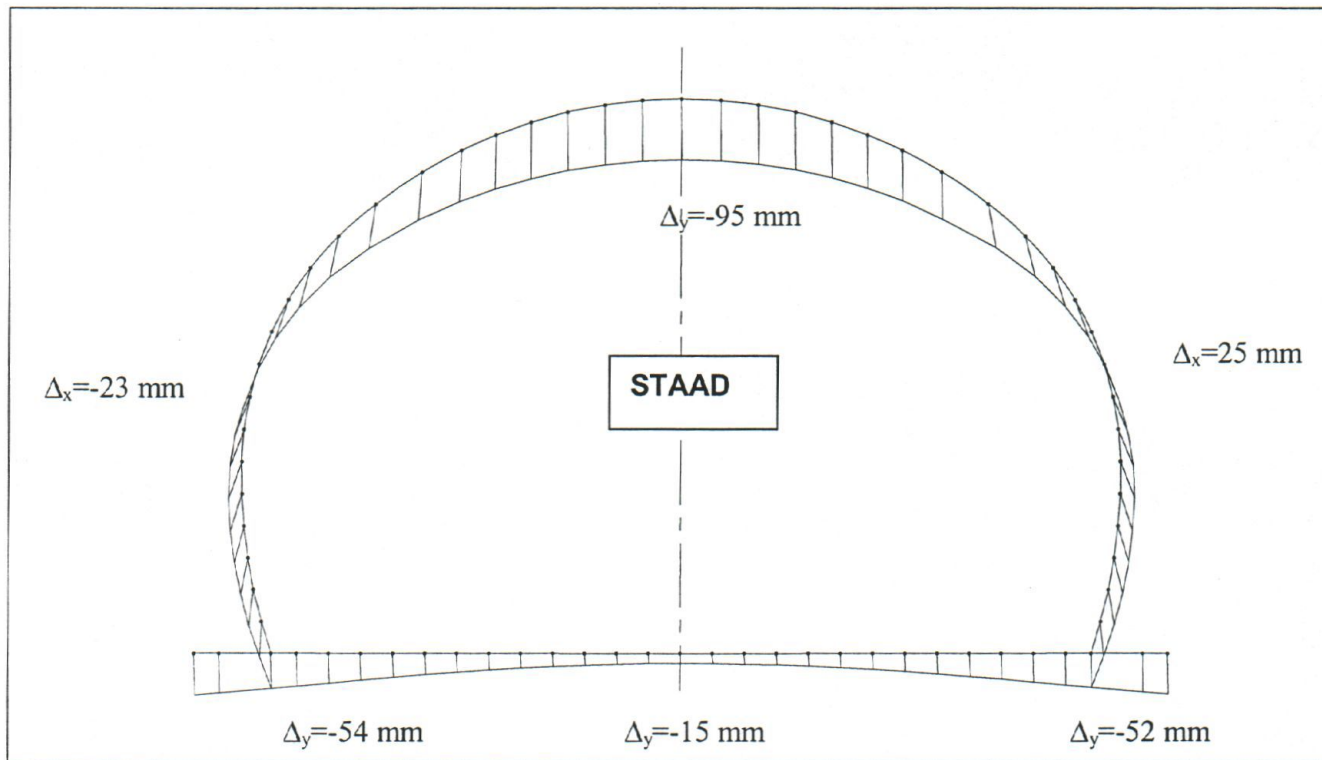
I det følgende er resultater fra STAAD og den innledende analysen med PLAXIS sammenlignet for tilfellet med drenert slutttilstand, nedre grenseverdier for jordens styrke og stivhet og en korttids E-modul for betongen på 25 GPa. For PLAXIS-analysen tilsvarer dette jordparametere som gitt for analyse B i tabell 1 i rapport V308B-2. I STAAD-analysen er jordens bidrag modellert i henhold til anbefalinger i samme rapport. Det er benyttet nedre grenseverdier for vertikale og horisontale fjærstivheter, og øvre grenseverdi for den effektive hviletrykkskoeffisienten $K_0' = 0,43$ som samsvarer med nedre grenseverdi for jordens friksjonsvinkel i PLAXIS-analysen.

Figur 10 viser momentfordelingen i hvelvet og bunnplata og ekstremverdier for moment og aksialkraft fra analysen med STAAD og PLAXIS. Sammenligning viser at det er relativt god overensstemmelse i øvre del av hvelvet. Lenger ned mot sålen skifter momentet i veggene fortegn i PLAXIS-analysen, mens det ikke gjør det i STAAD-analysen. Momentet i sålelabbene er også betraktelig større i PLAXIS-analysen enn i STAAD-analysen. Dette er som forventet fordi den forenklede tunnelgeometrien i PLAXIS-modellen gjør at sålelabbene er 0,4 m lenger og påkjent av vertikallast over 1,2 m mer lengde i PLAXIS-modellen enn i STAAD-modellen. Feltmomentet i sålen er mindre i PLAXIS-analysen enn i STAAD-analysen til tross for at innspenningsmomentet er mindre i PLAXIS. Dette skyldes sannsynligvis at spennet mellom veggene er 0,8 m kortere i PLAXIS-modellen og at jordfjærene er mer fleksible i STAAD-modellen og dermed tillater større krumning på sålen, konferer deformert tunnelverrsnitt i figur 11.

Figur 11 viser deformert tunnelverrsnitt med ekstremverdier for horisontal forskyvning og vertikal forskyvning fra analysen med STAAD og PLAXIS. Sammenligning viser at nedbøyningen av hvelvet er på ca. 4 cm og at veggene i hvelvet beveger seg ca. 2 cm horisontalt utover i begge analyser. Sålen forskyver seg imidlertid ca. 1 cm mer i STAAD-analysen enn i PLAXIS-analysen. Dette kan tyde på at de vertikale jordfjærene i STAAD-modellen er noe mer fleksible enn undergrunnen i PLAXIS-modellen.



Figur 10. Momentfordeling og ekstremverdier for moment M (kNm/m) og aksialkraft N (kN/m) for tilfellet med drenert sluttstand og nedre grenseverdier for jordparametrene. Det er benyttet ulike skalaer for momentdiagrammene fra PLAXIS og STAAD.

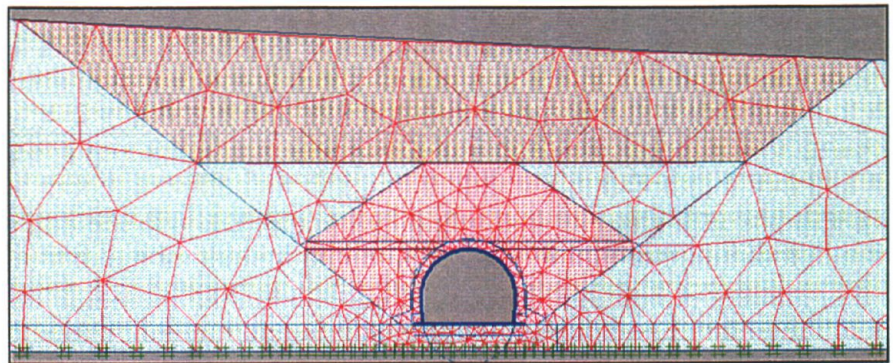


Figur 11. Deformert tunneltverrsnitt med ekstremverdier for horisontal forskyvning dx (m) og vertikal forskyvning dy (m) for tilfellet med drenert slutttilstand og nedre grenseverdier for jordparametrene. Det er benyttet ulik skala for diagrammene fra PLAXIS og STAAD.

Oppdrag V308B rapport nr. 2

E6 Jevika - Selli

Samvirkeanalyser for
Eggemarka løsmassetunnel



22. mars 2002

Vegteknisk avdeling

Oppdrag V308B, rapport nr. 2

E6 Jevika - Selli

Samvirkeanalyser for Eggemarka løsmassetunnel

Sammendrag

Som del av prosjektet E6 Jevika-Selli skal det etableres en løsmassetunnel av typen "cut and cover" i den nordlige forskjæringen til Eggevammen fjelltunnel i Eggemarka, nordvest for Steinkjer sentrum. Det skal først etableres en skjæring med helning 1:1.25 i stedlige morenemasser, deretter skal betongkonstruksjonen etableres og så skal det tilbakefylles med komprimerte masser.

Ved overgangen til fjelltunnelen er det ca. 25 m jordoverlagring over tunneltaket. Det skal etableres drenerør som sørger for at det er drenerte forhold rundt tunnelen, men tunnelen skal dimensjoneres for et poretrykk som tilsvarer ca. 15 m vannsøyle for det tilfellet at drenerørene går tett.

Sv Nord-Trøndelag er byggherre og har ansvaret for deler av prosjekteringsarbeidet. Sv Rogaland har ansvaret for dimensjoneringen av tunnelkonstruksjonen. De har benyttet datamaskinprogrammet STAAD til å beregne deformasjoner og snittkrefter i konstruksjonen som grunnlag for betongdimensjoneringen. I dette programmet modelleres jorden via jordlaster og lineære jordfjærer. Sv Nord-Trøndelag og Geoteknisk kontor har gitt geoteknisk bistand.

Geoteknisk kontor har bistått med krav til tilbakefyllingsmassene, grunnlag for bestemmelse av jordlaster og jordfjærer til STAAD-analysene, samt med samvirkeanalyser med FEM-programmet PLAXIS for ett beregningssnitt i området med størst jordoverlagring. Foreløpig dokumentasjon av dette arbeidet ble oversendt Sv Rogaland før jul. Den foreløpige dokumentasjonen er sammen med dokumentasjon fra Sv Rogaland lagt til grunn for teknisk godkjenning. Oppdragsrapporten gir endelig dokumentasjon av arbeidet.

Emneord: *Løsmassetunnel, analyser, samvirke, elementmetoden, FEM, PLAXIS*

Fylke: *Nord-Trøndelag*
Anlegg/parsell: *E6 Jevika – Selli / Eggelia – Selli*
UTM-ref.: *PS 212 024*
Kontor: *Geoteknisk kontor*
Saksbehandler: *Signe Kirkebø*
Dato: *22.03.02*

/ sigkir

Innhold

1	Innledning	3
2	Geometri og beregningssnitt	3
3	Grunnforhold og jordparametere.....	4
3.1	Krav til tilbakefyllingsmassene.....	5
3.2	Generelle antagelser om jordstyrke og jordstivhet.....	5
3.3	Stedlig morene	6
3.4	Sand, grus.....	6
3.5	Sprengstein.....	7
3.6	Leire/silt	7
4	Analysér med STAAD	7
4.1	Generelt om jordens bidrag.....	7
4.2	Klassisk jordtrykk	8
4.3	Siloeffekt	8
4.4	Vertikale jordfjærer.....	9
4.5	Horisontale jordfjærer	9
5	Samvirkeanalyser med PLAXIS	11
5.1	Antagelser generelt.....	11
5.2	Grensetilstand og sikkerhetsfilosofi.....	11
5.3	Elementmodell	11
5.4	Parameterstudie	12
5.5	Lasthistorie og beregningsfaser.....	12
6	Resultater fra PLAXIS	15
6.1	Jordoppførsel generelt og stabilitet av forskjæring.....	15
6.2	Tunnelkonstruksjonens oppførsel	16
6.3	Diskusjon av resultater	21
7	Verifikasjon.....	22
7.1	Instrumentering	22
7.2	Jordparametrene	22

Vedleggsliste

- Vedlegg 1.** Beskrivelse av stedlige morenemasser. Telefax fra Vegteknisk avdeling datert 05.12.2001. (3 sider)
- Vedlegg 2.** Formel for silojordtrykk for det tilfellet at vertikalktrykket er større enn null ved spaltens overflate. Oddvin Tokheim (1980), Oslo kommune, Geoteknisk kontor. (1 side)
- Vedlegg 3.** Sikkerhetsfilosofi. Lastkoeffisienter i bruddgrensetilstand. Notat 1997/06506-011 fra Geoteknisk kontor datert 19.11.2001 og notat 1997/07325-030 fra Bruavdelingen datert 21.11.2001. (9 sider)

Referanser

- /A/ Seed, Harry Bolton (1987) "Lecture in Earth Dams". Graduate course, Spring 1987. University of California, Berkley.
- /B/ Schmertmann, J. H. (1978) Guidelines for cone penetration tests; performance and design. USA. Department of Transportation. Federal Highway Administration Offices of Research and Development, Washington D. C. Report, TS-78-209. 145 p.
- /C/ Seed, H. B., and I. M. Idriss (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. University of California, Berkley, College of Engineering. Earthquake Engineering Research Center. Report, EERC 70-10. 18 p.
- /D/ Janbu, N. (1970) Grunnlag i Geoteknikk. Tapir forlag.
- /E/ Hardin, B. O. (1978) The nature of stress-strain behaviour of soils. Proceedings ASCE Speciality Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, CA., Volume 1, 3-90.
- /F/ Vijayvergiya, V.N. (1977) Load-movement characteristics of piles. Ports'77. 4. Annual Symposium of the Waterway Port, Costal and Ocean Division of ASCE. Long Beach, California.
- /G/ Valstad, T. and Strøm, E. (1975) Investigations of the Mechanical Properties of Rockfill for the Svartevann Dam, using Triaxial, Oedometer and Plate Bearing Tests. Bidrag til Nordisk Geoteknikermøte i København. NGI publikasjon 110. Sidene 3-8.
- /H/ Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1974) Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley & Sons. Chapter 4 Distributed loading beneath the surface of a semi-infinite mass.
- /I/ BYGG (3. opplag 1959) Handbok för hus-, väg- og vattenbyggnad. Huvuddel 1 Allmänna grunder. Avdelning 17 Geoteknikk. Kap 173:6 Silotryck.
- /J/ BYGG (3. opplag 1972) Handbok för hus-, väg- og vattenbyggnad. Huvuddel 1B Allmänna grunder. Avdelning 17 Geoteknikk. Kap 175:74 Tryckfördelning i silobyggnader.
- /K/ Brukermanual for PLAXIS Professional version 7.2 for Windows 95/NT. PLAXIS BV www.plaxis.nl.
- /L/ Rapport 7 Løsmassetunnel Eggemarka, oppdrag VD-1098F, datert 01.08.2001 fra Sv Nord-Trøndelag.

1 Innledning

Som del av prosjektet E6 Jevika-Selli skal det etableres en løsmassetunnel av typen "cut and cover" i den nordlige forskjæringen til Eggevammen fjelltunnel i Eggemarka, nordvest for Steinkjer sentrum.

Sv Nord-Trøndelag er byggherre og har ansvaret for deler av prosjekteringsarbeidet, blant annet for stabilitetsmessige aspekter tilknyttet forskjæringen. Referanse /L/ oppsummerer grunnforhold, geotekniske aspekter og anbefalte skjæringshelninger.

Sv Rogaland har ansvaret for dimensjoneringen av tunnelkonstruksjonen med geoteknikk bistand fra Sv Nord-Trøndelag og Geoteknisk kontor. Dette omfatter analyser med FEM-programmet STAAD for å bestemme snittkrefter i konstruksjonen for bruk i betongdimensjoneringen. I STAAD representeres jorden via laster og lineære fjærer.

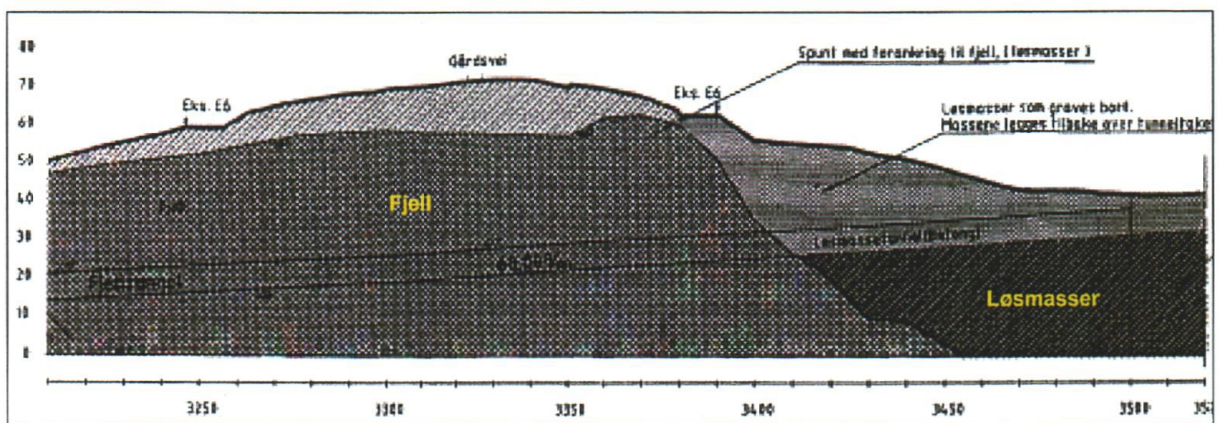
Geoteknisk kontor har bistått med:

- Krav til tilbakefyllingsmassene.
- Grunnlag for bestemmelse av jordlaster og jordfjærer i STAAD-analysene.
- Samvirkeanalyser med FEM-programmet PLAXIS for et av beregningsnittene som Sv Rogaland har analysert med STAAD. Dette for å vurdere og kontrollere STAAD-modellen og resultater fra STAAD-analysene.

Foreløpig dokumentasjon av arbeidet som er utført ved Geoteknisk kontor ble oversendt Sv Rogaland per telefax 19.12.2001. Dette materialet ble sendt sammen med STAAD-dokumentasjonen til teknisk godkjenning. Denne oppdragsrapporten er endelig dokumentasjon av arbeidet.

2 Geometri og beregningsnitt

Figur 1 viser lengdeprofil gjennom Eggevammen fjelltunnel og Eggemarka løsmassetunnel. For "Cut and cover"-tunnelen i Eggemarka etableres det først en forskjæring med skjæringshelning 1:1.25 i stedlige morenemasser, deretter etableres betongkonstruksjonen og så tilbakefylles det med komprimerte masser.



Figur 1 Lengdeprofil av tunnel med forskjæring.
(Referanse: Tegning V-3657 i /L/)

3.1 Krav til tilbakefyllingsmassene

Figur 2 viser at den stedlige grunnen i området hovedsakelig består av morene, mens tilbakefyllingsmassene består av ulike typer komprimerte masser. Det er spesifisert et topplag av komprimerte, stedlige kvalitetsmasser i figur 2. Det tillates imidlertid at dette er komprimert leire eller silt i henhold til Sv Håndbok 176 kapittel 2 og avsnitt 1.2.

For friksjonsmassene bør anbefalingene i Sv Bruhåndbok-1 Konstruksjoner i fylling – Plastøppte kulverter fra mars 1996 følges når det gjelder krav til type masser og kornfordeling og til komprimeringsgrad og komprimeringsmåte. Anbefalingene i denne avviker noe fra anbefalingene i Sv Håndbok-100 Bruprosjektering-12 Kulverter og rør fra 1983.

Det er flere hensyn å ta; Friksjonsmassene nærmest tunnelkonstruksjonen må være telesikre og godt drenerende, men de må ikke være av en slik type at membranen punkteres. God komprimering er gunstig fordi det gjør at massene får høy stivhet og styrke, men det må unngås at komprimeringen skader eller på annen måte påvirker konstruksjonen negativt.

I avsnittene under er det gjort visse antagelser om tilbakefyllingsmassene og komprimeringsgrad for disse for å kunne estimere stivhets- og styrkeparametere for bruk i analysene som danner grunnlaget for betongdimensjoneringen. Siden det ikke er utført laboratorieforsøk for å bestemme disse parametrene er de valgt ut fra erfaringsverdier og erfaringsrelasjoner. Disse parametrene bør verifiseres. Det henvises til kapittel 7.

3.2 Generelle antagelser om jordstyrke og jordstivhet

Det er tatt hensyn til at jordens styrke avhenger av effektivspenningsnivået som følger:

$$\bullet \tau_f = \tan\phi \cdot (\sigma' + a)$$

hvor ϕ er friksjonsvinkel ($^\circ$)

a er attraksjon (kPa)

$c = a \cdot \tan\phi$ er kohesjon (kPa)

Det er tatt hensyn til at jordstivheten avtar med økende skjærmobilisering (økende skjærtøyning) og at den øker med økende effektivspenningsnivå som følger:

$$\begin{aligned} \bullet \text{ Maksimal skjærmodul (små tøyninger),} & G_{\max} = G_{\max}^{\text{ref}} \cdot ((\sigma_m' + a)/p_a)^m \\ \bullet \text{ Sekant skjærmodul ved 50 \% skjærmobilisering,} & G_{50} = G_{50}^{\text{ref}} \cdot ((\sigma_m' + a)/p_a)^m \\ \bullet \text{ Sekant E-modul ved 50 \% skjærmobilisering,} & E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot ((\sigma_3' + a)/p_a)^m \\ \bullet \text{ Ødometermodul,} & M = M^{\text{ref}} \cdot ((\sigma_1' + a)/p_a)^m \end{aligned}$$

hvor σ_1' er største effektive hovedspenning (kPa)

σ_3' er minste effektive hovedspenning (kPa), initielt antas $\sigma_3' = K_0' \cdot \sigma_1'$

σ_m' er effektivt middelspenning (kPa), initielt antas $\sigma_m' = \{(1+2 \cdot K_0')/3\} \cdot \sigma_1'$

p_a er referansespenning og er antatt lik 100 kPa

G_{\max}^{ref} , G_{50}^{ref} , E_{50}^{ref} og M^{ref} er referansemoduler (kPa) ved referansespenning p_a

m er moduleksponent

K_0' er jordens effektive hviletrykkskoeffisient, $K_0' \approx 1 - \sin\phi$

Det er antatt at følgende elastiske modulrelasjoner gjelder:

$$\begin{aligned} \bullet E_{50} &= 2 \cdot (1+\nu) \cdot G_{50} \\ \bullet E_{50} &= \{(1+\nu) \cdot (1-2 \cdot \nu)/(1-\nu)\} \cdot M \\ \bullet M &= \{2 \cdot (1-\nu)/(1-2 \cdot \nu)\} \cdot G_{50} \end{aligned}$$

hvor ν er tverrkontraksjonstallet, ved volumetrisk pålasting $\nu \approx K_0'/(1+K_0')$

3.3 Stedlig morene

De stedlige løsmassene i Eggemarka er beskrevet i Vedlegg 1. Basis for denne beskrivelsen er kvartærgeologisk kart for Steinkjer 1723 III i målestokk 1:50 000 (Norges Geologiske Undersøkelse 1988) og grunnundersøkelser dokumentert i /L/. Mellom profil 3400 og ca. 3460 antas det at forskjæringen stort sett etableres i morenemasser som stort sett er velgradert og godt pakket. Disse kan inneholde gruslag og blokker. Følgende materialparametere er antatt representative:

- Tyngdetetthet, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel, $\varphi=38^\circ \pm 2^\circ$
- Attraksjon, $a=20 \text{ kPa}$
- Effektiv hviletrykkskoeffisient, $K_0'=0.38$
- Tverrkontraksjonstall, $v=0.28$
- Moduleksponent, $m=0,3$
- Referansemøduler, $E_{50}^{\text{ref}} \approx M^{\text{ref}} = 40 \pm 10 \text{ MPa}$

3.4 Sand, grus

Det er antatt at det tilbakefylles med telesikre, godt drenerende friksjonsmasser i en ca. 1 m tykk nærsone rundt tunnelen. For eksempel kan det være 0.3-0.5 m naturlig, grov sand nærmest konstruksjonen med korndiameter $0.6 \text{ mm} < d < 2 \text{ mm}$, og utenfor dette 0.5-0.7 m velgradert grus, sandig grus, grov sand eller grusig sand med korndiameter $0.6 \text{ mm} < d < 60 \text{ mm}$. Den innerste sonen bør komprimeres til minimum 95 % av Standard Proctor (RC), mens den ytterste sonen bør komprimeres til minimum 98 % av Standard Proctor.

For komprimert, grov sand over grunnvannstand (GV) antas følgende materialparametere:

- Vanninnhold, $w = 8 \%$
- Relativ densitet, $D_r=5 \cdot (RC-85)=50-65 \%$ for $RC=95-98 \%$, konferer /A/.
- Tyngdetetthet, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel, $\varphi = 40^\circ-41^\circ$ for $RC=95-98 \%$, konferer /B/.
- Attraksjon, $a=0 \text{ kPa}$
- Effektiv hviletrykkskoeffisient, $K_0'=0.36$
- Tverrkontraksjonstall, $v=0.25$
- Moduleksponent, $m=0,5$
- Referansemøduler,
 - $G_{\text{max}}^{\text{ref}}=22 \cdot p_a \cdot (0.6 \cdot D_r+16) = 101-121 \text{ MPa}$ for $RC=95-98 \%$, konferer /C/.
 - $G_{50}^{\text{ref}} \approx 0.1 \cdot G_{\text{max}}^{\text{ref}} = 10-12 \text{ MPa}$ for $RC=95-98 \%$: Antatt ut fra /C/ hvor $G/G_{\text{max}}=1$ for skjærtøyning 0.0001 % og $G/G_{\text{max}}=0.1$ for skjærtøyning 0.6 %.
 - $E_{50}^{\text{ref}} \approx M^{\text{ref}} = 30-40 \text{ MPa}$ for $RC=95-98 \%$

Modultallet M^{ref}/p_a er lavere for en sand med høyt vanninnhold (under GV) enn for en sand med lavt vanninnhold (over GV), konferer side 182 i /D/. Basert på denne referansen antas det at $M^{\text{ref}} \geq 25 \text{ MPa}$ for fast lagret sand under GV. Basert på disse vurderingene anbefales følgende for den 1 m tykke nærsonen:

- Friksjonsvinkel, $\varphi \approx 40^\circ \pm 2^\circ$
- Referansemøduler, $E_{50}^{\text{ref}} \approx M^{\text{ref}} = 35 \pm 10 \text{ MPa}$

3.5 Sprengstein

Utenfor nærsonen er det antatt komprimert sprengstein med porøsitet $n=30\%$ og følgende materialparametere:

- Poretall, $e=n/(1-n)=43\%$
- Tyngdetetthet, $\gamma=20\text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel, $\varphi=42^\circ \pm 2^\circ$
- Attraksjon, $a=0\text{ kPa}$
- Effektiv hviletrykkskoeffisient, $K_0'=1/3$
- Tverrkontraksjonstall, $v=0.20$
- Moduleksponent, $m=0,5$
- Referansemoduler,
 - $G_{\max}^{\text{ref}}=625 \cdot p_a / (0.3+0.7 \cdot e^2)=145.8\text{ MPa}$, konferer /E/.
 - $G_{50}^{\text{ref}}=0,153 \cdot G_{\max}^{\text{ref}}=22.4\text{ MPa}$: Antatt arbeidskurve $q/q_f=2 \cdot (x/x_f)^{1/2} - x/x_f$ og sekant fjærstivhet $k=q/x$, konferer /F/, samt at $q/q_f=10\%$ for $G=G_{\max}$.
 - $E_{50}^{\text{ref}} \approx M^{\text{ref}} = 70 \pm 20\text{ MPa}$

3.6 Leire/silt

Det tillates toppfylling med komprimert leire eller komprimert silt med følgende parametere:

- Tyngdetetthet, $\gamma=20\text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel, $\varphi=26^\circ \pm 2^\circ$
- Attraksjon, $a=10\text{ kPa}$
- Moduleksponent, $m=0$
- Referansemoduler, $E_{50}^{\text{ref}} \approx M^{\text{ref}} = 5 \pm 2\text{ MPa}$

4 Analyser med STAAD

4.1 Generelt om jordens bidrag

I STAAD-analysene modelleres jorden via jordlaster og lineære jordfjærer. Ytre laster på konstruksjonen i form av nyttelaster og jordlaster må balanseres av reaksjonskrefter i jordfjærer for at total likevekt skal tilfredsstilles. Jordfjærene kan bare ta trykk.

De vertikale jordlastene omfatter egenvekt av jordoverlagringen og friksjon mellom konstruksjonen og jorden. I dette tilfellet antas jordfriksjonen å gi nedadrettede påhengskrefter. Siden det skal etableres en relativt glatt membran utenpå betonghvelvet antas påhengskreftene å bli beskjedne.

De horisontale jordlastene i STAAD kan omfatte tosidig og ensidig trykk. I henhold til lastforskriftene i Statens vegvesen Håndbok 100 Bruprosjektering-12 Kulverter og rør fra 1983 skal kulverter dimensjoneres for den ugunstigste av kombinasjonene; A) Nyttelast, B) Tosidig jordtrykk, enten fullt eller halvt og C) Ensidig horisontal belastning på 10 kPa. Dette tilsvarer 1 m ubalansert oppfylling med drenert jord med tyngdetetthet $\gamma=20\text{ kN/m}^3$ og effektiv jordtrykkskoeffisient $K'=0.50$.

Størrelsen på jordtrykket mot tunnelveggene avhenger av veggens forskyvning relativt til jorden, komprimering av jordvolumet og eventuelt av siloeffekter dersom konstruksjonen er nær en fjellskjæring.

4.2 Klassisk jordtrykk

Jordtrykket mot tunnelveggene avhenger av vegens forskyvning relativt til jorden. Den isolerte effekt av veggens forskyvning kan oppsummeres som følger:

- Dersom et punkt på veggen står i ro vil jordtrykket utenfor innstille seg på hviletrykk.
- Dersom et punkt på veggen beveger seg vekk fra jorden vil jorden avlastes og jordtrykket reduseres til et nivå mellom hviletrykk og aktivt jordtrykk. Denne situasjonen antas å være typisk før det fylles jord over tunneltaket. Det skal relativt små forskyvninger til for at jordtrykket reduseres til aktivt jordtrykk.
- Dersom et punkt på veggen beveger seg utover mot jorden vil jordtrykket øke til et nivå mellom hviletrykk og passivt jordtrykk. Denne situasjonen antas å være karakteristisk for slutttilstanden. Det skal relativt store forskyvninger til for å mobilisere passivt jordtrykk.

Den isolerte effekt av komprimering er at jordtrykket mot veggen blir høyere og at dybdefordelingen blir annerledes enn for ukomprimert jord. Trykket øker nær overflaten.

Ved valg av jordtrykkskoeffisienter og fjærkonstanter bør man ta hensyn til om det er kritisk med høyt eller lavt jordtrykk mot veggene. I dette tilfellet antas det kritisk med høyt tosidig trykk i byggetilstanden, og lavt tosidig trykk i slutttilstanden. Dette bør verifiseres. Det bør også tas hensyn til at det skal relativt store forskyvninger til for å mobilisere passivt jordtrykk.

Det anbefales at det benyttes et tosidige jordtrykk som er lik hviletrykket i modellen, og at det etableres jordfjærer som kan mobilisere jordreaksjonskrefter når tunnelveggene forskyver seg. I dette tilfellet er det grov sand og grus nærmest tunnelen, sprengstein utenfor dette og stedlige morenemasser ytterst. For disse massene antas hviletrykkskoeffisienten K_0' å være i området 0.33 til 0.43. Det anbefales at verdien på K_0' velges innenfor dette intervallet ut fra hva som er konservativt for tunneldimensjoneringen.

4.3 Siloeffekt

Dersom tunnelkonstruksjonen er nær en vertikal fjellskjæring bør siloeffekten vurderes. I en smal vertikal spalte med jord vil tyngden av jordvolumet delvis balanseres av oppadrettet skjærkraft i veggplanene slik at økningen i vertikaltrykket med dybden blir mindre enn økningen i jordvekten skulle tilsi. Siden jordtrykket mot veggene antas å være proporsjonalt med vertikaltrykket vil siloeffekten bidra til å redusere det horisontale jordtrykket.

Referansene /I/ og /J/ gir en formel for silojordtrykk når vertikaltrykket er lik null ved spaltens overflate, mens vedlegg 2 viser en siloformel som tar hensyn til at vertikaltrykket kan være større enn null ved spaltens overflate (Oddvin Tokheim, 1980). Hensikten med siloformelen er å finne et uttrykk for det minimale horisontale jordtrykket som kan opptre mot en vegg som følge av liten spaltebredde. I visse tilfeller kan et beregnet minimumstrykk være dimensjonerende for deler av konstruksjonen. Formelen må ikke brukes for beregning av dimensjonerende trykk dersom det er konservativt med et høyt jordtrykk.

Formelgrunnlaget i vedlegg 2 kan oppsummeres som følger for plan tilstand når B er spaltebredden, D er dybde fra terreng til topp spalte, z er dybde fra topp spalte og q er en jevnt fordelt terrenglast:

- Effektivt vertikaltrykk (uten siloeffekt): $\sigma_v'(z) = \sigma_{v0}' + \gamma' \cdot z$, hvor $\sigma_{v0}' = \gamma' \cdot D + q$
- Effektivt hviletrykk (uten siloeffekt): $\sigma_h'(z) = K_0' \cdot \sigma_v'(z)$
- Effektivt vertikalt silotrykk (min. trykk): $\sigma_{vs}'(z) = \gamma' \cdot c - (\gamma' \cdot c - \sigma_{v0}') \cdot e^{-z/c}$,
hvor $c = B / (2 \cdot r \cdot \tan \varphi \cdot K_0' / \gamma_m)$
- Effektivt horisontalt silotrykk (min. trykk): $\sigma_{hs}'(z) = K_0' \cdot \sigma_{vs}'(z)$

4.4 Vertikale jordfjærer

Vertikallast på tunnelen fra jordoverlagringen og påhengskrefter på konstruksjonen vil medføre en nedadrettet forskyvning ρ (m) av bunnplata i modellen. Jordvolumet under bunnplata vil yte motstand i form av øket jordtrykk q (kN/m^2) mot bunnplata. Dette kan modelleres via vertikale trykkfjærer med fjærkonstant K_v som mobiliseres når bunnplata forskyver seg nedover. Fjærkonstanten per knutepunkt i modellen som dekker et fundamentsegment med bredde b i planet og lengde $l=1$ m normalt planet er gitt av formelen $K_v = k_v \cdot b \cdot l$ (kN/m), hvor $k_v = q/\rho$ er vertikal enhetssekantstivhet ($\text{kN/m}^2/\text{m}$).

Sidene 92-93 i referanse /H/ gir vertikal forskyvning ρ av et stivt, horisontalt rektangel som er neddykket i et elastisk halvuelendig jordvolum med elastisitetsmodul E og tverrkontraksjonstall ν og som er påkjent av et jevnt fordelt vertikalt trykk q (evt. p) via formelen $\rho = (I \cdot a / E) \cdot q$. I formelen er I en influensfaktor som avhenger av tverrkontraksjonstallet ν og geometriforhold, mens a er karakteristisk lengde av det belastede areal. Ut fra dette kan enhetssekantstivheten bestemmes som $k_v = q/\rho = E/(I \cdot a)$. Formelen forutsetter homogent jordvolum og at avstanden til fjell er større enn influensdybden. Dersom det antas en skjærmobilisering på 50 % slik at $E = E_{50}$ og at elastiske modulrelasjoner gjelder kan formelen for k_v omformes til å inneholde ødometermodulen M i stedet for elastisitetsmodulen: $k_v = E/(I \cdot a) = M \cdot [(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) / (1 - \nu)] / (I \cdot a)$.

Det gis et eksempel på bruk av referanse /H/ for bestemmelse av k_v . Det antas at det belastede areal er i dybde $h=32$ m under terreng med bredde $a=12.4$ m og lengde $b=100$ m. Det antas videre at det er stor avstand til fjell og at løsmassene består av morene med tverrkontraksjonstall $\nu=0.28$. Figur 4.2 i /H/ med $b/a=8$, $h/b=0.3$ og $\nu=0.28$ gir $I \approx 0.85$ og $k_v = M \cdot [(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) / (1 - \nu)] / (I \cdot a) = M / (1.09 \cdot a)$. Dersom det videre antas at representativ spenningsnivå over influensdybden er $p_v' = 500$ kPa blir representativ ødometermodul $M = 40000 \cdot (500/100)^{0.3} = 65000$ kPa og $k_v = 65000 / (1.09 \cdot 12.4) = 4809$ $\text{kN/m}^2/\text{m}$.

Figur 38.6 (a) i referanse /D/ gir en spenningsfordeling med dybden som kan tilnærmes en forenklet spenningsfordeling hvor spenningen avtar lineært i jordvolumet fra verdien q ved belastet areal til null i influensdybden $L=3a$, hvor a er bredden på belastet areal. Dette gir en middelspenning over L på $q/2$. Dette gir en forenklet formel for enhetssekantstivheten $k_v = M / (L/2) = M / (1.5 \cdot a)$ for det tilfellet at jordvolumet er homogent og at avstanden til fjell er større enn influensdybden. For eksemplet over gir den forenklete formelen $k_v = M / (1.5 \cdot a)$ lavere stivhet enn formelen $k_v = M / (1.09 \cdot a)$ som er basert på referanse /H/. Dette innebærer at den forenklete formelen kan benyttes dersom det er konservativt med myke fjærer i modellen.

For det tilfellet at det er liten avstand til fjell kan det forenklet antas at $k_v = M/L$ hvor M er ødometermodulen og L er tykkelsen på morenelaget.

4.5 Horisontale jordfjærer

Når en eller begge tunnelvegger forskyver seg en avstand ρ_x (m) horisontalt utover på grunn av ubalansert horisontallast eller vertikallast fra jordoverlagringen i modellen vil jordtrykket mot tunnelen øke med et trykk p (kN/m^2). Dette kan modelleres via horisontale trykkfjærer med fjærkonstant K_h som mobiliseres når en eller begge vegger forskyver seg utover mot jorden. Fjærkonstanten per knutepunkt i modellen som dekker et veggsegment med høyde h i

planet og lengde $l=1$ m normalt planet er gitt av formelen $K_h=k_h \cdot h \cdot l$ (kN/m), hvor $k_h=p/\rho_x$ er horisontal enhets sekantstivhet (kN/m²/m).

Sidene 97-98 i referanse /H/ gir horisontal forskyvning ρ_x av et stivt, vertikalt rektangel som er neddykket i et elastisk halvendelig jordvolum med skjærmodul G og tverrkontraksjonstall ν og som er påkjent av et jevnt fordelt horisontalt trykk p . Ligningene (4.7) og (4.8) i referanse /H/ kan omformes til formen $\rho_x=(I \cdot b/G) \cdot p$, hvor I må bestemmes ut fra ligningene og diverse diagrammer på side 97. Influensfaktoren I avhenger av tverrkontraksjonstallet ν og geometriforhold. Størrelsen b er karakteristisk lengde av det belastede areal. Ut fra dette kan enhetssekantstivheten bestemmes som $k_h=p/\rho_x=G/(I \cdot b)$. Formelen forutsetter homogent jordvolum og at horisontal avstand til fjell er større enn influensbredden. Dersom det antas en skjærmobilisering på 50 % slik at $G=G_{50}$ og at elastiske modulrelasjoner gjelder kan formelen for k_h omformes til å inneholde ødometermodulen M i stedet for skjærmodulen. I tillegg kan formelen omformes til å inneholde høyden på belastet areal $a=C_1-C_2$ i stedet for lengden av belastet areal b : $k_h=G_{50}/(I \cdot b)=M \cdot [(1-2\nu)/(2 \cdot (1-\nu))] \cdot (a/b)/(I \cdot a)$.

For den aktuelle tunnel vil høyden på tunnelen tilsvare geometrimålet $a=9.5$ m og b vil være lengden på belastet areal i tunnelens lengderetning, for eksempel $b=100$ m. For $\nu=0.25$ og $a/b=9.5/100 \approx 0.1$ gir dette $k_h \approx M/(30 \cdot I \cdot a)$. I byggetilstanden er det fylt jord til overkant tunnel slik at $C_2=0$ m og $C_1=9.5$ m. Med $b=100$ m og $\nu=0.25$ gir dette med formelgrunnlaget i /H/:

- Øverst på tunnelveggen: $\rho_x=0.043 \cdot p \cdot b/G \Rightarrow I=0.043 \Rightarrow k_h \approx M/(1.29 \cdot a)$
- Nederst på tunnelveggen: $\rho_x=0.035 \cdot p \cdot b/G \Rightarrow I=0.035 \Rightarrow k_h \approx M/(1.05 \cdot a)$

Som ved bestemmelse av vertikale fjærstivheter kan det benyttes forenklete formler dersom disse gir konservative verdier. Dersom horisontal (sideveis) forskyvning av en vegg betraktes som et rotert setningsproblem kan forenklete formler for vertikale fjærkonstanter benyttes. Influensbredden er da $L=3 \cdot a$, hvor a er høyden på tunnelen. Dette gir følgende forenklete formel for horisontal enhetssekantstivhet $k_h=M/(L/2)=M/(1.5 \cdot a)$. Formelen forutsetter homogent jordvolum og at horisontal avstand til fjell er større enn influensbredden. Den forenklete formelen antas å være mest egnet for tilfeller hvor det er stor avstand fra konstruksjonen og opp til terrengoverflaten. Sammenlignet med uttrykkene $k_h \approx M/(1.29 \cdot a)$ og $k_h \approx M/(1.05 \cdot a)$ gir $k_h=M/(1.5 \cdot a)$ lavere stivhet. Dette betyr at forenklet formel kan benyttes for byggetilstanden dersom det er konservativt med myke fjærer i modellen.

Formlene for k_h gjelder for homogent jordvolum rundt tunnelen. I dette tilfellet antas jordvolumet å bestå av 1 m sand og grus nærmest tunnelveggene, så sprengstein og ytterst morene. For lagdelt jord kan den horisontale jordreaksjonen simuleres via en seriekoblet fjær med enhetssekantfjærstivhet k_h , hvor $1/k_h=1/k_1+1/k_2+1/k_3$, k_1 er bidraget fra sand- og gruslaget, k_2 er bidraget fra sprengsteinslaget og k_3 er bidraget fra morenelaget. Bidragene fra lagene kan estimeres ved å anta en forenklet, lineær spenningsfordeling som avtar fra p ved veggen til null i avstand $L \approx 3 \cdot a$ fra veggen. Bidraget til L fra hvert lag kan bestemmes som $L_1=1$ m, L_2 kan måles på tverrsnittet og L_3 kan beregnes som $L_3=L-L_1-L_2$. Tilhørende middelspenning for hvert lag kan beregnes $\alpha_1 \cdot p$, $\alpha_2 \cdot p$ og $\alpha_3 \cdot p$ ut fra spenningsfordelingen, L_1 , L_2 og L_3 . Dette gir $k_1=M_1/(\alpha_1 \cdot L_1)$, $k_2=M_2/(\alpha_2 \cdot L_2)$ og $k_3=M_3/(\alpha_3 \cdot L_3)$, hvor M_1 , M_2 og M_3 er henholdsvis sandens, sprengsteinens og morenens representative ødometermodul i aktuelt dybdenivå.

5 Samvirkeanalyser med PLAXIS

5.1 Antagelser generelt

Det er utført samvirkeanalyser med elementmetodeprogrammet PLAXIS, se referanse /K/. I analysene er det antatt plan tøyningstilstand. Det er mulig å ta hensyn til 2. ordens effekter ved å velge kontinuerlig oppdatering av elementnettet under beregningene. I henhold til avtale med Sv Rogaland er dette ikke gjort.

5.2 Grensetilstand og sikkerhetsfilosofi

Vanligvis utføres det analyser både i bruksgrensetilstanden og bruddgrensetilstanden som grunnlag for betongdimensjoneringen fordi det i utgangspunktet ikke er gitt om det er bruddgrensetilstanden eller rissviddekontroll i bruksgrensetilstanden som er dimensjonerende. Det er valgt å utføre samvirkeanalysene med PLAXIS i bruksgrensetilstanden med det som antas å være mest sannsynlige jordparametere fordi dette gir mest sannsynlige deformasjoner og fordeling av snittkreftene i konstruksjonen. For å ivareta usikkerhet i jordparametrene er det utført et parameterstudie med antatte nedre grenseverdier for jordens stivhet og styrke.

Resultatene fra bruksgrenseanalysene med PLAXIS kan i prinsippet brukes direkte som grunnlag for rissviddekontroll. Disse kan også omgjøres til verdier som er representative for bruddgrensetilstanden ved at de multipliseres med en passende ekvivalent materialkoeffisient som ivaretar effekten av material- og lastfaktorer som tradisjonelt benyttes i bruddgrensetilstanden, det henvises til korrespondanse med Bruavdelingen i Vedlegg 3.

5.3 Elementmodell

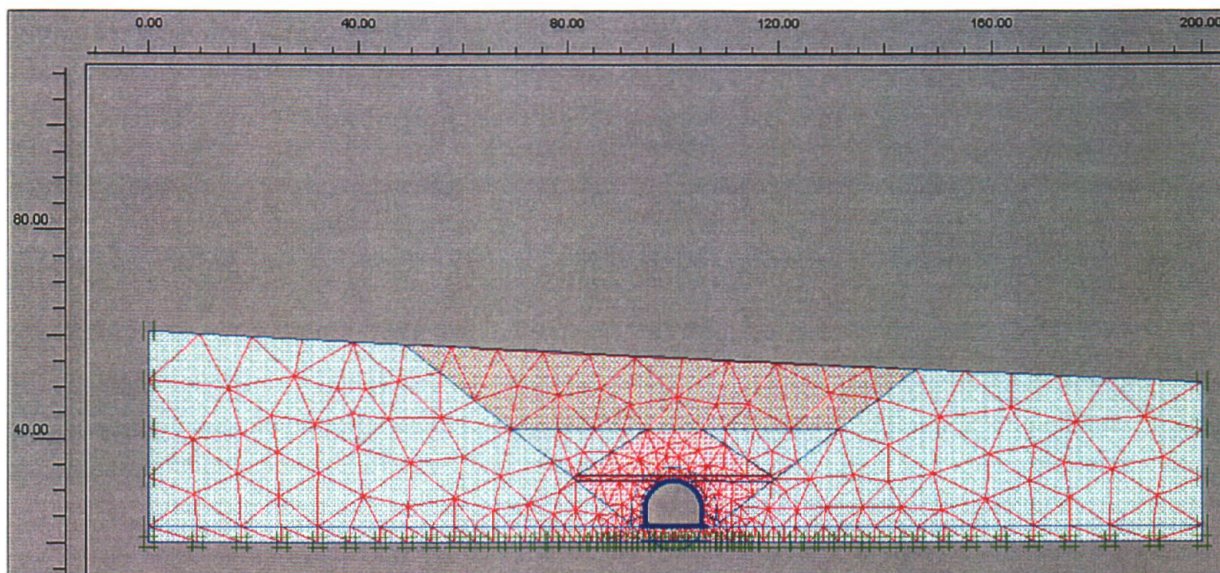
PLAXIS-analysene er utført for et tverrsnitt som er typisk for den del delen av løsmassetunnelen som har størst jordoverlagring i slutttilstanden, dvs. ved ca. profil 3400. Det er antatt at terrenget er ved ca. kote +56 rett over tunnelen og at det heller 1:20. Det er videre antatt at bunnplata er ved kote +23.5.

I PLAXIS representeres betongtunnelen med bjelkeelementer som i STAAD. Geometrien spesifiseres via systemlinjer som vanligvis samsvarer med konstruksjonens senterlinjer. I tillegg spesifiseres konstruksjonens egenvekt, samt bøye- og aksialstivheten. I henhold til avtale med Sv Rogaland er det i PLAXIS-analysene benyttet korttids E-modul $E=29,6 \cdot 10^6$ kPa og urisset tverrsnitt for betongtunnelen.

I dette tilfellet er den nedre del av tunnelveggene vertikale utvendig og skrå innvendig. Bøye- og aksialstivheten for disse veggsegmentene er forenklet beregnet for en middel veggtykkelse på 75 cm. Det er videre valgt å spesifisere geometrien via konstruksjonens senterlinjer. Dette gjør at den utvendige overflaten til de nedre veggsegmentene feilaktig skrår noe innover i elementmodellen. Det oppstår dermed et uønsket, men begrenset overheng. Betydningen av dette for PLAXIS-resultatene er diskutert i kapittel 6.

Jorden representeres på en mer komplett måte i PLAXIS enn i STAAD ved at jordvolumet inngår i elementmodellen. I geometrimodellen i PLAXIS defineres endelig terrengnivå, lagskiller og fjelloverflaten. Jordvolumet deles inn i elementer med forskyvningsfrihetsgrader i akseretningene. Hvert jordlag tilordnes materialparametere og jordoppførselen simuleres via avanserte ikke-lineære jordmodeller. I dette tilfellet er Hardening soil modellen i PLAXIS benyttet med materialparametere som beskrevet i kapittel 3.

Figur 4 viser elementmodellen med randbetingelser. Innielt består hele modellen av jordelementer av typen stedlige morene. Den viste lagdelingen i figur 4 er representativ for slutttilstanden. Nedre rand i elementmodellen tilsvarer fjelloverflaten. Det er antatt full heft mellom de stedlige morenemassene og underliggende fjell ved at randen er fastholdt mot forskyvning. De to vertikale rendene tilsvarer snitt gjennom jordvolumet fjernt fra tunnelen hvor spenningstilstanden antas å være upåvirket av inngrepene. Det er innført glidelagre langs disse rendene. Grensesjiktet tunnelmembran/sand er modellert via grensesnittelementer. Disse har samme skjærstivhet, men redusert skjærstyrke i forhold til sanden utenfor. Skjærstyrken er redusert i henhold til en antatt maksimal ruhet i grensesjiktet $r_{\max}=0.3$.



Figur 4 PLAXIS. Elementmodell og randbetingelser.

5.4 Parameterstudie

Styrke- og stivhetsegenskapene til den stedlige morenen, samt til den tilbakefylte jorden er beheftet med relativt stor usikkerhet. For å ta hensyn til dette er det utført et parameterstudie. I analyse A (P3400-5-1) benyttes det som antas å være mest sannsynlige verdier for jordstivheten og jordstyrken, mens det i analyse B (P3400-4-1) benyttes nedre grenseverdier som vist i tabell 1. Symbolene i tabellen er definert i kapittel 3.

Tabell 1 Parameterstudie med PLAXIS.

Analyse	Variasjon	Stedlig morene		Sand, grus		Sprengstein		Leire, silt	
		M^{ref} (MPa)	φ (°)	M^{ref} (MPa)	φ (°)	M^{ref} (MPa)	φ (°)	M^{ref} (MPa)	φ (°)
A	“best guess”	40	38	35	40	70	42	5	26
B	nedre grense	30	36	25	38	50	40	3	24

5.5 Lasthistorie og beregningsfaser

Snittkreftene i tunnelen og deformasjonen av denne avhenger av lasthistorien (oppfyllingssekvensen) den utsettes for. I PLAXIS-analysene tas det hensyn til dette. Tabell 2 og figur 5 oppsummerer beregningsfasene. Tabellen viser også første og siste lastinkrement for analyse A.

Tabell 2 PLAXIS. Beregningsfaser, samt beregningsstatus for analyse A.

Identification	Phase no.	Start from	Calc.	Loading input	First	Last	Water	Error
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0	0	0	N/A
Initialspenningstilstand med GV ved kote +40	1	0	Plastic	Total multipliers	1	8	0	No errors.
Utgraving, drenert (senket GV lokalt)	2	1	Plastic	Staged construction	9	14	2	No errors.
Bygging av tunnel	3	2	Plastic	Staged construction	15	16	2	No errors.
Byggetilstand: drenert, balansert sidefylling	4	3	Plastic	Staged construction	17	23	2	No errors.
Byggetilstand: drenert, 1 m ubalansert sidefylling	5	4	Plastic	Staged construction	24	25	2	No errors.
Slutttilstand: drenert	6	5	Plastic	Staged construction	26	30	2	No errors.
Slutttilstand: hevet GV til kote +40	7	6	Plastic	Staged construction	31	32	7	No errors.
Stabilitet av skjæringen i fase 2	8	2	Plastic	Phi/c reduction	33	182	2	No errors.

Initielt er terrengoverflaten ved ca. kote +56 rett over tunnelen og skrår svakt med helning 1:20, mens grunnvannspeilet forutsettes å være ved kote +40. Elementnett og hydrostatisk poretrykksfordeling for denne tilstanden (fase 1) er vist i figur 5a.

Det etableres en forskjæring med skjæringshelning 1:1.25 i stedlige morenemasser. Det etableres drenerør slik at grunnvannspeilet lokalt kan antas senket ned til 0.5 m under traubunn. Deformert elementnett og poretrykksfordeling for denne tilstanden (fase 2) er vist i figur 5b. Det er utført en stabilitetsmessig vurdering for den drenerte forskjæringen (fase 8).

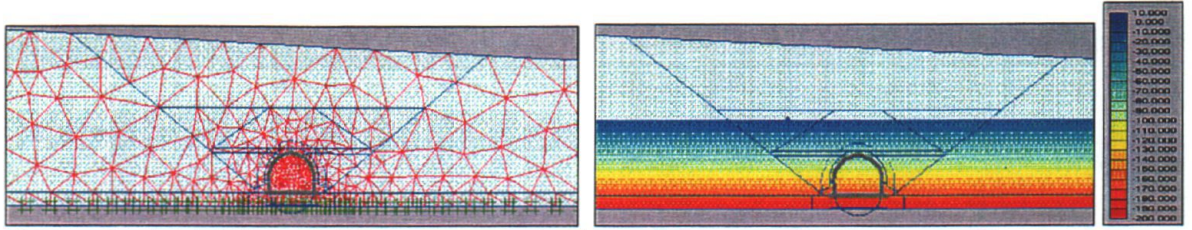
Betongkonstruksjonen bygges i den drenerte forskjæringen. I analysen er deformasjonene av forskjæringen fra fase 2 nullstilt før betongkonstruksjonen etableres. Deformert elementnett for denne tilstanden (fase 3) er vist i figur 5c. Poretrykket er som i fase 2.

Byggetilstanden er definert som den tilstand hvor det er tilbakefylt jord til nivå med tunneltaket i analysene. Deformert elementnett for denne tilstanden (fase 4) er vist i figur 5d. Poretrykket er som i fase 2.

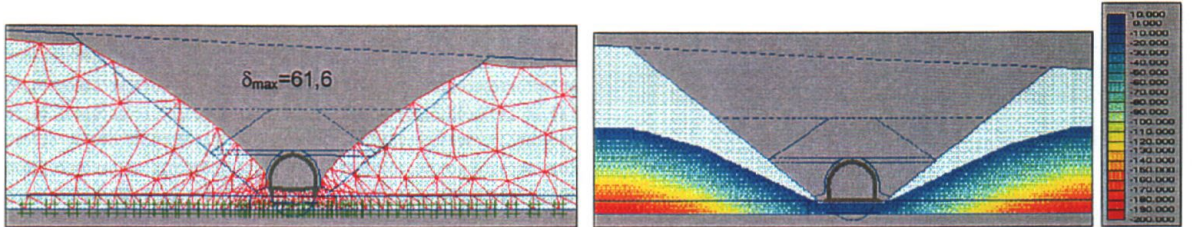
I byggetilstanden tas det hensyn til at oppfyllingen på hver side av tunnelen kan skje med 1 m ubalanse ved at det fylles jordelementer videre opp til 1 m høyde over tunneltaket på den ene siden av tunnelen i siste del av byggetilstanden (fase 5). I dette tilfellet er det valgt å påføre ubalansen på venstre side av tunnelen slik at tunnelen forskyves noe mot høyre. Den ubalanserte oppfyllingen kunne like godt vært påført på høyre side av tunnelen slik at tunnelen forskyves noe mot venstre. Deformert elementnett er vist i figur 5e. Poretrykket er som i fase 2.

I slutttilstanden er det tilbakefylt jord til endelig terrengnivå. Dette tilsvarer ca. 23 m jordoverlagring. Drenerørene forutsettes å gi drenerte forhold rundt tunnelen med poretrykk som vist for fase 2. Deformert elementnett og poretrykk for denne tilstanden (fase 6) er vist i figur 5f. Den viste poretrykksfordelingen er som i fase 2.

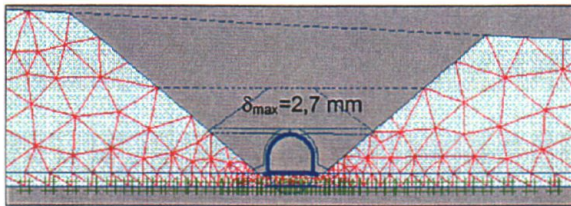
For slutttilstanden skal tunnelkonstruksjonen også dimensjoneres for å tåle fullt vanntrykk fra kote +40 for det tilfellet at drenerørene går tett (ulykkesgrensetilstand). Deformert elementnett og poretrykk for denne tilstanden (fase 7) er vist i figur 5g. Poretrykket er på 165 kPa i nivå med bunnplata.



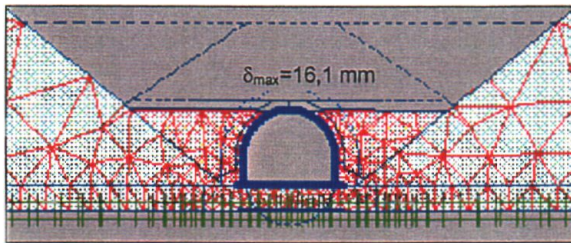
a) Fase 1 - initialtilstand. Elementnett og hydrostatisk poretrykk fra kote +40.



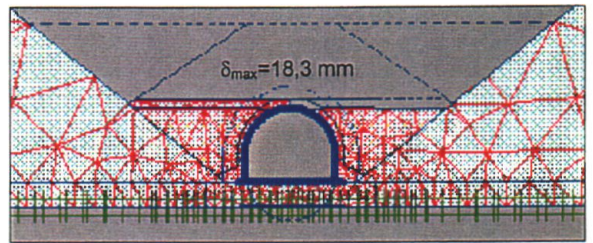
b) Fase 2 - drenert forskjering. Deformert jord (100) og poretrykk etter drenering.



c) Fase 3 - bygging av tunnelkonstruksjon. Deformert jord/tunnel (100). Poretrykk som i fase 2.

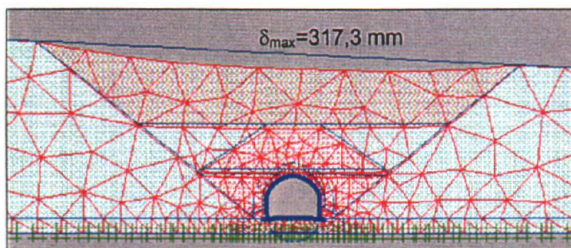


d) Fase 4 – balansert oppfylling.

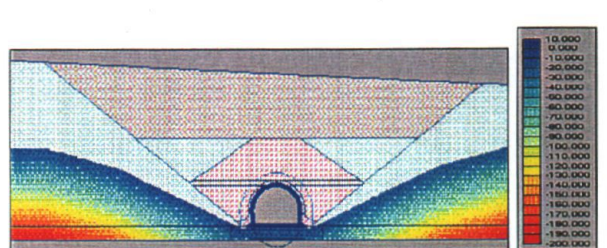


e) Fase 5 – 1 m ubalansert oppfylling.

Fasene 4 og 5 - byggetilstanden. Deformert jord (10). Poretrykk som i fase 2.



f) Fase 6 - drenert slutttilstand. Deformert jord (10) og poretrykk.



g) Fase 7 - udrenert slutttilstand. Deformert jord (10) og hydrostatisk poretrykk fra kote +40.

Figur 5 Analyse A, fasene 1-7. Deformert elementnett (skaleringfaktor) og poretrykk i kPa.

6 Resultater fra PLAXIS

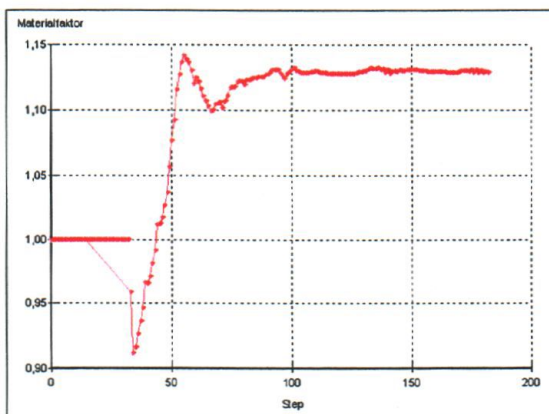
6.1 Jordoppførsel generelt og stabilitet av forskjæring

Samvirkeanalysene med PLAXIS gir en mengde resultater som kan belyse jordoppførselen for de ulike fasene. Figur 5 viser eksempelvis hvordan jordvolumet deformeres gjennom beregningsfasene.

I dette prosjektet har Sv Nord-Trøndelag ansvaret for de stabilitetsmessige vurderingene for forskjæringen. Vi har allikevel som et supplement utført en stabilitetsberegning med PLAXIS for forskjæringen i fase 2 som siste ledd i analyse A. Det er utført en beregning av typen ϕ -reduksjon (fase 8 i tabell 2). I en slik beregning reduseres jordstyrken med en materialfaktor γ_m inntil en bruddmekanisme opptrer. I den aktuelle analysen er skjærstyrken til den stedlige morenen gitt som $\tau_f = \tan\phi \cdot \sigma' + c$ hvor $c = a \cdot \tan\phi$, $\phi = 38^\circ$ og $a = 20$ kPa, mens poretrykksfordelingen er som vist for fase 2 i figur 5b.

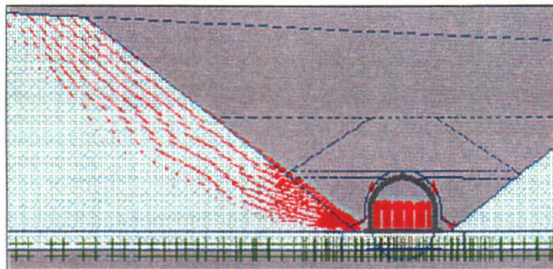
Figur 6 viser at analysen gir en beregningsmessig materialfaktor γ_m på 1,13 for en bruddmekanisme av typen vist i Figur 7 for det analyserte tverrsnittet og plan tøyningstilstand.

Det analyserte tverrsnittet er valgt i området nærmest fjelltunnelen hvor det er størst gravedybde i tunnelens lengderetning. Det er ikke tatt hensyn til variasjoner i jordtype, jordoverlagring og fjellforløp i tunnelens lengderetning ved valg av beregningssnittet og heller ikke tatt hensyn til endeeffekter. Det forutsettes at disse hensyn er tatt med i vurderingene til Sv Nord-Trøndelag. Det er knyttet usikkerhet til de valgte styrkeparameterne. Disse bør derfor verifiseres.

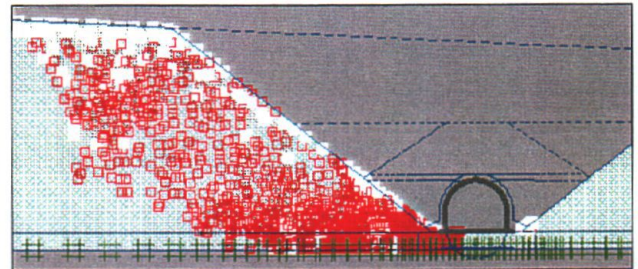


Figur 6 Analyse A, fase 8.

Beregningsmessig materialfaktor $\gamma_m = 1,13$ ved konvergens for skjæringen i fase 2. Den numeriske variasjonen i figuren skyldes at det kreves noen beregningsstep før analysen konvergerer.



a) Forskyvningspiler ved brudd.



b) Punkter med full skjærmobilisering ved brudd.

Figur 7 Analyse A, fase 8. Bruddmekanisme.

6.2 Tunnelkonstruksjonens oppførsel

I dette prosjektet skal PLAXIS-resultatene hovedsakelig benyttes til å vurdere jordlaster og jordfjærer som er input til STAAD, samt til å kontrollere deformasjoner og snittkrefter fra STAAD som Sv Rogaland skal bruke i betongdimensjoneringen. I denne sammenheng er derfor forskyvninger/deformasjoner av tunnelen, snittkrefter i tunnelen og jordtrykk mot denne av spesiell interesse.

Fordelingen av snittkreftene og forskyvningsmønsteret til tunnelkonstruksjonen er svært lik i analysene A og B. Dette gjør at ekstremverdiene for snittkreftene og forskyvningene opptrer på tilnærmet samme sted langs hvelvet og i bunnplata i de to analysene. Med bakgrunn i dette presenteres kun fordelingen av snittkrefter og forskyvning for den ene analysen, mens ekstremverdiene oppgis for begge.

Figurene 8-11 viser forskyvning/deformasjon av tunnelkonstruksjonen δ , fordeling av snittkrefter i denne og jordbidrag for beregningsfasene 4-7 i analyse A. Snittkreftene omfatter moment M , aksialkraft N og skjærkraft Q . Jordbidragene omfatter effektiv normalspenning σ_N' , poretrykk u og skjærspenning τ i grensesjiktet tunnel/jord. Ekstremverdier er oppgitt for den totale tunnelkonstruksjonen (hvelv + bunnplata). Det totale jordtrykk mot tunnelen er lik summen av effektivt normaltrykk og poretrykk. Dette avhenger av konstruksjonens deformasjon. Stiplede linjer i skjærspenningsplottene viser skjærstyrken i grensesjiktet tunnel/jord $\tau_{fi} = r_{\max} \cdot \tan\phi \cdot (\sigma_N' + a)$ hvor $r_{\max}=0,3$, $\phi=40^\circ$ og $a=0$ i analyse A.

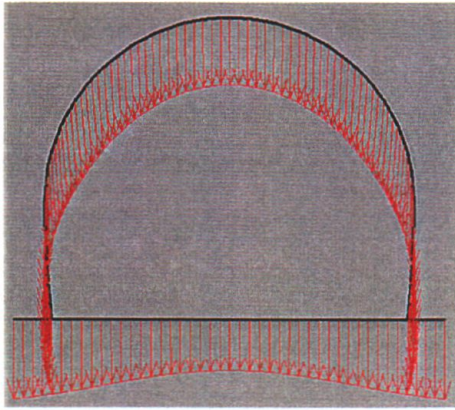
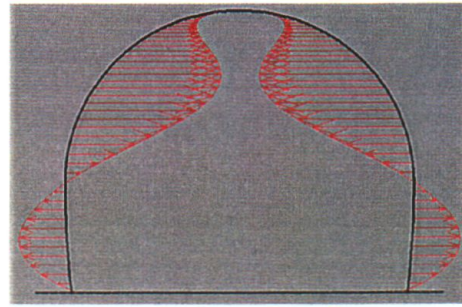
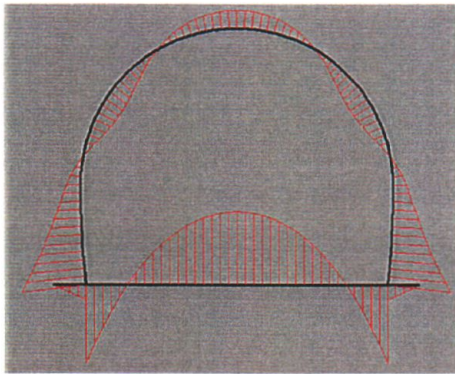
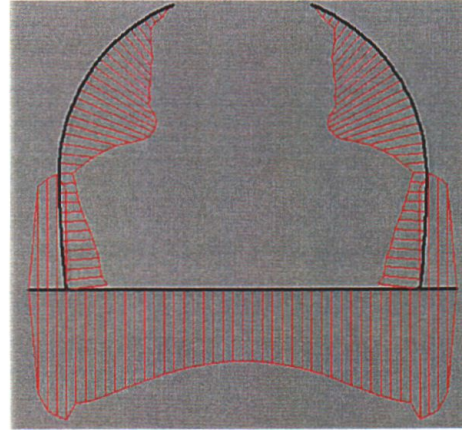
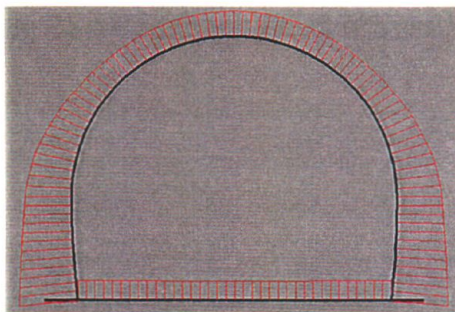
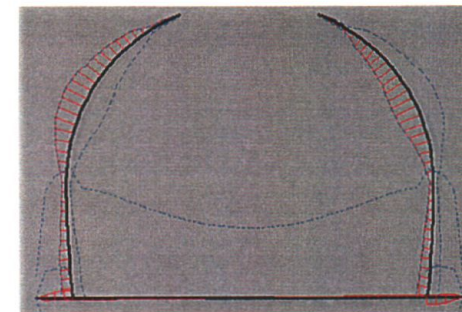
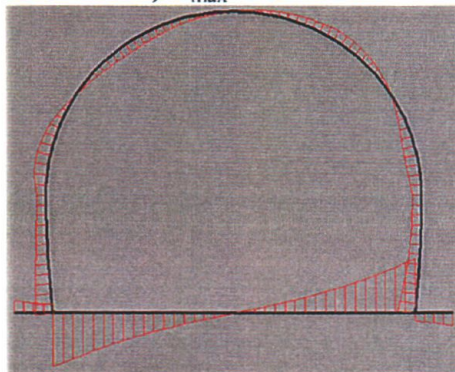
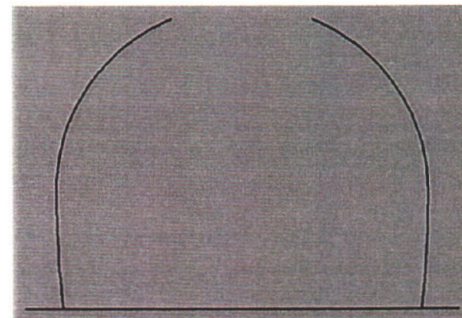
Tabellene 3 og 4 viser ekstrem forskyvning og ekstreme snittkrefter i henholdsvis betonghvelvet og bunnplata for analysene A og B. I tabellene er ekstremverdier som man finner igjen som oppgitte ekstremverdier i figurene 8-11 markert med fet skrift.

Tabell 3 Ekstrem forskyvning og snittkrefter i betonghvelvet fra analysene A og B.

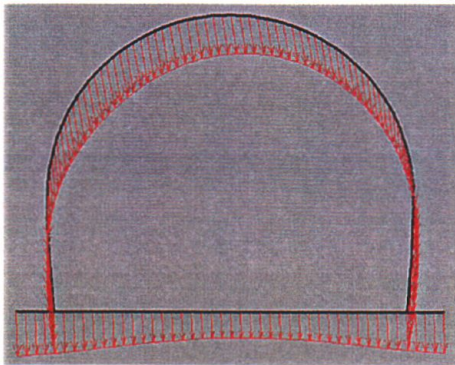
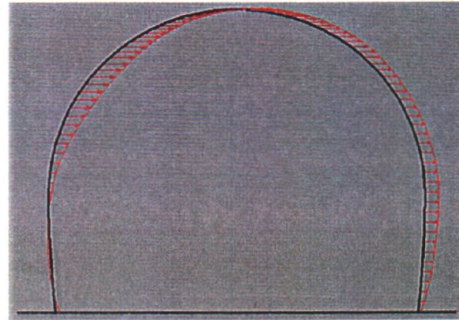
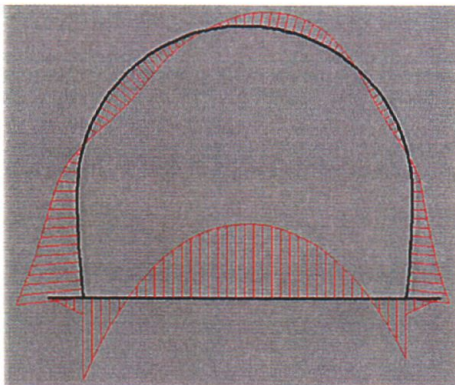
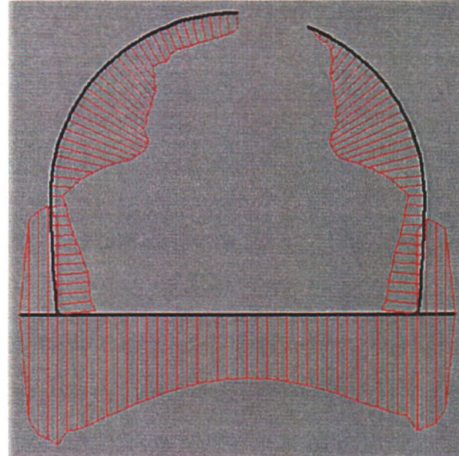
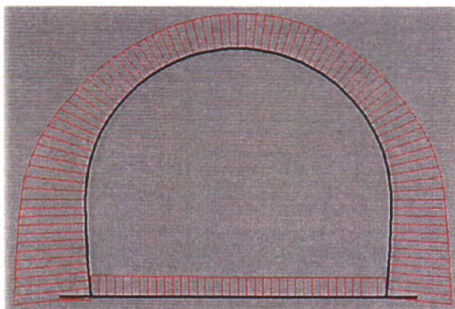
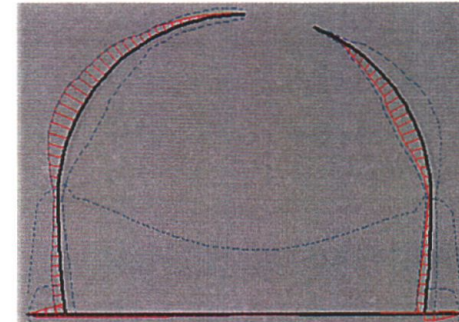
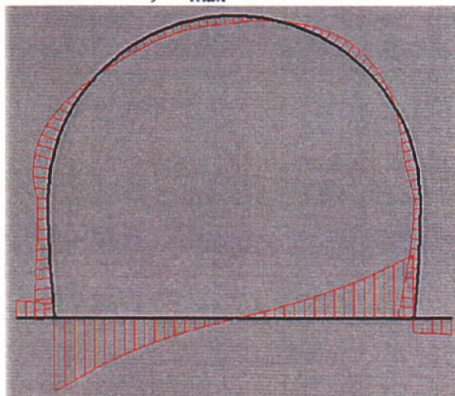
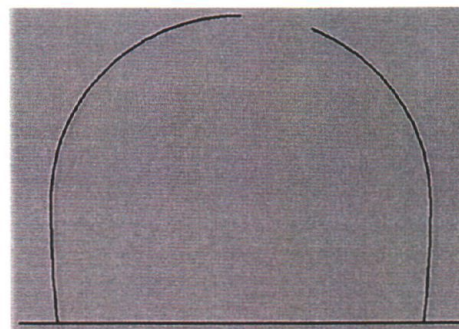
Fase \ Ekstrem-verdi	δ_{\max} (mm)		M_{\max} (kNm/m)		N_{\max} (kN/m)		Q_{\max} (kN/m)	
	A	B	A	B	A	B	A	B
4 - Byggetilstand, balansert oppfylling	4,5	5,8	238	262	308	310	82	91
5 - Byggetilstand, ubalansert oppfylling	5,5	6,9	285	318	387	389	83	94
6 - Slutttilstand, drenert	41	50	1110	1260	3060	3100	389	450
7 - Slutttilstand, udrenert	35	42	1460	1600	2860	2900	449	468

Tabell 4 Ekstrem forskyvning og snittkrefter i bunnplata fra analysene A og B.

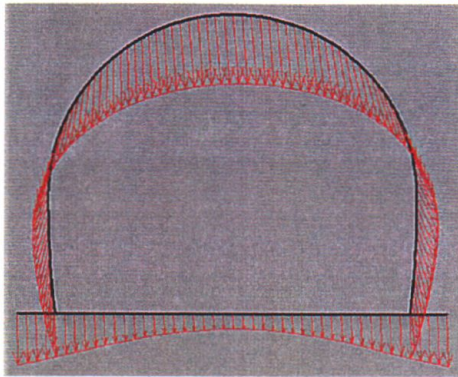
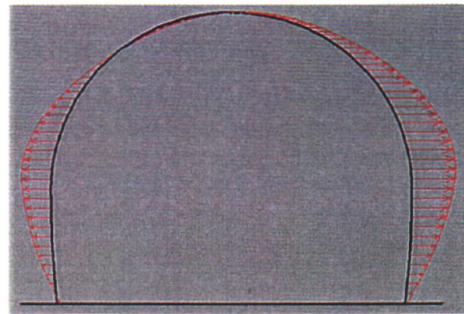
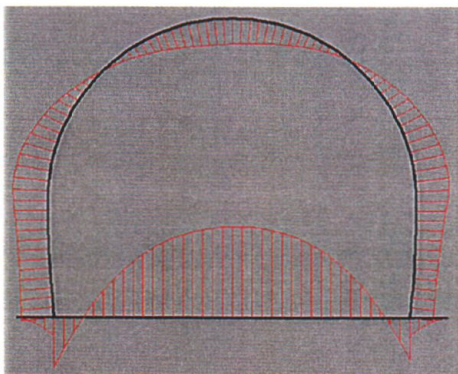
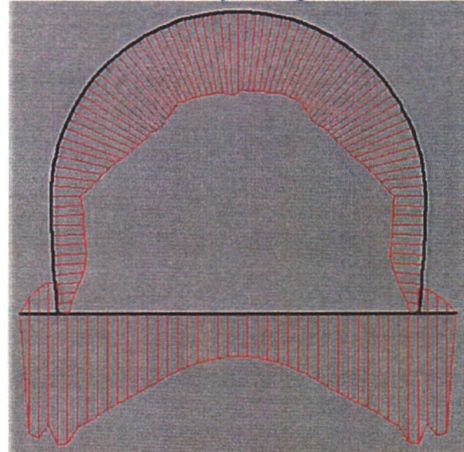
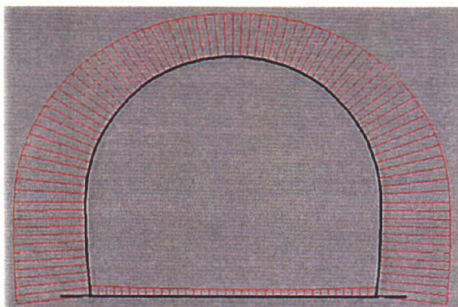
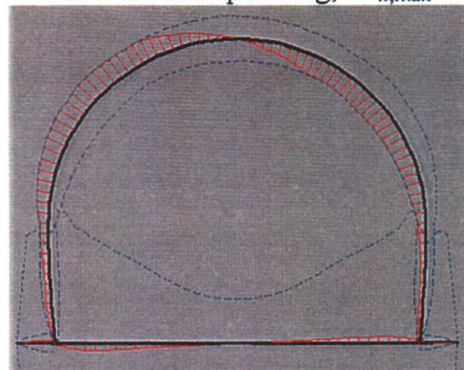
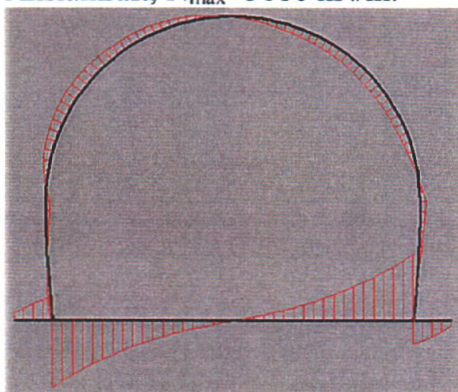
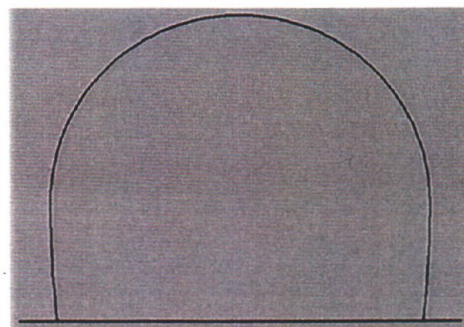
Fase \ Ekstrem-verdi	δ_{\max} (mm)		M_{\max} (kNm/m)		N_{\max} (kN/m)		Q_{\max} (kN/m)	
	A	B	A	B	A	B	A	B
4 - Byggetilstand, balansert oppfylling	4,6	5,9	290	308	104	116	254	261
5 - Byggetilstand, ubalansert oppfylling	5,3	6,8	356	382	108	120	311	319
6 - Slutttilstand, drenert	31	38	2940	3330	400	408	2230	2340
7 - Slutttilstand, udrenert	26	32	2930	3280	760	783	2270	2370

Totale forskyvninger, $\delta_{\max}=4,6$ mm.Horisontal forskyvning, $\delta_{h,\max}=0,4$ mm.Bøyemoment, $M_{\max}=290$ kNm/m.Effektiv normalspenning, $\sigma'_{n,\max}=104$ kPa.Aksialkraft, $N_{\max}=308$ kN/m.Skjærspenning, $\tau_{\max}=97$ kPa.Skjærkraft, $Q_{\max}=254$ kN/m.Aktivt poretrykk, $u_{\max}=0$ kPa.

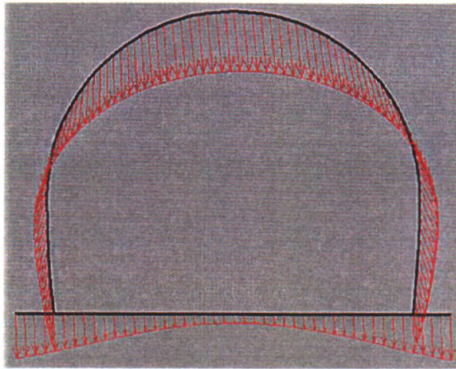
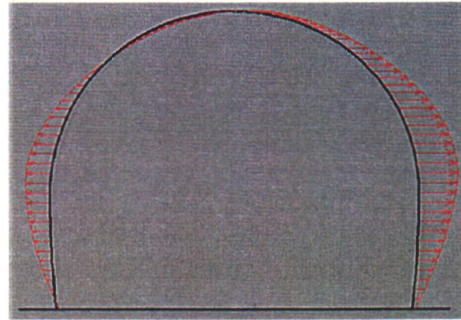
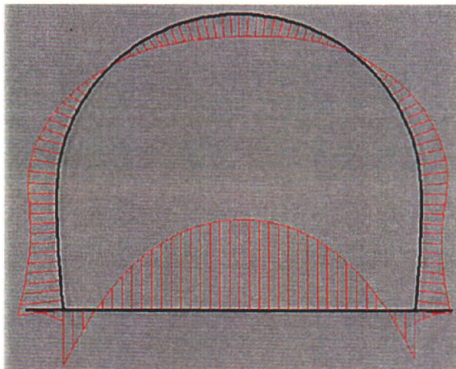
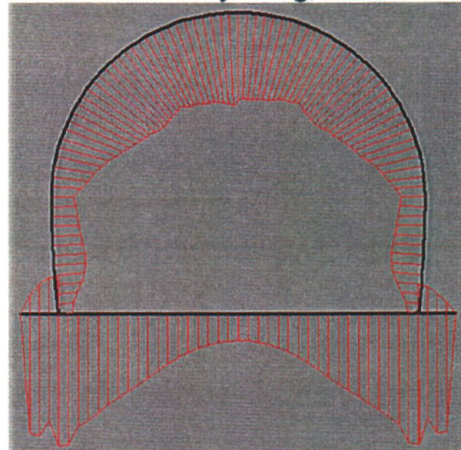
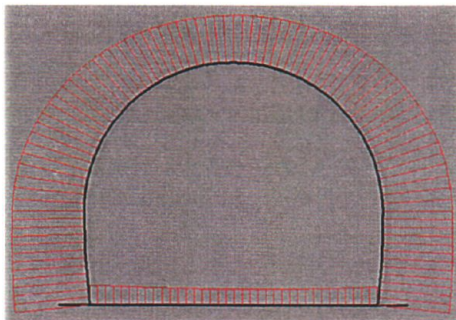
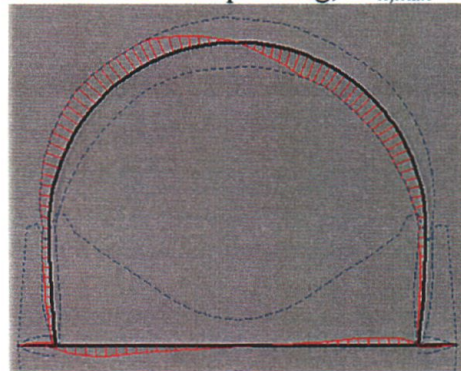
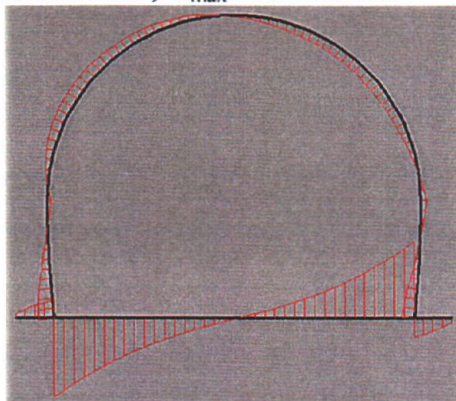
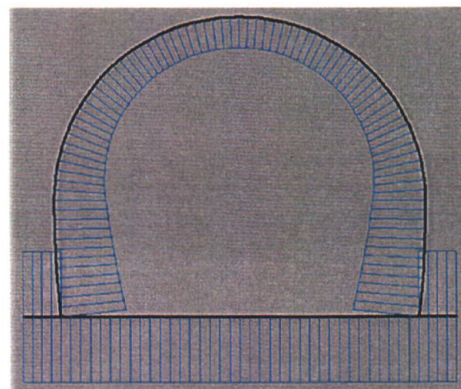
Figur 8 Fase 4 Balansert sidefylling. Forskyvninger/deformasjoner og snittkrefter i tunnelkonstruksjonen, samt jordtrykk mot denne.

Totale forskyvninger, $\delta_{\max}=5,5$ mm.Horisontal forskyvning, $\delta_{h,\max}=1,0$ mm.Bøyeoment, $M_{\max}=356$ kNm/m.Effektiv normalspenning, $\sigma'_{n,\max}=123$ kPa.Aksialkraft, $N_{\max}=387$ kN/m.Skjærspenning, $\tau_{\max}=112$ kPa.Skjærkraft, $Q_{\max}=311$ kN/m.Aktivt poretrykk, $u_{\max}=0$ kPa.

Figur 9 Fase 5 Ubalansert sidefylling på 1 m. Forskyvninger/deformasjoner og snittkrefter i tunnelkonstruksjonen, samt jordtrykk mot denne.

Totale forskyvninger, $\delta_{\max}=41,2$ mm.Horisontal forskyvning, $\delta_{h,\max}=13,5$ mm.Bøyemoment, $M_{\max}=2940$ kNm/m.Effektiv normalspenning, $\sigma'_{n,\max}=769$ kPa.Aksialkraft, $N_{\max}=3060$ kN/m.Skjærspenning, $\tau_{\max}=694$ kPa.Skjærkraft, $Q_{\max}=2230$ kN/m.Aktivt poretrykk, $u_{\max}=0$ kPa.

Figur 10 Fase 6 Drenert slutttilstand. Forskyvninger/deformasjoner og snittkrefter i tunnelkonstruksjonen, samt jordtrykk mot denne.

Totale forskyvninger, $\delta_{\max}=35,0$ mm.Horisontal forskyvning, $\delta_{h,\max}=11,8$ mm.Bøyemoment, $M_{\max}=2930$ kNm/m.Effektiv normalspenning, $\sigma'_{n,\max}=573$ kPa.Aksialkraft, $N_{\max}=2860$ kN/m.Skjærspenning, $\tau_{\max}=517$ kPa.Skjærkraft, $Q_{\max}=2270$ kN/m.Aktivt poretrykk, $u_{\max}=165$ kPa.

Figur 11 Fase 7 Hevet GV i slutttilstand. Forskyvninger/deformasjoner og snittkrefter i tunnelkonstruksjonen, samt jordtrykk mot denne.

6.3 Diskusjon av resultater

Den ubalanserte oppfyllingen i byggetilstanden (fase 5) er påført på venstre side av tunnelkonstruksjonen i analysene, men kunne like godt vært påført på høyre side. Dette ville i så fall gi en fordeling av snittkrefter og forskyvninger som er speilvendt i forhold til presenterte resultater. Dette må det tas hensyn til dersom resultatene skal benyttes som grunnlag for betongdimensjoneringen.

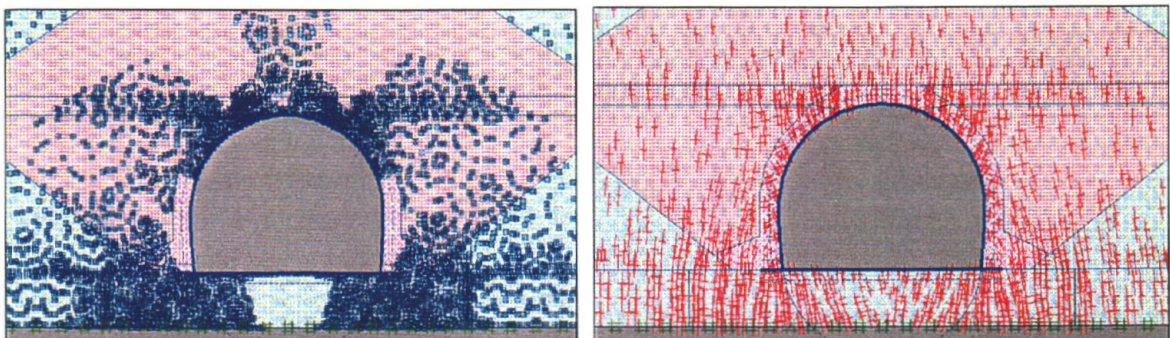
Sammenligning av samsvarende ekstremverdier for hvelvet og bunnplata i henholdsvis tabellene 3 og 4 viser at momentet og skjærkraften er større i bunnplata enn i hvelvet, mens aksialkraften er større i hvelvet enn i bunnplata. Ekstrem forskyvning av bunnplata er større enn for hvelvet i fase 4, mens forholdet er motsatt i de etterfølgende fasene.

Sammenligning av ekstremverdiene som er gitt for de fire fasene i tabellene 3 og 4 viser at slutttilstanden er mer kritisk for tunnelkonstruksjonen enn byggetilstanden. Det er også mer kritisk med ubalansert oppfylling i byggetilstanden enn balansert oppfylling.

Sammenligning av ekstremverdiene som er gitt for fasene 6 og 7 for slutttilstanden i tabellene 3 og 4 viser at en utilsiktet grunnvannsheving medfører en økning av moment og skjærkraft i hvelvet, mens aksialkraften i hvelvet reduseres. Videre reduseres momentet i bunnplata, mens aksial- og skjærkraften i bunnplata øker. Når grunnvannstanden heves øker poretrykket i jorden og effektivspenningsnivået reduseres. Dette medfører at jordvolumet sveller fra fase 6 til 7, som igjen gjør at påhengslasten fra jordvolumet og aksialkraften i hvelvet reduseres. Momentet i hvelvet øker fordi det totale jordtrykket mot veggene øker når poretrykket øker.

Sammenligning av samsvarende ekstremverdier fra analysene A og B viser at ekstremmomentet øker med 10 % og 13 % i henholdsvis hvelvet og bunnplata når jordens stivhet og styrke reduseres som beskrevet i avsnitt 5.4.

Den nedre del av tunnelveggene er vertikale utvendig og skrå innvendig. I analysene er senterlinjene benyttet for å beskrive tunnelgeometrien. Dette gjør at den utvendige overflaten til de nedre veggsegmentene feilaktig skråer noe innover i analysene. Hvelvet over danner dermed et overheng som gjør at den nedre del av veggene blir noe mindre påkjent av jordtrykk i modellen enn de ville vært dersom overflaten var vertikal. Dette kan ses direkte av figurene 10 og 11 for slutttilstanden. At jorden er lavt påkjent langs nedre del av veggene fremkommer også av plottene av plastifiserte punkter og hovedspenningskors i figur 12. De plastifiserte områdene tilsvarer områder i jordvolumet med høy skjærmobilisering, mens hovedspenningskorsene gir relativ størrelse og retning på hovedspenningene. Effekten av skrå yttervegg antas å være begrenset, men er ikke tallfestet.



a) Plastifiserte punkter.

b) Hovedspenningskors i jordvolumet.

Figur 12 Analyse A, fase 6 drenert slutttilstand.

7 Verifikasjon

7.1 Instrumentering

Vi anbefaler at tunnelkonstruksjonen instrumenteres for å kunne kontrollere at tunneloppførselen er i samsvar med forventet oppførsel, samt for å bygge opp erfaring med virkelig oppførsel av denne typen høyt påkjente løsmassetunneler i etaten.

I denne sammenheng er det av spesiell interesse å måle opptredende jordtrykk mot konstruksjonen, deformasjoner av denne og opptredende snittkrefter i denne. Vegteknisk avdeling bistår gjerne med å utarbeide et instrumenteringsprogram og er villige til å bidra noe med måleteknisk utstyr og fagpersonell.

Ved sammenligning av registrert og beregnet oppførsel må det tas hensyn til at det er antatt plan tøyningstilstand i beregningene og at disse er utført for et snitt i området hvor tunnelen er høyt påkjent. Dette gjør at snittkrefter og deformasjoner fra analysene kan være noe overestimert. Avvik vil også kunne opptre dersom det er vesentlige avvik i betongens egenskaper eller mellom opptredende og antatt jordstivhet og -styrke. Dette bør verifiseres dersom en slik sammenligning av registrert og beregnet oppførsel skal være interessant.


7.2 Jordparametrene

Den stedlige grunnen i området består hovedsakelig av morene, mens tilbakefyllingsmassene består av ulike typer komprimerte masser.

Figur 42.5 i referanse /D/ viser at stivhetsegenskapene til morene generelt kan variere betydelig. Årsaken til dette er blant annet varierende avsetningsmåte og stedlige forhold. I forbindelse med dette prosjektet er det utført totalsonderinger og prøvegravinger, men ikke utført laboratorieforsøk for de stedlige morenemassene. Informasjon fra kvartærgeologisk kart for Steinkjer 1723 III og grunnundersøkelsene tilsier at morenemassene stort sett er velgradert og godt pakket. Morenens stivhets- og styrkeegenskaper er valgt ut fra erfaringsverdier for denne type morene. Dette gjør at parametrene er beheftet med relativt stor usikkerhet. Vi anbefaler derfor at det utføres laboratorieforsøk for å verifisere antatte stivhets- og styrkeparametere.

I denne rapporten er det stilt visse krav til tilbakefyllingsmassene, men det er allikevel rom for en viss valgfrihet blant annet når det gjelder kornfordeling. Det er videre antatt at det er mulig å oppnå komprimering til en viss prosent av Standard Proctor med standard utstyr og metoder. Siden stivhets- og styrkeparametrene avhenger både av kornfordeling og komprimeringsgrad anbefales det at jordparametrene verifiseres. Deformasjonegenskapene kan verifiseres via laboratorieforsøk eller via platebelastningsforsøk under utlegging.

Vegteknisk avdeling
Geoteknisk kontor


Frode Oset
Faggruppeleder


Signe Kirkebø
Senioringeniør

Vedlegg

- Vedlegg 1.** Beskrivelse av stedlige morenemasser. Telefax fra Vegteknisk avdeling datert 05.12.2001. (3 sider)
- Vedlegg 2.** Formel for silojordtrykk for det tilfellet at vertikaltrykket er større enn null ved spaltens overflate. Oddvin Tokheim (1980), Oslo kommune, Geoteknisk kontor. (1 side)
- Vedlegg 3.** Sikkerhetsfilosofi. Lastkoeffisienter i bruddgrensetilstand. Notat 1997/06506-011 fra Geoteknisk kontor datert 19.11.2001 og notat 1997/07325-030 fra Bruavdelingen datert 21.11.2001. (9 sider)



Blanketten skal sendes foran dokumentet

Til	Navn	Kjell Eriksen	Telefaksnr.	74 12 26 06
	Adresse	Sv Nord-Trøndelag	Deres referanse	
	Kode	Rogaland vegkontor v/Nils Magnar Helle	Telefax	51 52 48 55

Fra	Navn	Signe Kirkebø	Telefaksnr.	22 07 34 44
	Avdelina/kontor	Vegteknisk avdeling, Geoteknisk kontor	Telefon	22 07 32 83
	Adresse	Postboks 8142 Dep.	Vår referanse	
		0033 Oslo		

Dato/tid	5. desember 2001	Antall sider inkl. forside	3
Original blir oversendt		<input type="checkbox"/> Ja	<input checked="" type="checkbox"/> Nei

Merknader

E6 Jevika – Selli. Løsmassetunnel Eggemarka – Morenemasser

Det refereres til e-post fra dere 30.11.01 hvor morenemassene i området omtales:

OPWS
Egenskaper morenematerialet Det er tatt opp en prøveserie i ca. profil 3400, 35m venstre. Denne viser sand/grus (T2) ned til ca. kote 48. Under dette nivået er det registrert lag med mer finstoff i massene, dvs. silt og finsand (T3-T4) ned til ca. kote 28 hvor prøvetaking er avsluttet, kfr rapport nr.7. Fra ca. profil 3450 ser det ut til å være et tykkere lag med silt/leire ca. 5m under konstruksjonen. Jeg har diskutert litt med BE Tessem dannelsesmåte/egenskaper til morenemassene. Vi har kommet til at massene stort sett er sortert materiale, dvs. en breelavsetning. Tessem mente det kunne være snakk om en såkalt "trøndermorene", dvs. en korttransportert avsetning med relativt kantete kornstruktur (ikke avrunda korn). Massene er sannsynligvis ikke overkonsoliderte. Jeg vet ikke om jeg skal prøve å vurdere moduler på bakgrunn av dette? Kanskje OP Wangen har kjennskap til slike masser?

I henhold til oppfordring fra dere har ingeniørgeolog Ole Petter Wangen hos oss gjort en skjønnsmessig vurdering av løsmassene basert på kvartærgeologisk kart og grunnundersøkelser dokumentert i rapport nr. 7, VD-1098 F fra dere. Hermann Bruun hos oss har bistått Wangen med tolkning av totalsonderingene. Resultatet av dette arbeidet er dokumentert i vedleggene 1 og 2.

Vedlegg 1 viser at Eggemarka løsmassetunnel mellom profil 3400 og 3450 går gjennom et område som sannsynligvis består av morene som er godt pakket og som kan inneholde gruslag og blokker. Vi kommer til å velge styrke- og stivhetsparametere basert på dette.

Vennlig hilsen

Signe Kirkebø
Signe Kirkebø

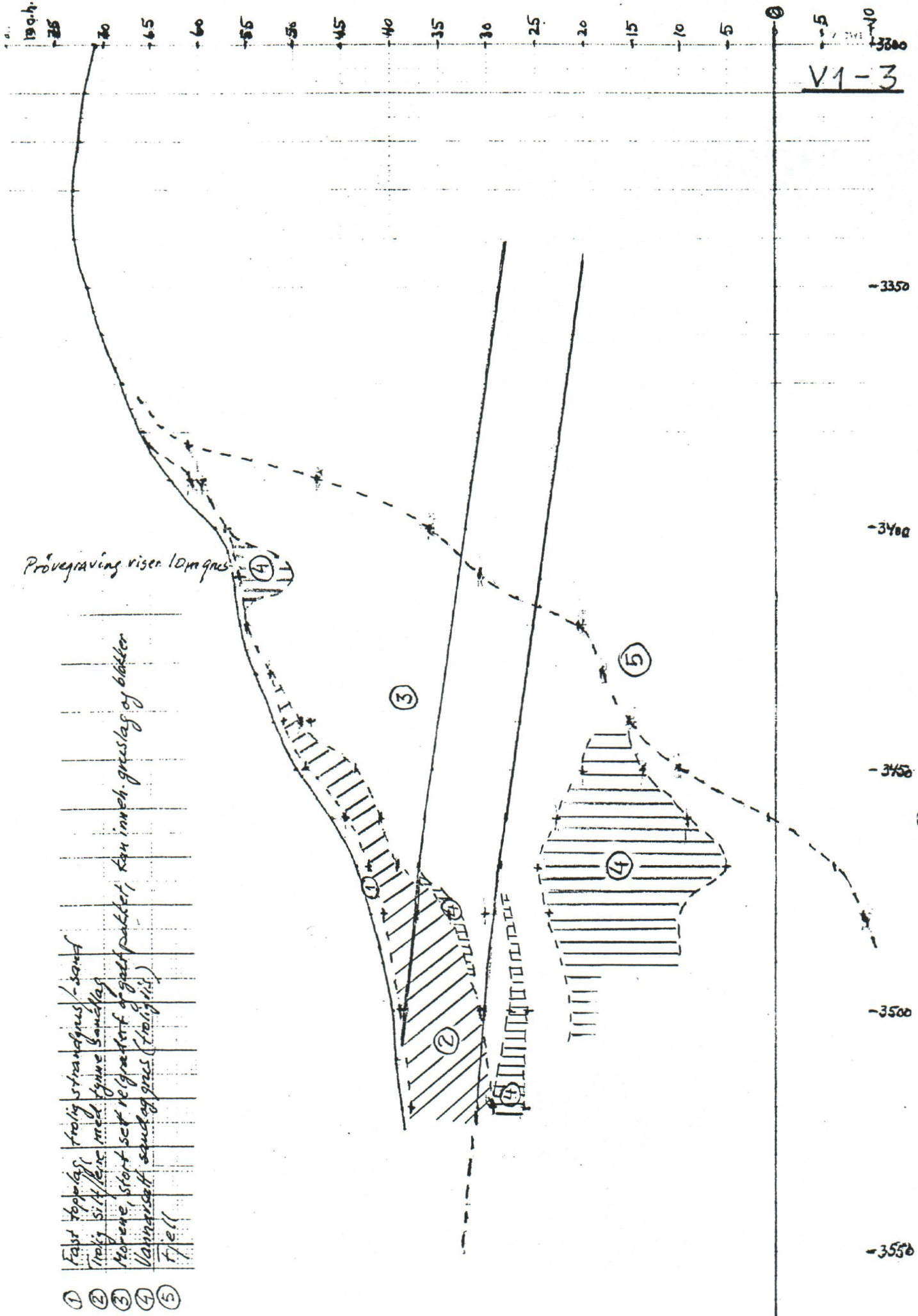
GRUNNUNDERSØKELSER VED STEINKJER FORSØK PÅ TOLKNINGER

På kvartærgeologisk kart Steinkjer 1723 III i målestokk 1:50 000 (Norges Geologiske Undersøkelse 1988) er det aktuelle området angitt som en tykk bunnmoreneavsetning. Videre er avsetningen markert som en rygg, og ut fra beliggenheten synes denne ryggen å kunne tolkes som en sidemorene til endemorenen (randavsetningen) på Bogåtangen.

På det kvartærgeologiske kartet er avsetningen markert med mellomgrønn farge, dvs. som en tykk avsetning med bunnmorene. Beliggenheten mellom de store endemorenene på Bogåtangen og i Steinkjer som på kartet er angitt som breelvavsatt (smeltevannavsatt) grus, indikerer at den aktuelle avsetningen også kan inneholde en del grus. Dette er bl.a. vist i prøvegraving i profil 3410. I en del av totalsonderingene er det også gjort registreringer som må kunne tolkes som lag av sortert og relativt ensgradert grus/sand, eks. profil 3460. Dette kan tolkes dit hen at ryggen består av morene med gruslag av varierende tykkelse og utstrekning.

Ryggen er avsatt under vann, det betyr at det langs sidene av den vil finnes et lag av strandgrus og -sand som er vasket ut fra ryggen under landhevningen etter istiden. Lenger ut på sidene finnes det marine avsetninger av silt og leire, disse vil også finnes under strandavsetningene. Dette er forsøkt vist på vedlagte profil langs tunneltraseen. Profilet er basert på utførte prøvegravinger, opptak av borprøver og totalsonderinger.

DPW



V1-3

Prøvegraving viser 10m grus

Fast top-lag, froly strømagus / sand
 Froly silt / leire med tykke sandlag
 Morene, stort sett regravert av gullpartikkel, kan inneh. gruslag og bløtter
 Vannrettet sandlag grus (froye til)
 Fjell

- ①
- ②
- ③
- ④
- ⑤

-3350

-3400

-3450

-3500

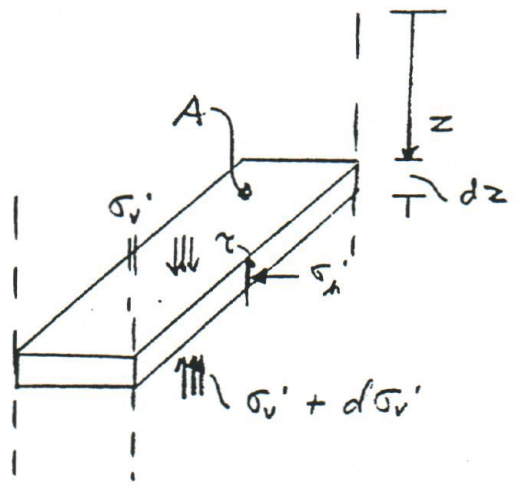
-3550

Profil nr.

VEDLEGG 2

ØPWT

SILBEREFFEKT



Querschnitt : A $\sqrt{2}$
 Druckkraft : 0

Bedingungen

$$\sigma_h' = k' \sigma_v'$$

$$\tau = k \cdot \text{tg} \rho \cdot \sigma_h' = k \cdot \text{tg} \rho \cdot k' \sigma_v'$$

$\Sigma V = 0 \Rightarrow$

$$d\sigma_v' \cdot A + \tau \cdot 0 \cdot dz - A \cdot dz \cdot \gamma' = 0$$

$$d\sigma_v' \cdot A = (-k \cdot \text{tg} \rho \cdot k' \sigma_v' \cdot 0 + A \gamma') dz$$

$$\frac{A d\sigma_v'}{A \gamma' - k \cdot \text{tg} \rho \cdot k' \sigma_v' \cdot 0} = dz$$

$$\int_0^z dz = \frac{A}{k \cdot \text{tg} \rho \cdot k' \cdot 0} \int_{\sigma_{v0}'}^{\sigma_v'} \frac{d\sigma_v'}{\frac{A \gamma'}{k \cdot \text{tg} \rho \cdot k' \cdot 0} - \sigma_v'}$$

$$\left| z \right|_0^z = \frac{A}{k \cdot \text{tg} \rho \cdot k' \cdot 0} \cdot \left(- \ln \left(\frac{A \gamma'}{k \cdot \text{tg} \rho \cdot k' \cdot 0} - \sigma_v' \right) \right) \Big|_{\sigma_{v0}'}^{\sigma_v'}$$

Integration $c = \frac{A}{k \cdot \text{tg} \rho \cdot k' \cdot 0}$ plan Klotz $A/0 = 3/2$

$$z = -c \ln \frac{c \gamma' - \sigma_v'}{c \gamma' - \sigma_{v0}'}$$

$$c \gamma' - \sigma_v' = (c \gamma' - \sigma_{v0}') \cdot e^{-z/c}$$

$$\underline{\underline{\sigma_v' = c \gamma' - (c \gamma' - \sigma_{v0}') e^{-z/c}}}$$

$z \rightarrow \infty \Rightarrow \sigma_v' \rightarrow c \gamma'$



Statens vegvesen
Vegdirektoratet

Notat

Vår saksbehandler - innvalgsnr.
Signe Kirkebø, -

Vår dato
2001-11-19

Vårt ark nr.
470

V3-1

Vår referanse
1997/06506-011
Deres referanse

Til: Bruavdelingen v/John Kjekken
Fra: Vegteknisk avdeling, Geoteknisk kontor
Kopi:

GU
TEF

E6 Steinkjer, Eggemarka løsmassetunnel.

Lastkoeffisienter i bruddgrensetilstanden.

Det refereres til henvendelse til Geoteknisk kontor gjengitt under og telefonsamtale tidligere i dag. Som avtalt oversendes grunnlag for videre diskusjon.

Henvendelse til Geoteknisk kontor 14/11-01 fra Sv Rogaland :

Me er i gang med prosjektering av Eggemarka lausmassetunnel i Steinkjer. Signe Kirkebø ved Geoteknisk kontor er engasjert for å rekna samvirkeanalyse med programmet PLAXIS. Eg skal rekna meir forenkla, der jordoppførselen vert modellert med jordfjører. For samanlikning med "hennar" verdiar vil eg sjå på bruksgrensetilstanden. Men for dimensjonering lyt eg rekna i brotgrensetilstanden. Tunnelen har ei maksimal overdekning på ca. 25 m over tunneltak. Det har òg vorte bestemt at me skal rekna med at dreneringa i verste fall går tett, slik at me kan få eit vasstrykk på undersida av botnplata tilsvarande ca. 16,5 m vassøyle.

Eg er litt usikker på kva lastkoeffisientar for jord-og vasstrykk me skal bruka i brotgrensetilstanden.

Iflg. prosjekteringsreglane for bruer skal me bruka 1,0 for jordtrykk, 1,2 for eigenlast og likeeins 1,2 for variabel del av vasstrykk(for a-komb.). For det vertikale jordtrykket frå overlaginga skulle me såleis kunna bruka faktor 1,0, men det er vel meir naturleg å sjå på dette som eigenlast, og altså bruka faktor 1,2. I så tilfelle er det vel mest naturleg å også bruka 1,2 for det horisontale jordtrykket(som står i samheng med det vertikale), eller skal me rekna konservativt med lastfaktor 1,0 for det horisontale jordtrykket(dvs. mindre sidestøtte mot veggene). For vasstrykket lyt me vel sjå på alt som variabel del, og altså rekna med faktor 1,2 ? Fint om du kan gje tilbakemelding på kva tankar du har rundt dette.

Kommentarer fra Vegteknisk :

Jordtrykk

Jordtrykket mot en konstruksjon (vegg) er deformasjonsavhengig, se vedlegg 1:

- Dersom et punkt på veggen står i ro vil jordtrykket normalt innstille seg ved hviletrykket $\sigma_0 = K_0' \sigma_v' + u$, hvor K_0' er hviletrykkskoeffisienten, σ_v' er effektivt vertikalltrykk og u er poretrykket.
- Dersom et punkt på veggen beveger innover vekk fra jorden vil jorden utenfor avlastes og jordtrykket vil reduseres til et nivå mellom hviletrykk og aktivt jordtrykk. Det skal relativt små deformasjoner til for å mobilisere aktivt grensejordtrykk $\sigma_A = K_A' \sigma_v' + u$, hvor $K_A(\tan \rho, r) < K_0'$ er aktiv jordtrykkskoeffisient, $\tan \rho = f \cdot \tan \phi$ er mobilisert jordfriksjon og r er opptredende ruhet.
- Dersom et punkt på veggen beveger seg utover mot jorden vil trykket mot jorden øke slik at det innstiller seg på et nivå mellom hviletrykk og passivt jordtrykk. Det skal relativt store deformasjoner til for å mobilisere passivt grensejordtrykk $\sigma_P = K_P' \sigma_v' + u$, hvor $K_P(\tan \rho, r) > K_0'$ er passiv jordtrykkskoeffisient.

Fullle samvirkeanalyser

I fulle samvirkeanalyser med for eksempel PLAXIS inngår hele jordvolumet som en del av elementmodellen. Jordtrykket mot konstruksjonen fremkommer som et resultat av analysen og er bestemt ut fra deformasjoner og krav til likevekt.

Vi anbefaler generelt at slike analyser utføres i bruksgrensetilstanden med mest sannsynlige middelveier av jordparameterne. Dette gir mest fornuftig deformasjoner og dermed mest fornuftig størrelse og fordeling av snittkreftene i konstruksjonen.

I bruddgrensetilstanden er det tradisjon for å innføre lastfaktorer og materialfaktorer som er større enn 1.0 for henholdsvis laster og materialelegenskaper i beregninger. Dimensjonerende aksjon (last) defineres som $A_d = \gamma_f A_k$ hvor γ_f er lastfaktor og A_k er karakteristisk last, mens dimensjonerende reaksjon (lastvirkning) defineres som $R_d = R_k / \gamma_m$ hvor γ_m er materialfaktor og R_k er karakteristisk reaksjon. Dette gjøres for å innføre en viss sikkerhet. For deformasjonsanalyser kan dette være en uheldig fremgangsmåte. Redusert styrke og stivhet i analysene kan gi feilaktig deformasjonsbilde slik at dimensjonerende lastvirkning (snittkrefter) opptrer på feil sted på konstruksjonen. Med bakgrunn i dette anbefaler vi at man benytter mest sannsynlige jordparametere i analysene og i stedet multipliserer sluttresultatet (snittkreftene) fra analysen med en viss lastfaktor. Dette innebærer at man kun kjører analyser i bruksgrensetilstanden og deretter multipliserer snittkreftene med en lastfaktor som er representativ for bruddgrensetilstanden.

Enkle rammeanalyser

Samvirkeanalyser med rammemodell i bruksgrensetilstanden anbefales utført med mest sannsynlige jordtrykk og fjærkonstanter for eventuelle jordfjærer. Snittkrefter i bruddgrensetilstanden kan deretter bestemmes som skissert over for fulle samvirkeanalyser. Dersom dette ikke aksepteres anbefaler vi fremgangsmåten under.

I enkle rammeanalyser av løsmassetunneler modelleres jorden via jordlaster og lineære jordfjærer. De vertikale jordlastene omfatter egenvekt, dvs. jordoverlagringen σ_v gitt ved tyngdetettheten γ , og friksjon mellom konstruksjonen og jorden τ_v . Det horisontale jordtrykket mot konstruksjonen σ_h kan betraktes som en jordlast i enkelte faser og jordreaksjon i andre faser. Når man skal diskutere bruk av lastkoeffisienter og materialkoeffisienter må man derfor ha klart for seg om jorden opptrer som en last (aksjon) eller som en stabiliserende lastvirkning (jordreaksjon). Dette kan illustreres ved eksempelet i vedlegg 2. Det understrekes at kommentarene tilknyttet dette vedlegget ikke nødvendigvis gjelder generelt. Jordens bidrag må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

I byggefasen i vedlegg 2 kan jordtrykket σ_h oppfattes som en last som presser veggene i hvelvet innover δ_h slik at taket heves δ_v . I dette tilfellet er belastningen symmetrisk. Jordtrykket antas å innstille seg et sted mellom hviletrykk og aktivt jordtrykk. Det er kritisk at jordtrykket er stort. Det kan være aktuelt å multiplisere forventet jordtrykk med en lastfaktor i bruddgrensetilstanden, $\sigma_{hd} = \gamma_f \sigma_h$.

I slutttilstanden i vedlegg 2 kan jordoverlagringen σ_v oppfattes som en last som presser taket nedover δ_v slik at veggene i hvelvet presses utover δ_h . Jordtrykket σ_h kan oppfattes som en stabiliserende jordreaksjon som antas å innstille seg et sted mellom hviletrykk og passivt jordtrykk. Det er i dette tilfellet kritisk at jordoverlagringen er stor og at jordtrykket er lavt.

- For å ta hensyn til usikkerhet i jordens tyngdetetthet γ kan det være fornuftig å multiplisere jordoverlagringen med en lastkoeffisient i bruddgrensetilstanden $\sigma_{vd} = \gamma_f \sigma_v$.
- For tilfeller hvor lastbildet er symmetrisk kan sidestøtten fra jorden beskrives via et jordtrykk som er tilpasset forventede deformasjoner. Det kan være aktuelt å dividere forventet jordtrykk med en materialfaktor i bruddgrensetilstanden, $\sigma_{hd} = \sigma_h / \gamma_m$.
- Alternativt kan man i modellen spesifisere hviletrykket σ_0 og jordfjærer med fjærstivhet k_h som aktiveres når veggene presses utover. Jordfjærer må benyttes for å ivareta likevekten i tilfeller med ubalansert belastning av hvelvet. Resulterende jordtrykk vil i dette tilfellet bli summen av det spesifiserte hviletrykket og jordreaksjonen i jordfjærene, $\sigma_h = \sigma_0 + k_h \cdot \delta_h$. Det kan være aktuelt å dividere hviletrykket og fjærkonstanten med en materialfaktor i bruddgrensetilstanden, $\sigma_{0d} = \sigma_0 / \gamma_m$ og $k_{hd} = k_h / \gamma_m$.

Basert på kommentarene fra Sv Rogaland kan $\gamma_m = \gamma_f = 1.2$ være et fornuftig valg.

2 vedlegg

SIGKIR

DEFORMASJONS AVHENGIGE JORDTRYKK

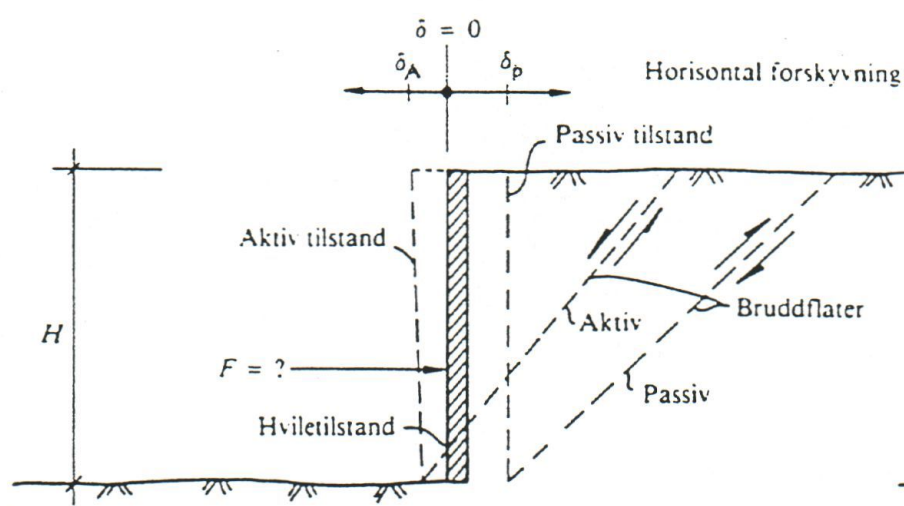


Fig. 5.5 Definisjon av grensetilstander.

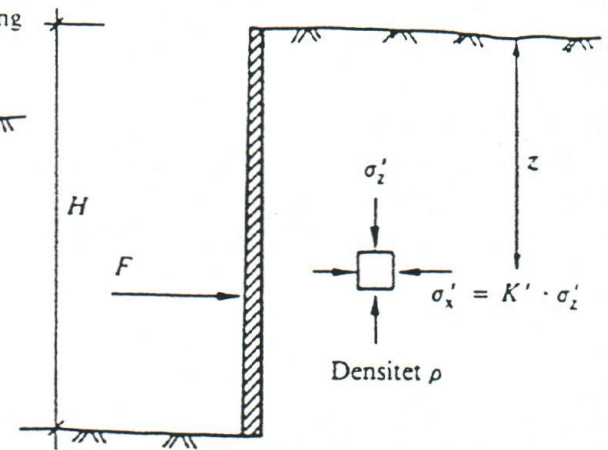


Fig. 5.7 Jordtrykk mot en vegg.

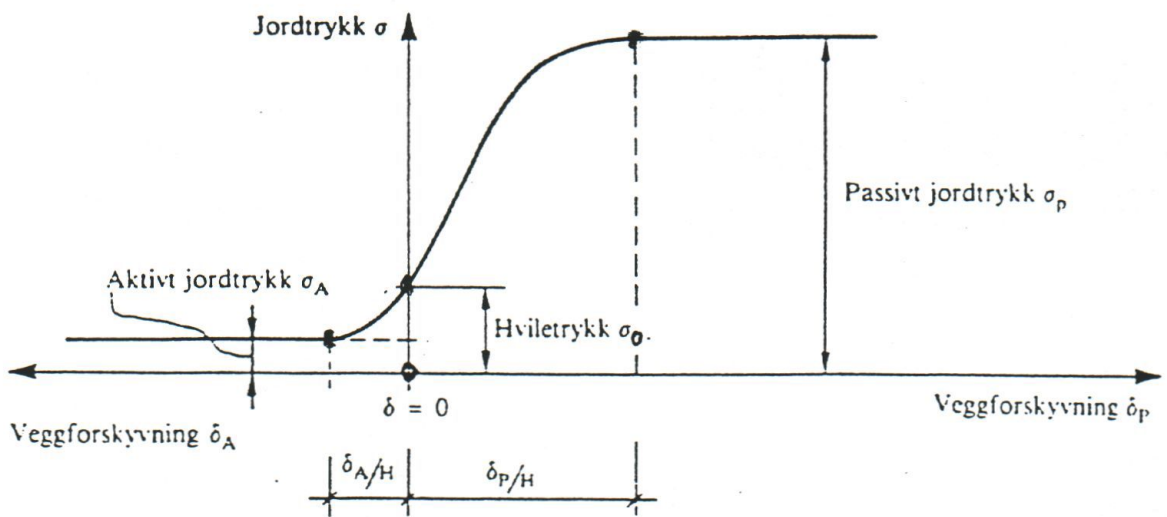
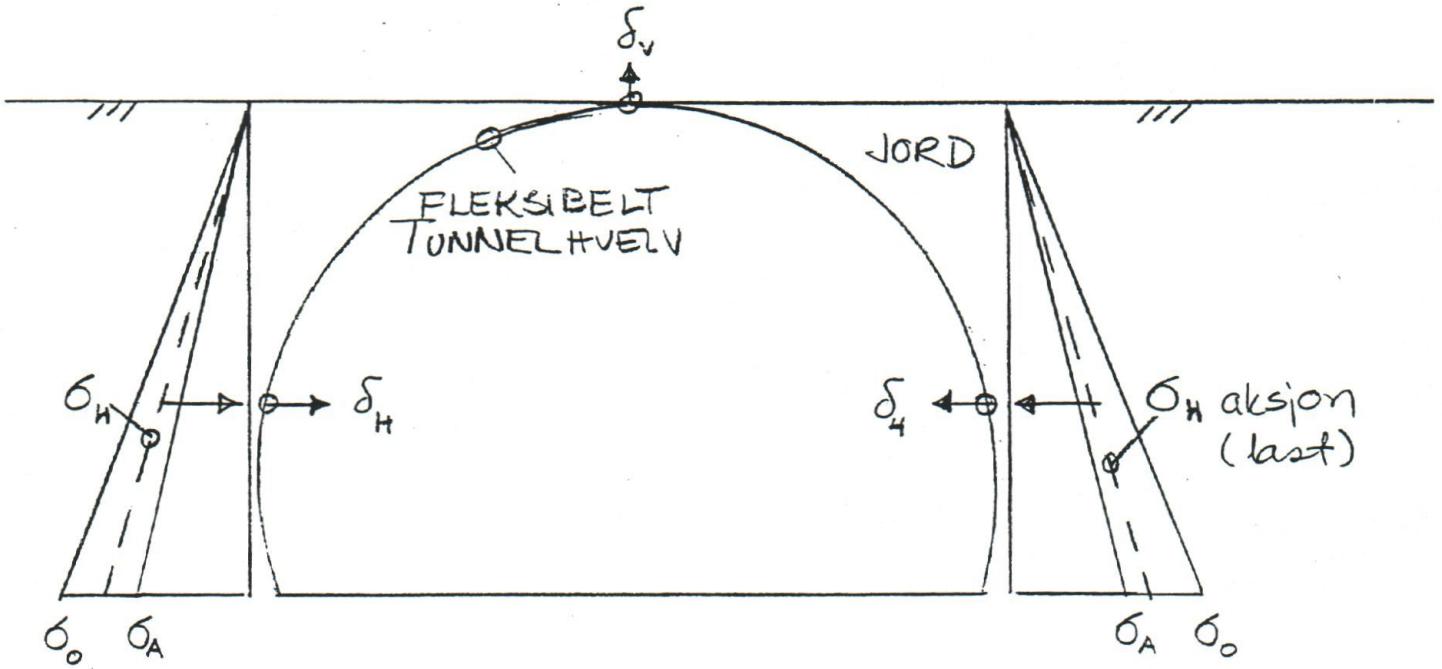


Fig. 5.6 Sammenheng mellom jordtrykk σ og horisontal veggforskyvning δ .

Tabell 5.1 Typiske verdier av δ_A/H og δ_P/H for grensetrykkene σ_A og σ_P

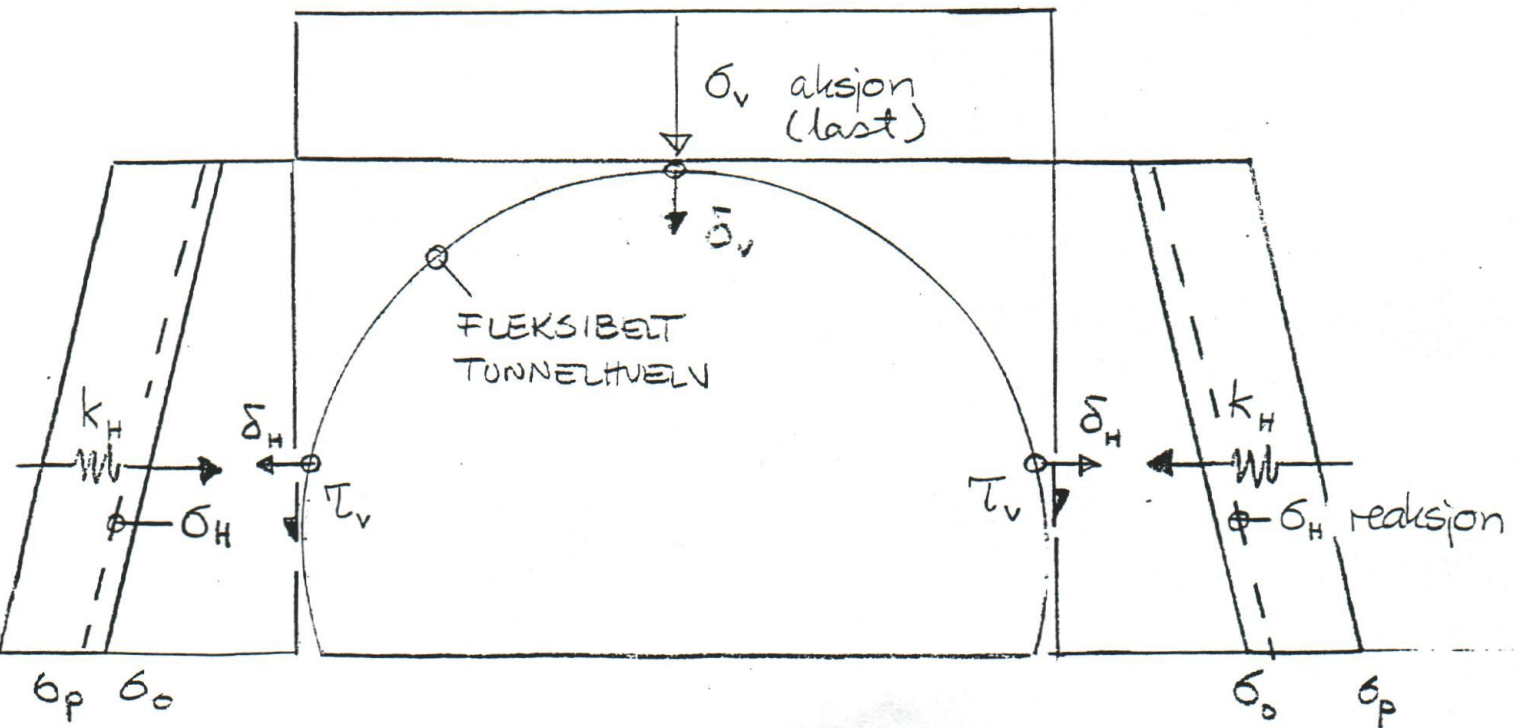
Jordtype	δ_A/H	δ_P/H
Løs sand	0,001–0,002	0,01
Fast sand	0,0005–0,001	0,005
Bløt leire	0,02	0,04
Fast leire	0,01	0,02

A) BYGGEFASE :



B) SLUTTFASE :

JORD: γ





Til: Vegteknisk avdeling, Geoteknisk kontor v/Signe Kirkebø
Fra: Bruavdelingen v/John Kjekken
Kopi: RIM

JK
Rim

E6 Steinkjer - Eggemarka løsmassetunnel Lastkoeffisienter i bruddgrensetilstand

Det vises til telefonsamtale i går samt notat m/vedlegg fra Geoteknisk kontor datert 2001-11-19 som beskriver problemstillingen.

Generelt

Prosjekteringsreglene, HB 185, del II, pkt 4.2.2.1 spesifiserer hvilke lastkoeffisienter som skal benyttes for forskjellige laster i bruddgrensetilstand. For permanente laster (bl.a egenvekt av jord) skal lastfaktor 1,2/1,0 benyttes i kombinasjon a og 1,0 i kombinasjon b. For jordtrykk er lastfaktoren 1,0 i begge lastkombinasjoner.

Når en konstruksjon blir belastet med vekta av overliggende jord som ren vertikal last på linje med andre permanente laster, skal jorda regnes som last med lastfaktor 1,2/1,0 og 1,0 som beskrevet ovenfor.

Når skal så jorda regnes som jordtrykk, med lastfaktor 1,0 i begge lastkombinasjoner? Min oppfatning er at dette skal gjøres når lastvirkningen fra jorda ("jordtrykket") er avhengig av hvordan konstruksjonen deformerer seg (aktivt,- passivt,- hviletrykk eller mellomtilstander)

For mange konstruksjoner er ovenstående inndeling grei. Det er "ingen" kobling mellom de to lasteffektene. Snittkrefter i konstruksjonen fra jorda som vertikal last kan regnes for seg og snittkrefter fra "horisontalt" jordtrykk kan regnes for seg og totale snittkrefter kan korrekt beregnes ved superposisjon.

For enkelte andre konstruksjoner, f.eks Eggemarka løsmassetunnel, er bildet mer komplisert og en inndeling og behandling av jordlastene som ovenfor kan gi gale resultater. Man kan risikere at konstruksjonsresponsen ikke er i samsvar med virkelige oppførsel og beregnede snittkrefter kan enten bli for konservative eller verre, ikke konservative, selv om man har anvendt lastfaktorer etc på "korrekt" måte.

Forutsetninger for den vanlige bruddgrensekontrollen er at man bruker konstruksjons- og lastmodeller som simulerer virkeligheten med tilstrekkelig nøyaktighet og at man bruker last og materialfaktorer på en slik måte at man oppnår tilstrekkelig sikkerhet mot "brudd".

Når vanlig bruddgrensekontroll ikke gi korrekte resultater, må man gjøre tilpasninger i konstruksjons- og lastmodeller slik at resultatene blir rimelige. Det som er viktig, er at

resulterende sikkerhet mot "brudd" blir på samme nivå som man oppnår på andre konstruksjoner med "vanlig" bruddgrensekontroll.

Eggemarka – full samvirkeanalyse i bruksgrense

Vi er enige i at analysene i utgangspunktet utføres med mest sannsynlige middelveier av jordparametrene fordi dette gir mest fornuftige deformasjoner og dermed "korrekt" størrelse og fordeling av snittkreftene i konstruksjonen.

I vanlig bruksgrense kontroll bruker man karakteristiske verdier av både laster og materialparametere. F.eks så er variable karakteristiske naturlaster basert på returperiode 50 år. Selv med last- og materialfaktorer på 1,0 så innebærer dette en sikkerhet i forhold til bruk av rene middelveier på f.eks materialparametere slik som foreslått over for samvirkeanalysen.

Hvis det er vanskelig å estimere "mest sannsynlige middelveier" på jordparametrene, hvis jordparametere for tilbakefylt jord er usikre/kan ha stor spredning eller resultatene er følsomme for størrelsen på jordparametrene, så bør analysene utføres med to eller flere parametersett for jordparametrene. Parametersettene velges slik at de dekker det som er sannsynlig variasjon i jordparametere.

Eggemarka – full samvirkeanalyse i bruddgrense

Vi er enige i at analysene i utgangspunktet utføres med mest sannsynlige middelveier av jordparametrene dvs resultatene fra bruksgrenseanalysen. Resulterende snittkrefter multipliseres så med "representativ" lastfaktor for bruddgrensetilstanden for å gi dimensjonerende snittkrefter for tunnelkonstruksjonen. Størrelsen på resulterende lastfaktor må velges slik at resulterende sikkerhet blir tilfredstillende. Dette vil være avhengig av hvilke laster som gir størst bidrag til totale snittkrefter. Basert på lastfaktorene gitt i HB 185 for de forskjellige lastene i bruddgrensetilstand medfører dette en resulterende lastfaktor i området 1,2 til 1,6. Avhengig av bruddkonsekvens bør man også i hvert tilfelle vurdere om det er enkelte elementer i konstruksjonen som bør ha et høyere sikkerhetsnivå dvs en noe høyere resulterende lastfaktor en for de andre elementene. Eksempel på slike elementer kan f.eks være forankringsstag.

For Eggemarka virker det som om egenvekt jord, jordtrykk fra jord og eventuelt variabelt vanntrykk vil være de dominerende lastene. I så fall virker "representativ" lastfaktor på 1,2 å være rimelig. Vi forutsetter da at man i tillegg vurderer om det er enkelte elementer i konstruksjonen som bør ha en noe høyere lastfaktor når dimensjonerende snittkrefter beregnes

Når det gjelder valg av jordparametere, så gjelder kommentaren gitt for bruksgrensetilstanden over i enda større grad for bruddgrensetilstanden. Dvs bruk av flere parametersett for jordparametere når det er nødvendig for å dekke sannsynlig variasjon av jordparametere.

Eggemarka – enkle rammeanalyser i bruksgrense

Vi er enige i at analysene i utgangspunktet utføres med mest sannsynlige jordtrykk og fjærkonstanter for eventuelle jordfjærer. På samme måte som for samvirkeanalysen må man vurdere behovet for analyser med flere parametersett for jordtrykk/jordfjærer for å dekke sannsynlig variasjon i jordparametere.

Eggemarka – enkle rammeanalyser i bruddgrense

Vi aksepterer at man bruker snittkrefter fra bruksgrenseanalysen (med nødvendige parametersett for jordtrykk/jordfjærer for å dekke sannsynlig variasjon av jordparametere) og multipliserer disse med representativ lastfaktor som beskrevet ovenfor for full samvirkeanalyse.

Alternativt så kan man som dere foreslår bruke last- og ”materialfaktor” direkte i analysene dvs:

- Byggefasen, oppfylling til OK hvelv, dvs uten overfylling:
Egenlast jord σ_v dvs oppfylling til OK hvelv, trykker taket nedover og veggene utover. Jordtrykket σ_h trykker veggene i hvelvet innover og taket oppover. Sistnevnte effekt antas å være større enn førstnevnte (verifiseres!). Da blir størrelsen av jordtrykket i området hviletrykk-aktivt jordtrykk, anbefalt verdi gis av Geoteknisk kontor. Det er kritisk for konstruksjonen at jordtrykket er stort. Jordtrykket og virkningen av jorda som ren egenlast virker sammen og kan ikke skilles fra hverandre (selv om virkningen av jorda som jordtrykk antas å være dominerende i forhold til jorda som egenlast). Vi antar at med bruk av lastfaktor $\gamma_1 = 1,2$ på både jorda som jordtrykk og jorda som egenlast så vil man oppnå tilstrekkelig sikkerhet, se tidligere kommentarer for samvirkeanalysene. I tillegg må man kontrollere om det er mer ugunstig å bruke $\gamma_1 = 1,0$ på begge effekter.
- Ferdigtilstand, overfylling ca 25 over OK hvelv:
Egenlast jord (jordoverlagringen) σ_v trykker taket nedover og veggene utover. Jordtrykket σ_h trykker veggene i hvelvet innover og taket oppover. Førstnevnte effekt er i dette tilfellet størst og jordtrykket σ_h kan oppfattes som en stabiliserende jordreaksjon som antas å stille seg i området hviletrykk-passivt jordtrykk, anbefalt verdi gis av Geoteknisk kontor. Det er kritisk for konstruksjonen at jordoverlagringen σ_v er stor og jordtrykket σ_h lavt. Jordtrykket og virkning av jorda som egenlast (jordoverlagring) virker sammen og kan ikke skilles fra hverandre. På samme måte som for byggefasen så antar vi at med bruk av lastfaktor/materialfaktor $\gamma_1 = \gamma_m = 1,2$ dvs $\sigma_{vd} = \gamma_1 \sigma_v$ og $\sigma_{hd} = \sigma_h / \gamma_m$ så vil man oppnå tilstrekkelig sikkerhet I tillegg må man kontrollere om det er mer ugunstig å bruke $\gamma_1 = \gamma_m = 1,0$.
Samme valg av last- og materialfaktor benyttes hvis man velger å spesifisere resulterende jordtrykk som summen av hviletrykk og jordfjærer k_h som aktiviseres når veggene presses utover dvs $\sigma_{hd} = (\sigma_h + k_h \delta_h) / \gamma_m$.
- For andre laster anvendes lastfaktorer som er gitt i HB 185.
- Som nevnt for samvirkeanalysen, bør man i tillegg vurdere om det er enkelte elementer i konstruksjonen som er særlig kritiske (f.eks forankringsstag). For slike elementer bør man legge seg på et noe høyere sikkerhetsnivå, i tråd med det som er vanlig praksis.

Hvilket av alternativene som bør velges overlater vi til Geoteknisk kontor å anbefale. For begge alternativer så er det viktig at Geoteknisk kontor spesifiseres verdier som skal brukes i analysene for jordparametere (jordparametersett), jordfjærer, jordtrykkskoeffisienter etc, slik at analysene blir representative og resultatene rimelig konservative og med tilstrekkelig sikkerhet i bruddgrense.

Oppsummering

Vi vet ikke om dimensjonering av selve tunnelkonstruksjonen skal baseres på rammeanalysene og samvirkeanalysene brukes som verifikasjon, eller omvendt.

Vi anbefaler at man ikke "tar ut alt" i analysene og minimaliserer tverrsnitt og armeringsmengder. Det er viktig å bygge robuste konstruksjoner som har reserver i tilfelle belastning etc blir noe forskjellig fra det som var forutsatt i beregningene.

7

8



Statens vegvesen

SK-kurs om
Samvirke mellom mellom jord og konstruksjon
22.-23. oktober 2002

Løsmassetunnel Eggemarka

Verifisering av forutsetninger
Tilbakefylling og komprimering

Kjell Eriksen
Statens vegvesen Nord-Trøndelag

Løsmassetunnel Eggemarka

Utfordringer

- **Over 30m dyp utgraving i sand/grus for løsmassetunnel (flere alternativer vurdert bla.a. frysing, jordnagling, spunting)**
- **Graveskråninger 1:1,25 i sand/grus**
- **Grunnvannsenking. Nabobygg (skole) fundamentert på bløt leire**
- **Opprettholde E6-trafikken i byggeperioden**
- **Fornminneområde. Begrensa utgraving**
- **Relativt kort byggetid**
- **Tilbakefylling mot konstruksjonen og komprimering i vinterhalvåret**

Betongtunnel med bredde ca. 15m og høyde ca.9m er karakterisert som en konstruksjon med relativt stort spenn og flat bue.

Problemstillinger:

- Tilbakefylling og komprimering skal gi tilstrekkelig sidestøtte når overfylling påføres (ca. 25m).
- Fylling og komprimering skal ikke medføre større belastninger enn det konstruksjonen er dimensjonert for.

Omfilling

- Membran mot betongen (Lintobent CT)
- Indre sone i 1m's bredde med telefri naturgrus D = 0-12mm. Maks. 12mm mht. fare for punktering av membranen
- Fiberduk klasse 4 mellom sandlaget og pukklaget for å hindre at sand vandrer ut i den ytre sonen av pukk/sprengstein
- Overgangssone av pukk D = 20-50mm med bredde ca. 1m mellom indre og ytre sone for å unngå punktering av fiberduken
- Ytre sone av sprengstein fra fjellskjæring i linja. Forskifret bergart av grønnstein, grønnskifer og telsitt

Utlegging og komprimering

Indre sone av sand/grus

- Utlegging i inntil 25cm lag
- Komprimering med 300 kg's vibroplate
- Krav til komprimering 98% Standard Proctor
- Arbeidene kan ikke utføres når det er fare for tele i massene. Isolering i teleperioder

Erfaringer foreløpig: Komprimeringskravet oppnås med minimum 7 overfarter (målt med isotopmåler).

Overgangssone av pukk

- Utlegging i 25cm lag
- Komprimering delvis med vibroplate, delvis med vibrovals (i avstand 1,3m fra betongveggen)
- Krav til komprimering min. 5 overfarter med vibrovals med totalvekt inntil 1,5 tonn

Ytre sone av sprengstein

- Utlegging i 80cm lag (anbefalt 30-50cm lag i Håndbok 100)
- Komprimering med 10 tonns selvgående vibrovals (anbefalt 1,5 tonn i Håndbok 100). Utføres ikke nærmere betongvegg enn minimum 1,3m, og minimum 3m over betonghvelv. Innenfor denne sonen utføres komprimering ved belting med gravemaskin
- Maksimal steinstørrelse 40cm
- Krav til komprimering? Valgt samme krav som for forsterkningslag (valseprogram- nivellement – gjennomsnittlig setning for siste overfart skal være mindre enn 10% av gjennomsnittlig totalsetning)
- Fyllinga vannes under utlegging
- Høydedifferansen mellom fyllingene på de to sidene av betongtunnelen må ikke overstige 1m

Erfaringer foreløpig: Komprimeringskravet oppnås med 7 overfarter.

Øvrige kontroller

- Deformasjoner av betongkonstruksjonen under komprimeringsarbeidene kontrolleres. Målinger utføres vha totalstasjon og fastmonterte reflektorer i betonghvelvet
- Visuell inspeksjon av betongkonstruksjonen foretas fortløpende med tanke på eventuell rissutvikling under komprimeringsarbeidene



Utgraving for 1. byggetrinn



De forskjellige sonene i omfyllingen



Utlekking/komprimering av sand



Komprimering av steinfylling

9

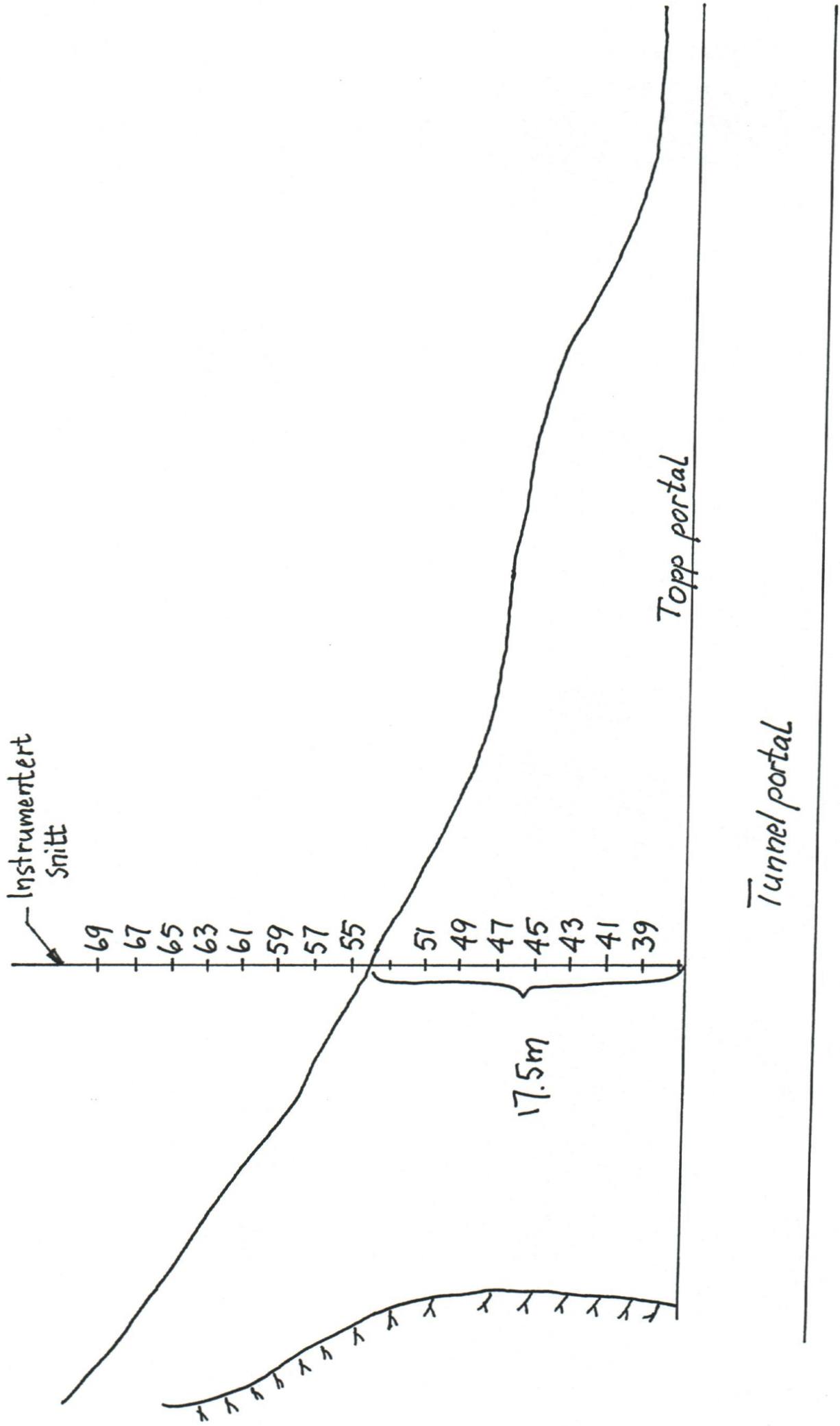


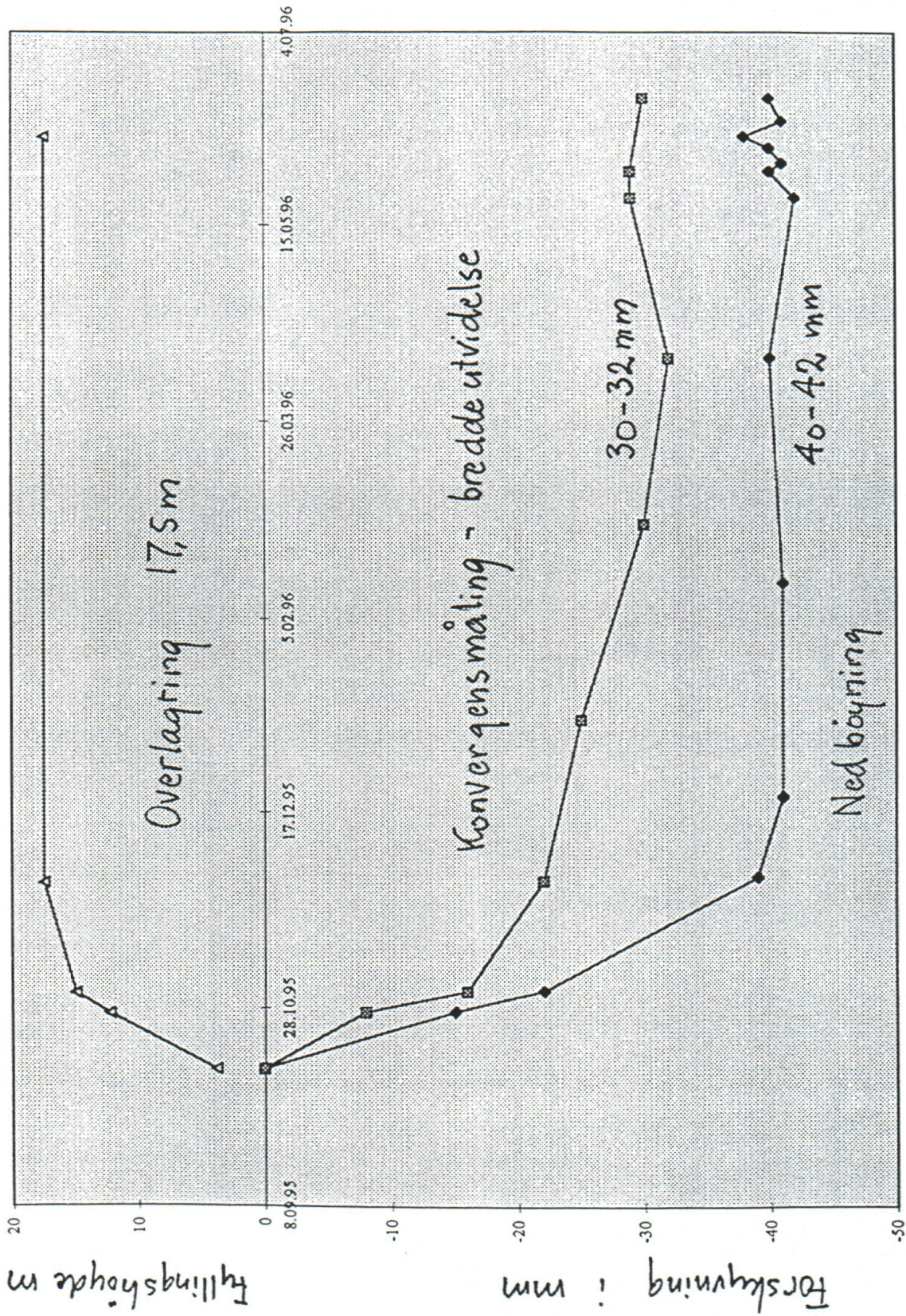
Statens vegvesen

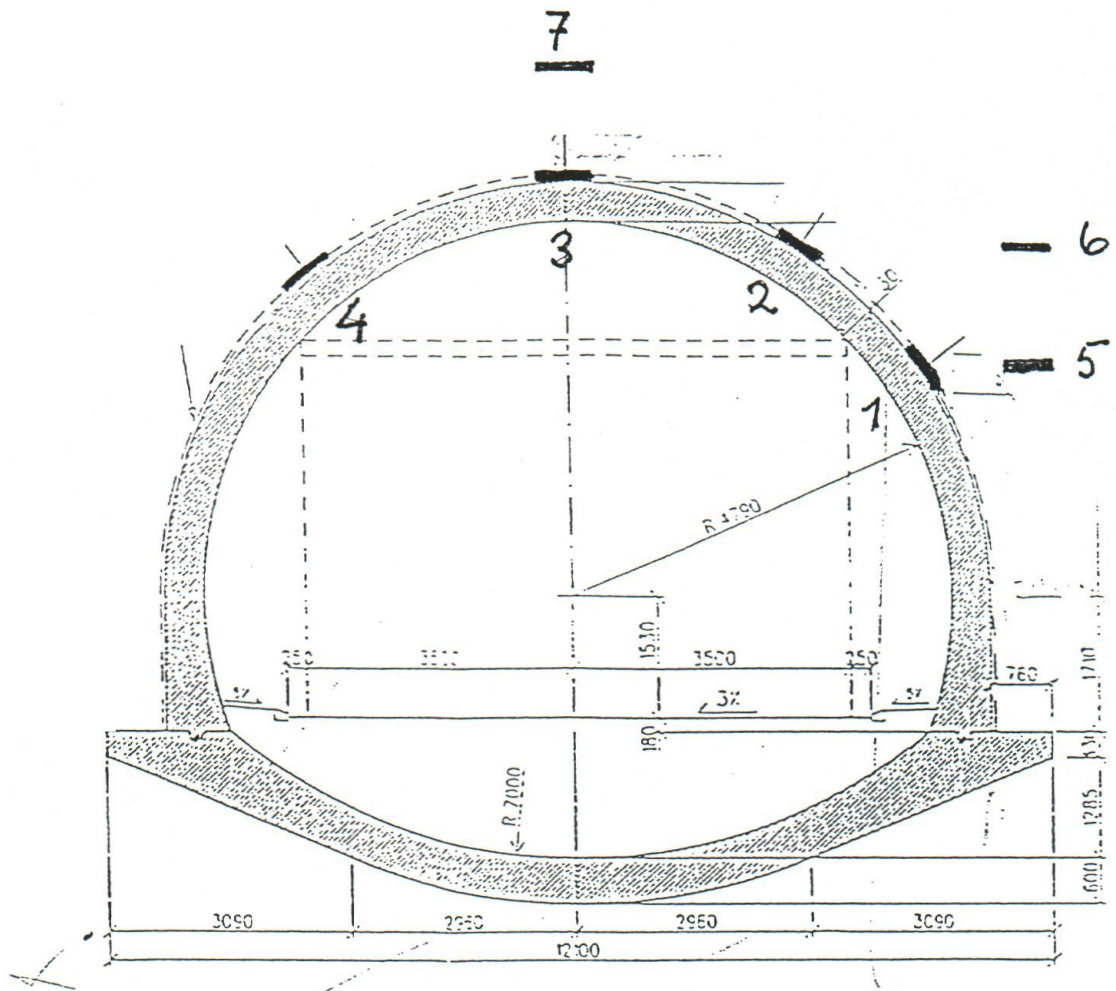
SK-kurs om
Samvirke mellom jord og konstruksjon
22. - 23. oktober 2002
Quality Airport Hotel, Gardermoen

Høgenhei løsmassetunnel Praktiske erfaringer

Finn Fluge
Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling

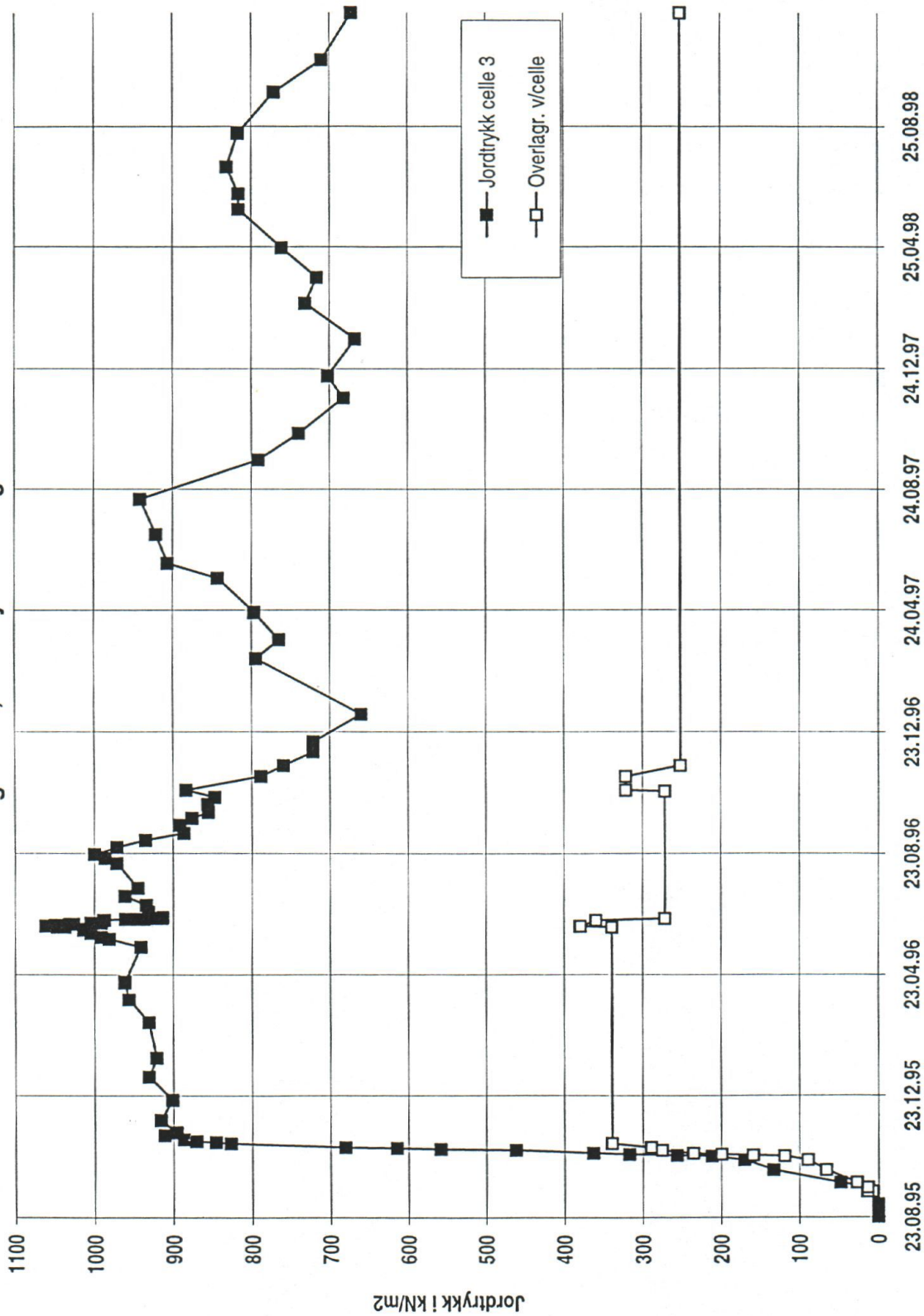




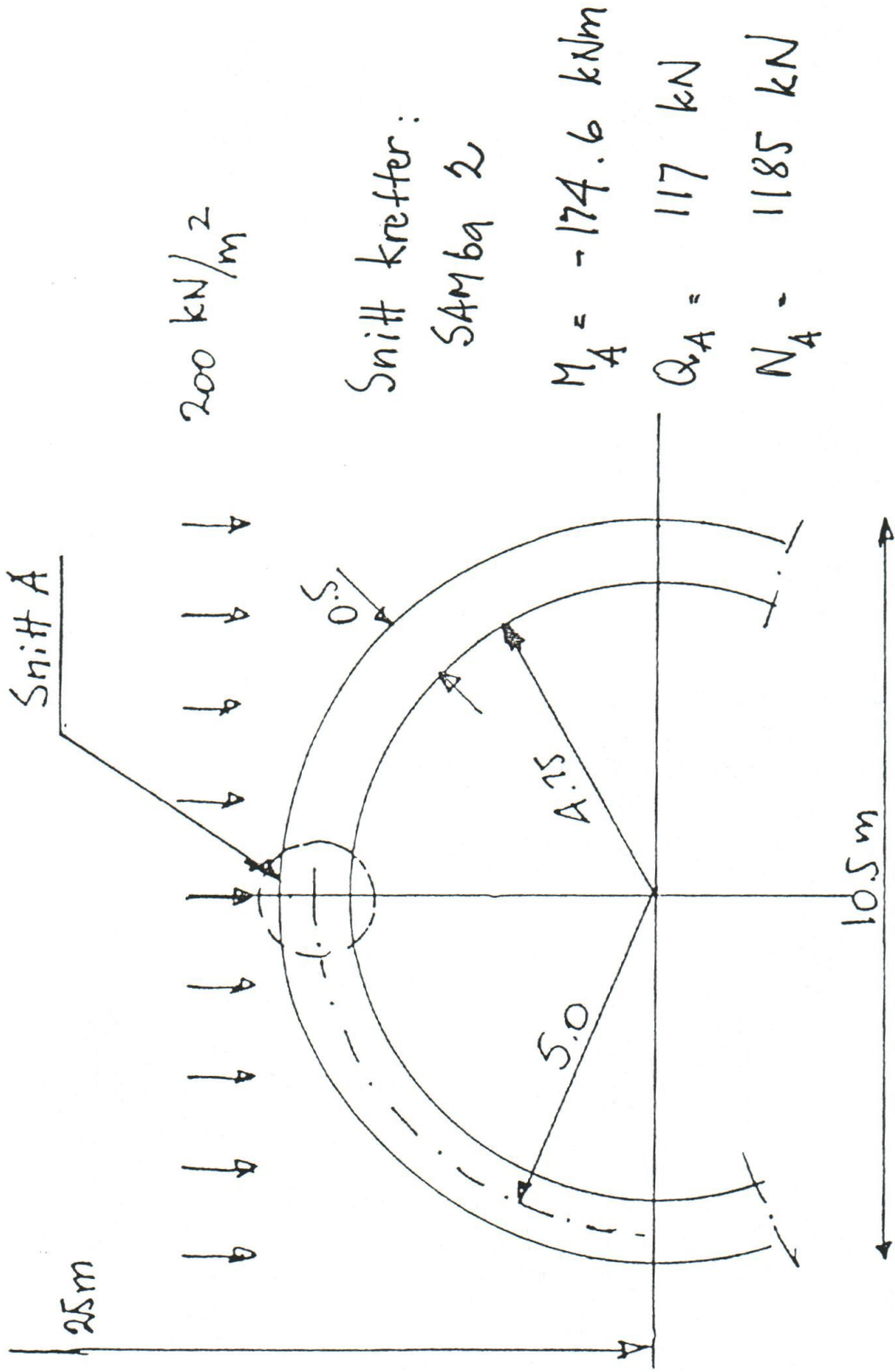


Plassering av jordtrykk celler 1,-7

Høgenhei , Jordtrykksmålinger

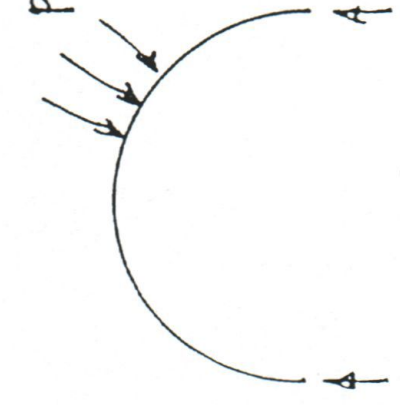
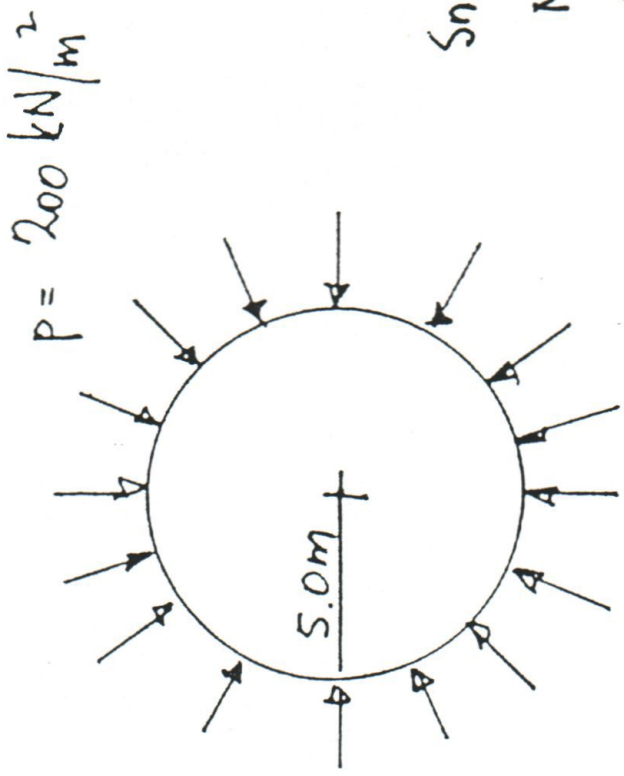


TUNNEL PORTA - HØGENTHEI

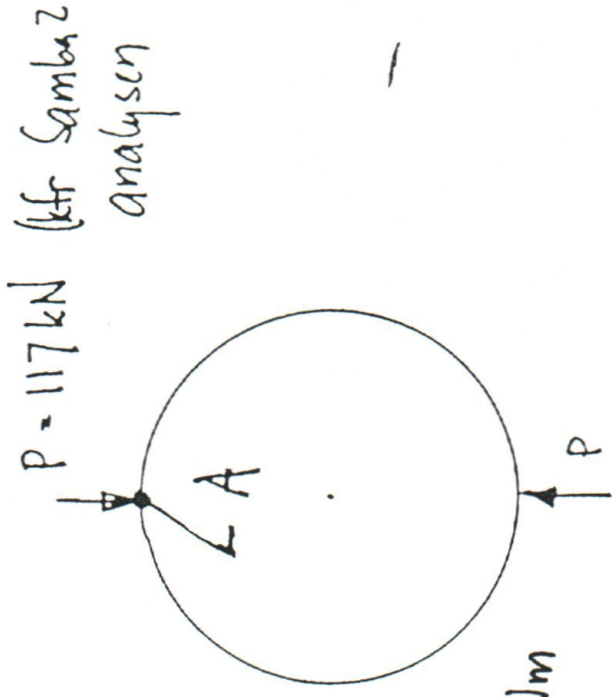


Jord trykk over portal 20m - reduksjon 50%

FORENKLET ANALYSE



$$N = \frac{200 \cdot 10.5}{2} = 1050 \text{ kN}$$



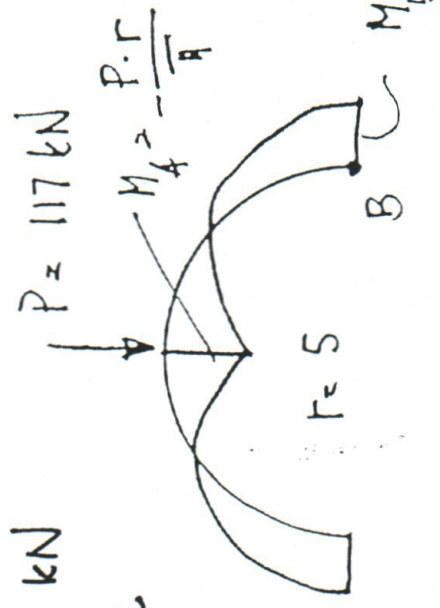
Snitt krefter

$$M_A = -186.2 \text{ kNm}$$

$$Q = 117 \text{ kN}$$

$$N_A = 1108.5 \text{ kN}$$

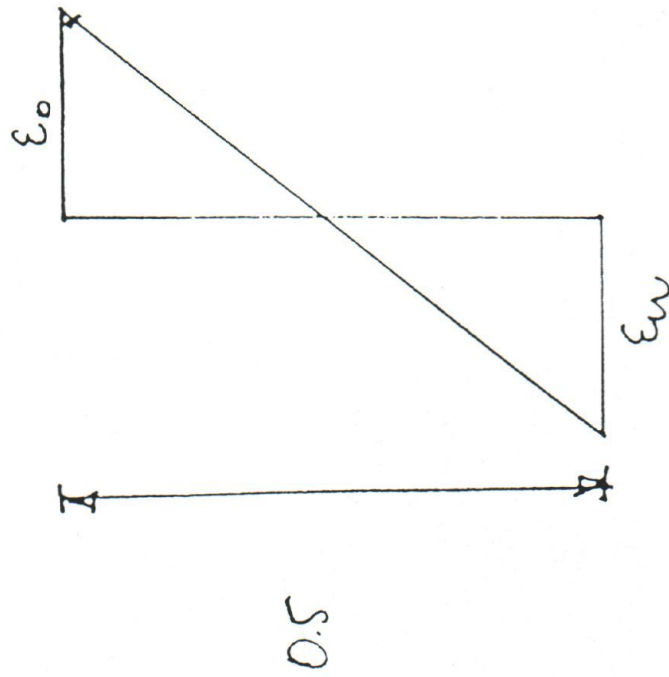
kfr SAMBAZ



$$N = 58.5 \text{ kN}$$

$$M_A = -117 \cdot \frac{5}{4} = -146.25 \text{ kNm}$$

$P = 117 \text{ kN}$ (kfr Sambaz analysen)



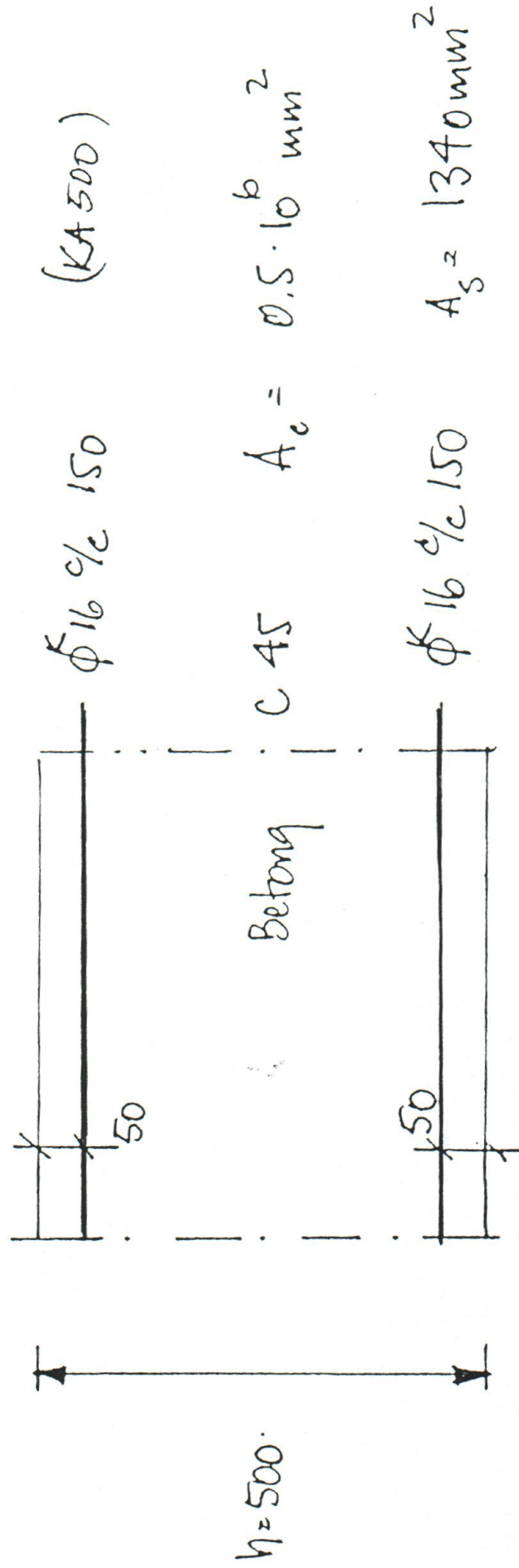
$$\frac{1}{R} = \frac{|\epsilon_0| + |\epsilon_u|}{0.5} = \frac{\sum \epsilon}{0.5} = \frac{1}{146.06}$$

$$\sum \epsilon = 3.42 \%$$

Målt nedböying 40 mm

Beregnet horisontal förskyning 32 mm
(målt 30-32 mm)

BEREGNER TVERRSNITTETS KAPASITET

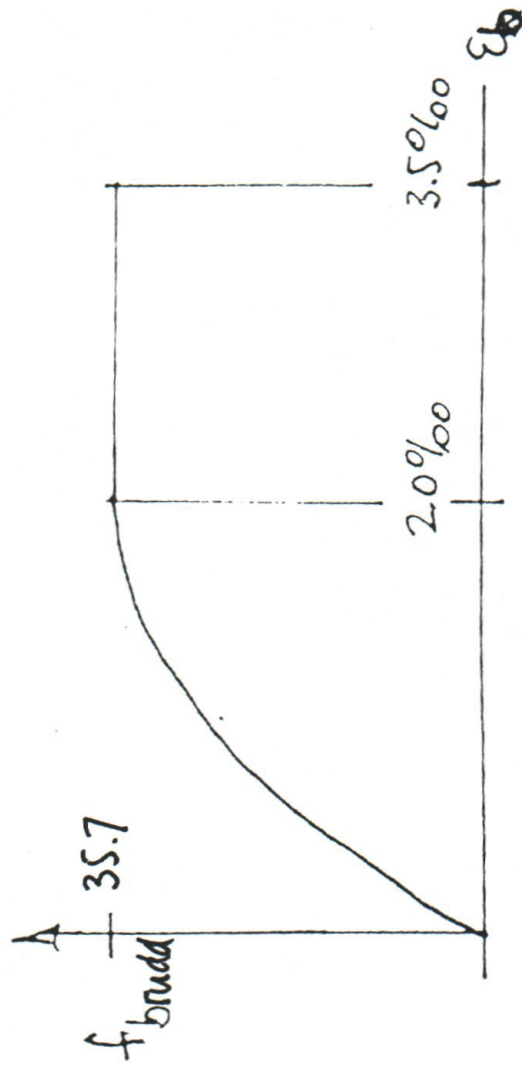


Kapasitet beregnes for flyte kraft i stålet $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$
 og bruddfasthet i betongen, dvs høyere fasthet en dimensjonerende fasthet f_{cd}

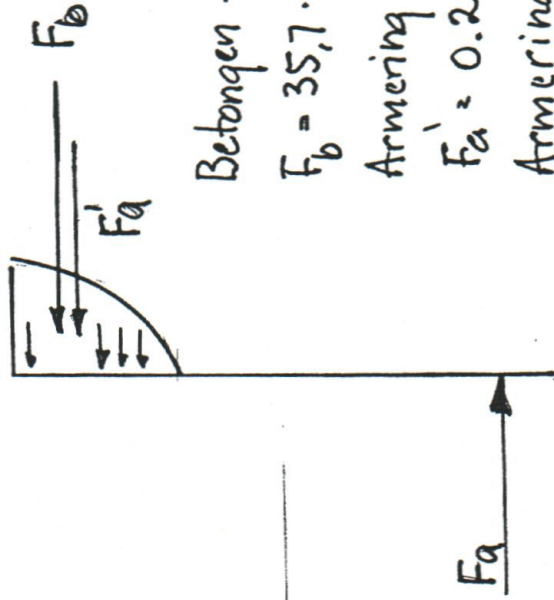
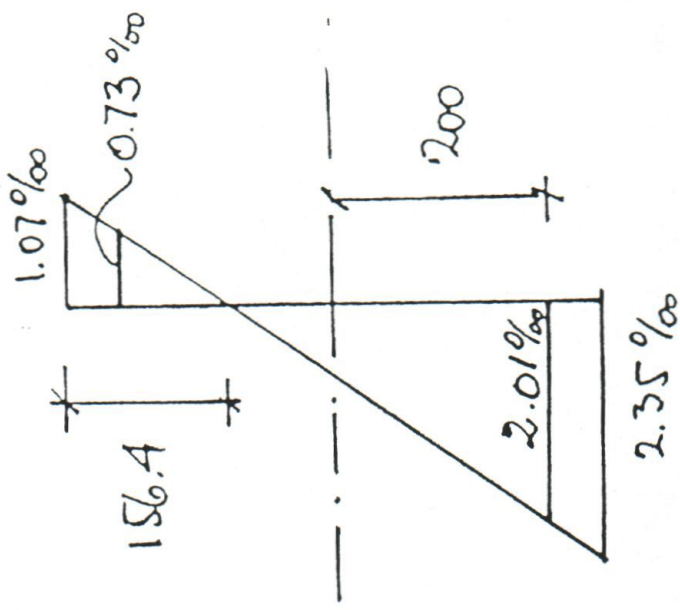
C45 $\rightarrow f_{cm} = 52.5 \text{ MPa} \rightarrow f_{cbrudd} = 52.5 \cdot 0.8 \cdot 0.85 = 35.7 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 35.7 / 1.25 = 28.6 \text{ MPa}$

Armeringsstyring ved flytning $500 / 0.21 \cdot 10^6 = 2.38 \text{‰}$



Benytter dette arbeidsdiagram for betongen



Betongen tar

$$F_b = 35,7 \cdot 0,4704 \cdot 156,4 = 2626,5 \text{ kN}$$

Armering i trykk

$$F_a' = 0,21 \cdot 0,73 \cdot 1340 = 205,4 \text{ kN}$$

Armering i strekk

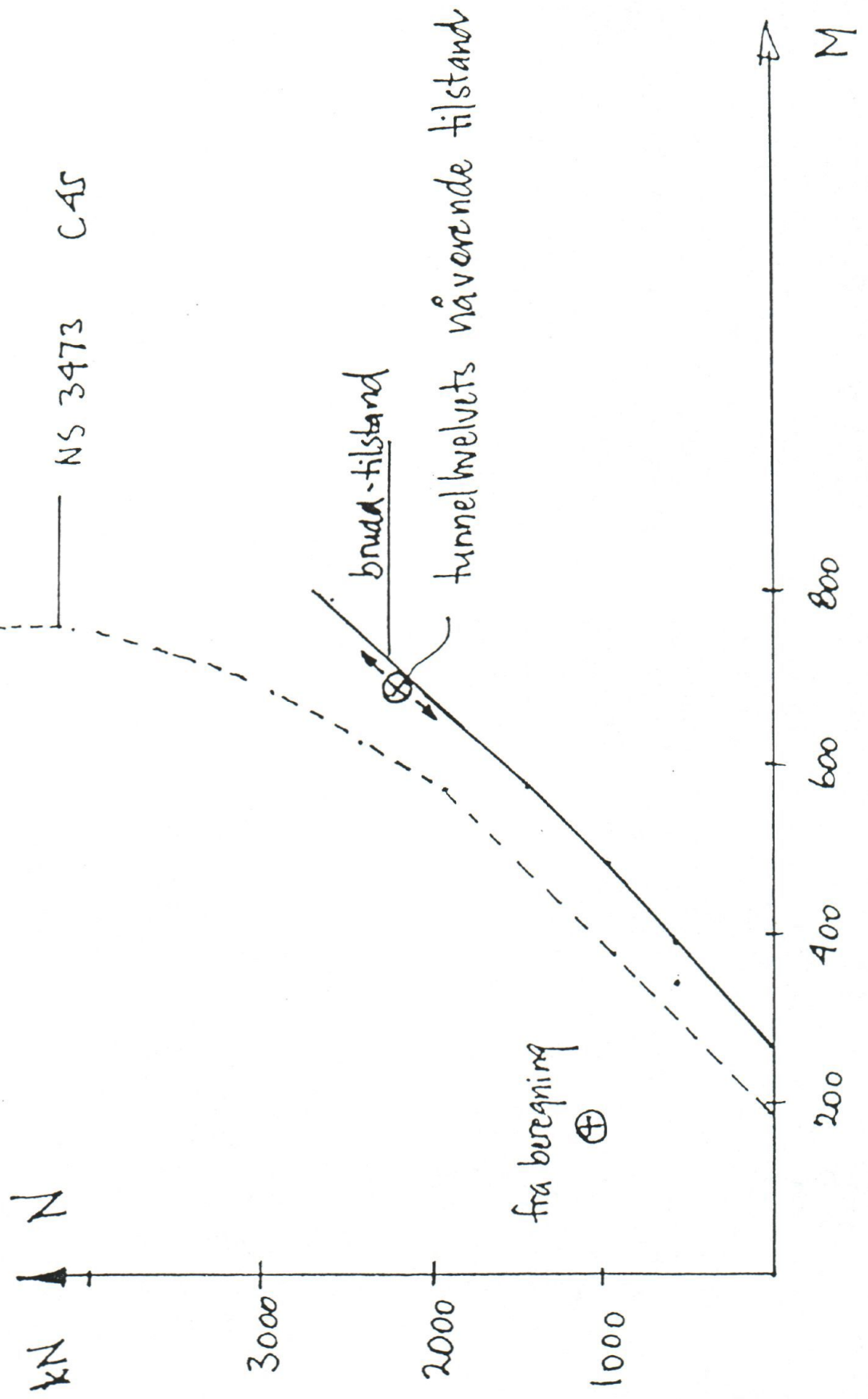
$$F_a = 0,21 \cdot 2,01 \cdot 1340 = 565,6 \text{ kN}$$

Moment $M = 673,9 \text{ kNm}$

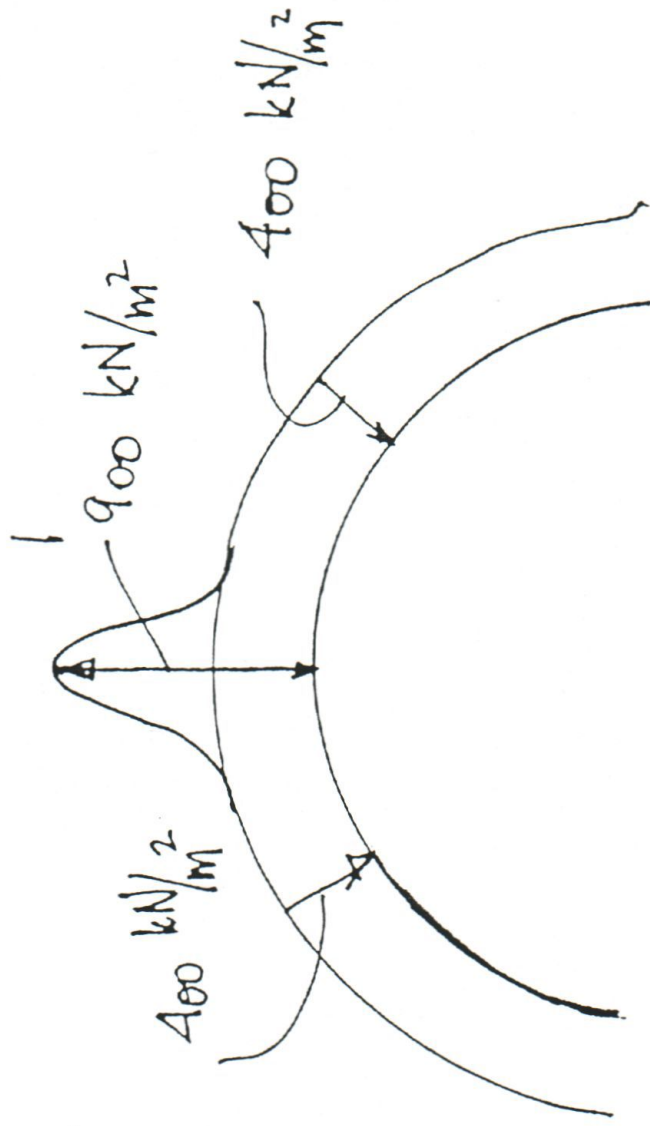
Aksialkraft $N = 2266,2 \text{ kN}$

ϵ_b ‰	ϵ_a ‰	N kN	M kNm	Nedböying y mm
0.8	2.4	568.9	395.7	37.5
0.9	2.4	988.6	479.4	38.7
1.0	2.4	1473.7	579.6	39.9
1.1	2.4	2.024,7	680.3	41.1
1.2	2.4	2.639.6	795.9	42.2

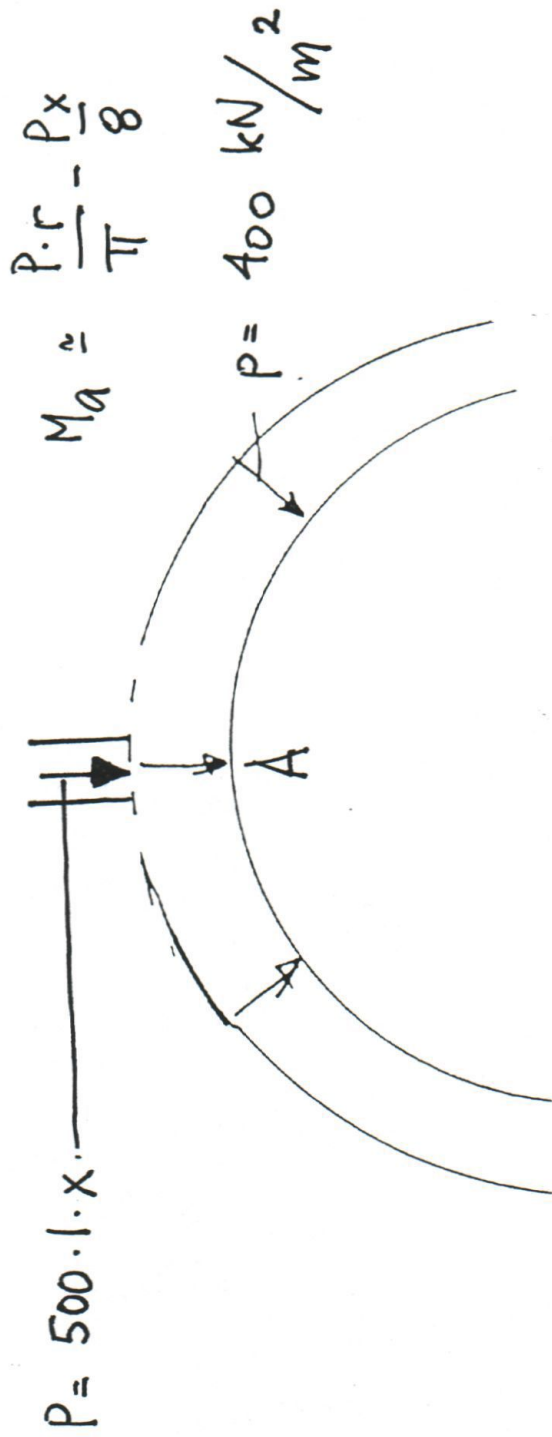
Verdiene er fremstilt i diagrammet under



Forenklet fremstilling av belastningene



jevn fordelt jordtrykk 400 kN/m^2
økt jordtrykk over toppen 900 kN/m^2



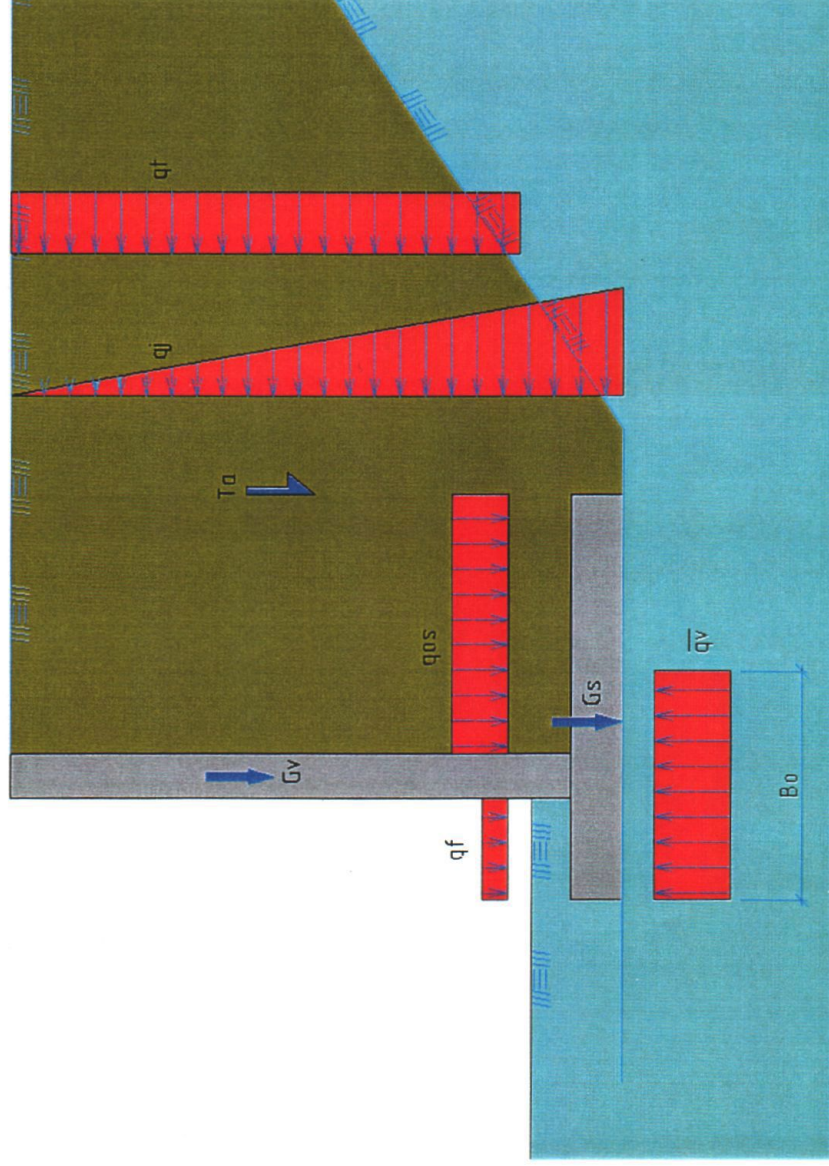
En jævnt fordelt last $P = 400 \text{ kN/m}^2$
 og en linjelast $P = 500 \cdot x \text{ kN/m}$

hvor $x =$ influens bredden

10

Støttemurer i betong

Dimensjoneringsfilosofi



- Regelverk.
- Dimensjoneringsfilosofi. Bruksgrense-/ bruddgrense-tilstanden.
- Identifisere laster/krefter på betongkonstruksjonen.
- Lastfaktorer.
- Dimensjonerende snitt og tverrsnittskrefter.
- Overdekningskrav
- Dimensjonering i bruksgrensetilstande.
- Dimensjonering i bruddgrensetilstanden.

Regelverk.

- NS3473 : "Betongstandarden"
- Prosjekteringsregler for bruer.
- Håndbok 100. Bruprosjektering 03-Støttemurer. (event. Håndbok 016).

Dimensjoneringsfilosofi:

- Bestandighet : 100 års levetid for konstruksjoner. Bruksgrensetilstanden.
- Ekstremlaster : Sikkerhet mot sammenbrudd. Bruddgrensetilstanden.

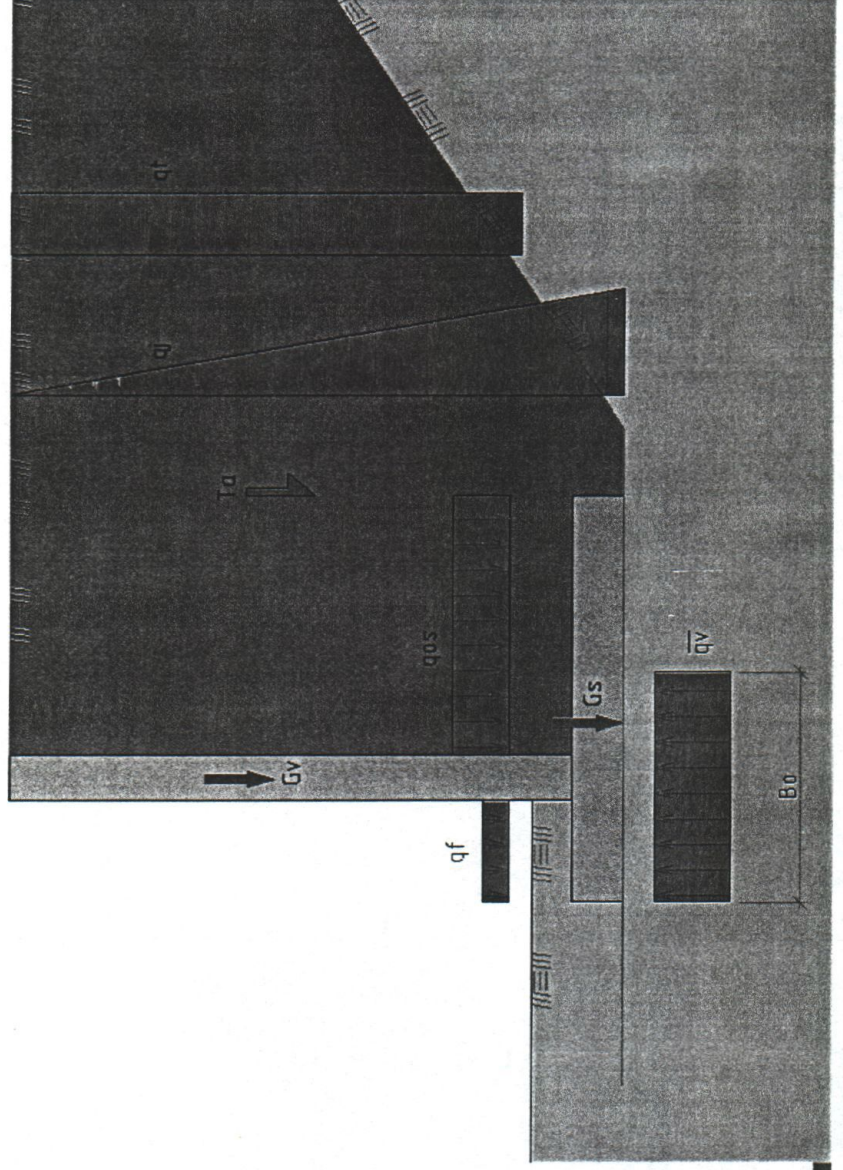
Laster / krefter på betongkonstruksjonen

Horisontale laster:

- Jordtrykk (q_j)
- Jordtrykk fra trafikklaster (q_t)
- (Friksjon under såle)

Vertikale laster:

- Egenvekt betong (G_v , G_s)
- Jord over baklabb (q_{os})
- Jord over "tå" (q_f)
- Grunntrykk (q_v)
- Skjærkraft i snitt bak såle (T_a)



Lastfaktorer:

I *Prosjekteringsregler for bruer* Del II pkt. 4.2.2 og pkt 4.2.3 , Tabell II-5 og Tabell II-6, finner vi matriser som gir lastfaktorer for de forskjellige grensetilstander. Oppsummert for støttemurer kan i de fleste tilfeller benyttes følgende:

Bruksgrensetilstanden:

Jordlaster : $\gamma = 1.0$

Egenvekt betong $\gamma = 1.0$

Nyttelaster (trafikk) $\gamma = 0.5$

Bruddgrensetilstanden:

Jordlaster : $\gamma = 1.0$

Egenvekt betong $\gamma = 1.2$

Nyttelaster (trafikk) $\gamma = 1.3$

EKSEMPEL PÅ ELDRE MURAR



RV 55 LEIKANGER – HELLA

IKKJE SÅ STOR STEIN

UJAMNE SKIFT

MEN KVAR STEIN "PASSAR" GODT I MUREN

SLIK AT MUREN ER TETT. DERMED LITE

PÅKJENNING PÅ STEINANE



Statens vegvesen

Sogn og Fjordane

Dimensjonerende snitt og tverrsnittskrefter

Følgende snitt bør kontrolleres:

- Såle ved framkant vegg (Snitt I).
- Såle ved bakkant vegg (Snitt II).
- Vegg ved overkant såle (Snitt III)
- 1/3 pkt. for vegg regnet fra overkant såle (Snitt IV)
- 1/2 pkt. for vegg regnet fra overkant såle (Snitt V)

Snitt IV og V kan utelates ved lavere murer der det ikke er aktuelt å redusere armeringsmengden høyere opp i veggen.

For snitt I - III bør både momentkapasitet og skjørkapasitet kontrolleres.

Tverrsnittskrefter:

$$M_I := (q_v - q_f) \cdot \frac{B_t^2}{2} \quad \text{For } B_0 > B_t$$

$$M_I := q_v \cdot \frac{B_0^2}{2} - q_f \cdot \frac{B_t^2}{2} \quad \text{For } B_0 < B_t$$

$$M_{II} := \frac{[B_f - (B - B_0)]^2}{2} \cdot q_v - q_{os} \cdot \frac{B_f^2}{2} - T_a \cdot B_f - P_{bolt} \cdot (B_f - C_0) \quad \text{For } B_0 > B_t$$

$$M_{II} := q_{os} \cdot \frac{B_b^2}{2} - T_a \cdot B_b - P_{bolt} \cdot (B_b - C_0) \quad \text{For } B_0 < B_t$$

$$M_{III} := \int_{OK_s\grave{a}le}^{Topp_vegg} (q_j \cdot x + q_t \cdot x) dx$$

Overdekningskrav

Prosjekteringsregler for bruer Del III pkt 2.6.1.5 gir krav til minimumsoverdekning for forskjellige konstruksjonsdeler avhengig av miljøbelastninger, inspeksjons- og vedlikeholds-muligheter.

- Støttemurer regnes som regel i miljøklasse MA.
- Vanskelig å inspisere og eventuelt vedlikeholde bak og under mur.

Dette gir i henhold til tabellen overdekningskrav 40 mm på veggen framside og 60 mm på øvrige flater.

De angitte kravene gjelder også for eventuelle monteringsjem. Utfyllende krav er gitt i Publikasjon nr 78 fra Vegdirektoratet.

Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

Ved kontroll av armeringen i bruksgrensetilstande er det to metoder:

- Kontrollere rissvidder eller utføre en
- forenklet kontroll av armeringsspenningen.

Beregning av rissvidder er relativt omfattende. Spenningskontroll er enkelt å utføre.

NS 3473 Tabell A.8.a og A.8.b angir tillatte spenninger avhengig av stangdiameter og senteravstand mellom jernene. Den laveste spenningen skal legges til grunn i kontrollen.

Tabellene angir tillatte spenninger for to forskjellige tillatte rissvidder ($w_k = 0.2\text{mm}$ og $w_k = 0.4\text{mm}$). Rissvidde kravet er $w_k = 0.3\text{mm}$. Det kreves da en interpolasjon av tabellverdiene for å bestemme tillatt armeringsspenning.

Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

Kontroller tverrsnittene for bøyemoment og skjærkrefter.

Moment:

$$d := h - o - \frac{\emptyset}{2}$$

Effektiv høyde

$$M_{cd} := 0.275 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot d^2$$

$M_{cd} > M_g \Rightarrow$ OK

$M_{cd} < M_g \Rightarrow$ Trykkarmering

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_g}{M_{cd}} \right) \cdot d \quad \text{Indre momentarm}$$

$$A_s := \frac{M_g}{z \cdot f_{sd}}$$

Nødvendig armering

Skjær:

NS 3473 pkt. 12.3.2 (forenklet metode)

$$V_{cd} := \left[0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{100 \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right] < 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot k_v$$

Kontroll for trykkbrudd er lite aktuelt for støttemurer

Geoteknisk prosjektering:

Materialkoeffisienten γ_m bestemmer sikkerhetsnivået og er avhengig metode for bestemmelse av styrke og bruddmekanisme.

Fig. 2.5 Håndbok 100-3 Støttemurer Materialkoeffisient γ_m

Skadekonsekvens	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Spøtt, kontraktant brudd
Mindre alvorlig	1,2	1,3	1,4
Alvorlig	1,3	1,4	1,5
Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Fig. 2.6 Håndbok 100-03. Støttemurer.

Mobiliseringsgrad f og 1/f

Undergrunn	Veggens fleksibilitet			
	Fleksibel	Normal	Stiv	
	f	1/f	f	1/f
Myk	0.9	1.11	0.8	1.25
Middels	0.8	1.25	0.7	1.43
Fast/Fjell	0.7	1.43	0.6	1.67
			0.5	2.0

I bruddgrensetilstanden bestemmes γ_m og f i hht HB-016.

I bruksgrensetilstanden er det noe mere forvirring omkring valg av γ_m og f.

Bruksgrensetilstanden

Håndbok-016

HB-016 pkt 0.3.3 Grensetilstander angir (med henvisning til NS3480) at **last og materialkoeffisienter skal settes lik 1.0** for analyse av forskyvninger, deformasjoner, erosjon, korrosjon eller annen nedbrytning som medfører at den ikke fungerer som forutsatt i **bruksgrensetilstanden**.

$\gamma_m = 1.0$ forutsetter egentlig en bruddsituasjon hvor jordens styrke utnyttes i sin helhet og forutsetter store deformasjoner. For støttekonstruksjoner i bruksgrensetilstanden vil dette være uakseptabelt. Dvs intensjonen i HB-016 på dette pkt kan ikke være at jordtrykk på mur/vegg skal beregnes med materialkoeffisient 1.0.

Håndbok 100, Bruprosjektering – 03. Støttemurer. (Ikke lengre gyldig)

Siden deformasjonene av en mur er mindre i bruksgrensetilstanden enn i bruddgrensetilstanden, skulle mobiliseringsgraden være noe mindre i bruksgrensetilstanden enn i bruddgrensetilstanden. Det er imidlertid her valgt å benytte Fig. 2.6 for begge tilstander. Det er likeledes valgt å benytte samme materialkoeffisient γ_m i brudd og bruksgrensetilstanden.

Forskjellene på brudd og bruksgrensetilstanden vil da kun være lastfaktorer på variable laster.

Hva bør benyttes i bruksgrensetilstanden?

03-Støttemurer angir et mulig valg. Pkt 0.3.3 i HB-016 kan ikke benyttes.

Redusert mobilisering av jordstyrken i bruksgrensetilstanden bør tas hensyn til. Øvre grenseverdi for jordtrykk på en stiv mur bruksgrensetilstanden vil være tilnærmet lik **karakteristisk hviletrykk**.

AAS-JAKOBSEN

11

TØRRMURAR

PRAKTISKE ERFARINGAR LANDKAR I TØRRMUR

SVERRE FURE
STATENS VEGVESEN SOGN OG FJORDANE
OKTOBER 2002



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

INNHALD

**DETTE INNLEGGET TEK I HOVEDSAK
FØRE SEG:**

LITT OM LITTERATUR/HANDBØKER

DEFINISJON AV MURTYPAR

LITT OM DIMENSJONERING

**KVA SOM ER VIKTIG FOR AT MUREN
SKAL BLI STERK OG VARIG**

TYPISKE SKADER PÅ MUR

**EKSEMPEL PÅ ELDRE MURAR
ELDRE BRUER MED MURA LANDKAR**

**NYE SMÅBRUER OG UNDERGANGAR
MED MURA LANDKAR**



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

LITTERATUR M.M.

HÅNDBOK 182

TØRRMURING MED MASKIN

UTGITT AV STATENS VEGVESEN

TØRRMUR I VEGBYGGINGA

HORDALAND VEGKONTOR 1981

FILMEN "EIN TØRRMUR VARER

EVIG" UTGITT AV STATENS VEGVESEN

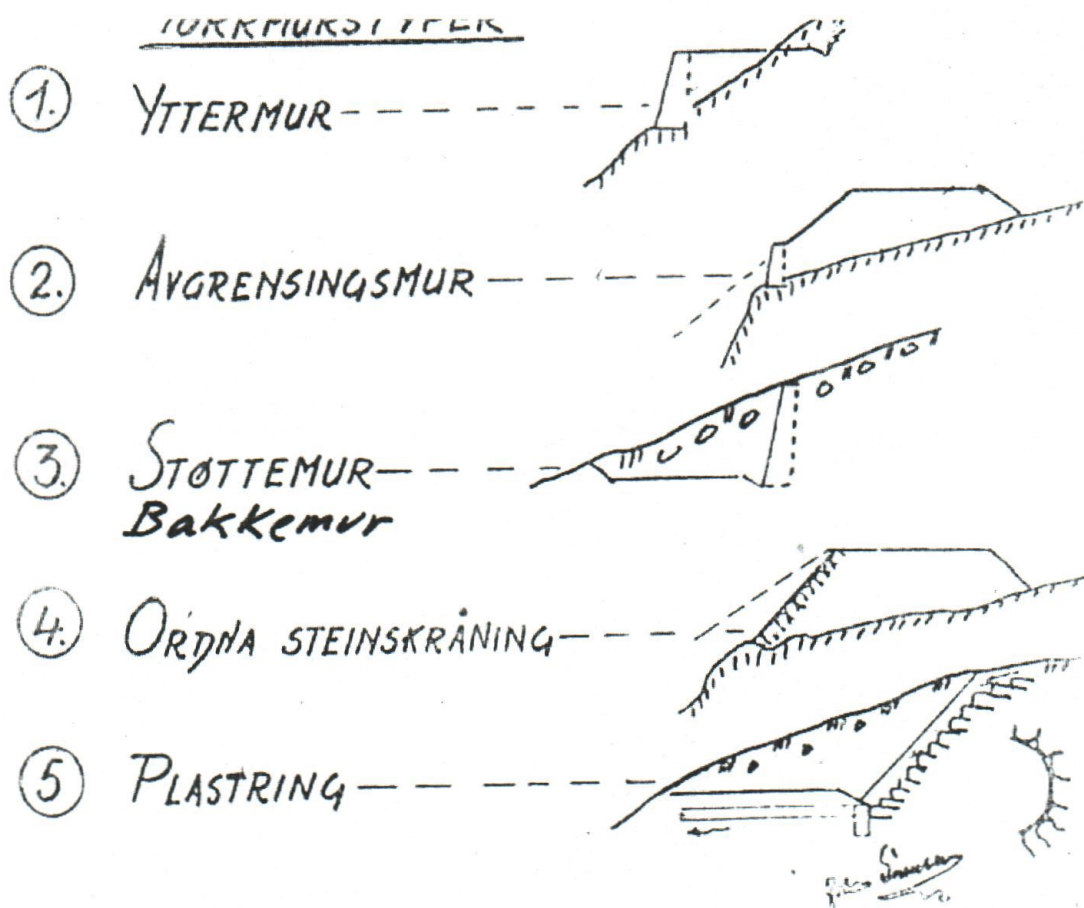
ÅR 2000



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

DEFINISJON AV MURTYPAR

HENTA FRÅ HEFTET "TØRRMUR I
VEGBYGGINGA ", UTGJEVE AV HORDALAND
VEGKONTOR 1981



DIMENSJONERING AV TØRRMURAR

I SOGN OG FJORDANE HAR DET
HEILE TIDA VORE FOLK I ETATEN MED
STOR ERFARING I TØRRMURING.
DIMENSJONERING HAR DERFOR
STORT SETT VORTE UTFØRT
SKJØNNMESSIG.

DET FINST
DIMENSJONERINGSTABELLAR, M.A.
HAR HORDALAND VEGKONTOR LAGA
EIN TABELL FOR YTTERMUR OPP TIL
6.5 M.

DET ER OGSÅ LAGA EIT REKNEARK
FOR DIMENSJONERING AV TØRRMUR.
KARL SIGURD FREDRIKSEN, STATENS
VEGVESEN AUST-AGDER, 1999.

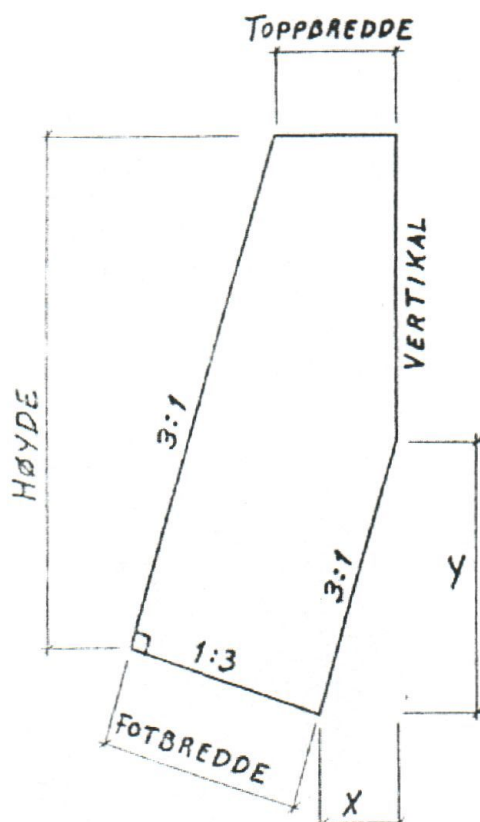


Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

SKJEMA FOR DIMENSJONERING AV TØRRMURAR FRÅ HEFTET "TØRRMUR I VEGBYGGINGA "

DET VISTE SKJEMAET GJELD FOR HELLING 3:1
HEFTET HAR OGSÅ SKJEMA FOR 4:1

FRONTHELNING 3:1



HØYDE	FOT- BREDDE	TOPP- BREDDE	X	Y
2,00	1,25	1,00	0,44	1,32
2,50	1,40	1,05	0,51	1,53
3,00	1,55	1,10	0,58	1,74
3,50	1,70	1,15	0,64	1,92
4,00	1,85	1,20	0,70	2,10
4,50	2,00	1,25	0,77	2,31
5,00	2,15	1,30	0,84	2,52
5,50	2,30	1,35	0,91	2,73
6,00	2,45	1,40	0,98	2,94
6,50	2,60	1,45	1,04	3,12



Sogn og Fjordane

NØDVENDIG MURBREIDDE KAN OPPNÅAST PÅ TO MÅTAR:

**1. MED MINDRE STEIN LAGT I
FORBAND INNOVER I MUREN TIL
ØNSKA BREIDDE ER NÅDD.**

**DETTE STILLER KRAV TIL MEST
MOGLEG JAMN STEIN, OG VAR DEN
VANLEGE MÅTEN FØR NÅR ARBEIDET
VART GJORT MED HANDREISKAP**

2. MED BRUK AV STOR STEIN

**I DAG NÅR MURINGA VERT GJORT
MED GRAVEMASKIN ER DET MEIR
VANLEG Å SORTERE UT STEIN UNDER
UTLASTING AV SKJERINGAR, OG
BRUKE DEI STØRSTE
STEINANE NEDST I MUREN**



VIKTIGE PUNKT FOR Å FÅ EIN STERK OG VARIG MUR

**1.FUNDAMENTERING:
MURFOTEN MÅ STÅ PÅ TELESIKKER
OG SETNINGSFRI MASSE
BESTE FUNDAMENTERINGA ER
DIREKTE PÅ FJELL**

**2.BAKFYLL OG DRENERING
TELESIKKER, GODT DRENERANDE,
VELGRADERT MASSE, HELST
VELGRADERT SPRENGSTEIN, BAK TIL
FROSTFRI AVSTAND.
F. EKS. EINSGRADERT PUKK BØR IKKJE
BRUKAST.**

**BAKFYLLET MÅ ØVE MINST MULIG
TRYKK PÅ MUREN. BAKFYLL AV LAGD
STEIN KAN VERE AKTUELT, SPESIELT I
HØGE YTTERMURAR.**



EKSEMPEL PÅ ELDRE MURAR



RV 55 LEIKANGER – HELLA

VEGBANA I SVÆRT GOD STAND
INGEN TEIKN TIL SETNINGAR ELLER SPREKKER
IKKJE PROBLEM MED VATN ELLER TELE



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

EKSEMPEL PÅ ELDRE MURAR



RV55 LEIKANGER- HELLA
YTTERMUR MED STØRSTE HØGDE 10-12 M
BYGGJEÅR 1956
INGEN TEIKN TIL SVAKHEITER ELLER SKADER
FUNDAMENTERT PÅ FJELL
HEILE VEGKROPPEN TRULEG OPPBYGD AV LAGD
STEIN HEILT INN TIL FJELL



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

EKSEMPEL PÅ ELDRE MURAR



RV55 LEIKANGER- HELLA
VEGEN HAR MANGE YTTERMURAR
MURANE ER FUNDAMENTERTE PÅ FJELL
BYGGJEÅR RUNDT 1955
INGEN TEIKN TIL SVAKHEITER ELLER SKADER



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

EKSEMPEL PÅ ELDRE MURAR



MUR MELLOM SANDANE OG REED I NORDFJORD
55 M LANG, STØRSTE HØGD 21 M
BYGD I 1880-ÅRA.

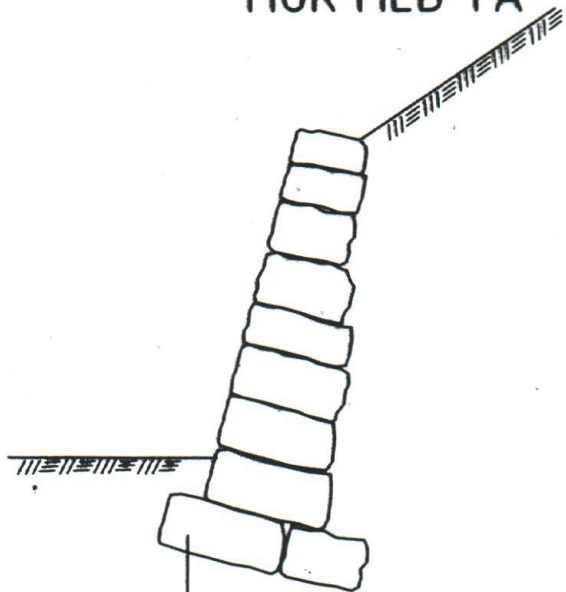
RV14, NO E39, GJEKK HER TIL 1979, DÅ VEGEN
VART ERSTATTA AV TUNNEL.

MUREN FRAMLEIS I GOD STAND
HER ER DET TRULEG LAGA EIN GOD FJELLFOT OG
VEGKROPPEN OPPMURA HEILT INN TIL FJELLET



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

MUR MED TÅ



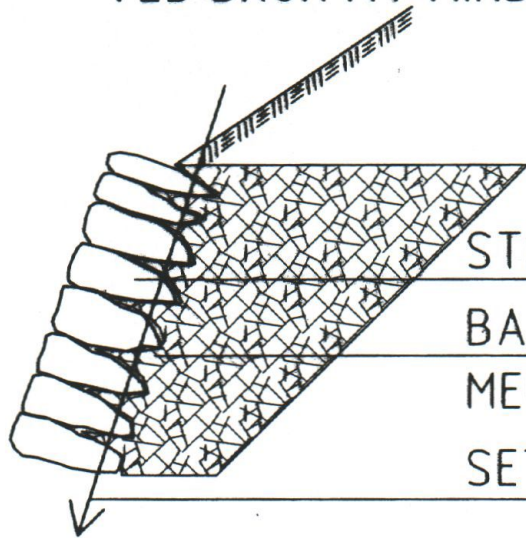
BEREFLATA KAN AUKAST MED Å
MURE TÅ

DETTE SER EIN OFTE PÅ ELDRE MURAR
SÆRLEG PÅ BRULANDKAR

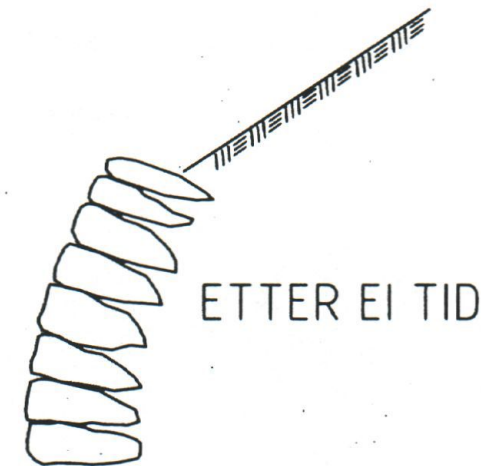
EIN MÅ SJÅ TIL AT TÅA TOLER
PÅKJENNINGA

IKKJE FOR LANG TÅ

TYPISK FEIL I UTFØRELSE
VED BRUK AV MINDRE GOD STEIN

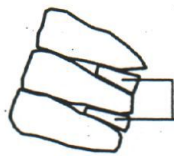


STEIN MED DÅRLEG FASONG
BAKFYLL LAGT FRAM
MELLOM STEINANE
SETNING I BAKFYLLET



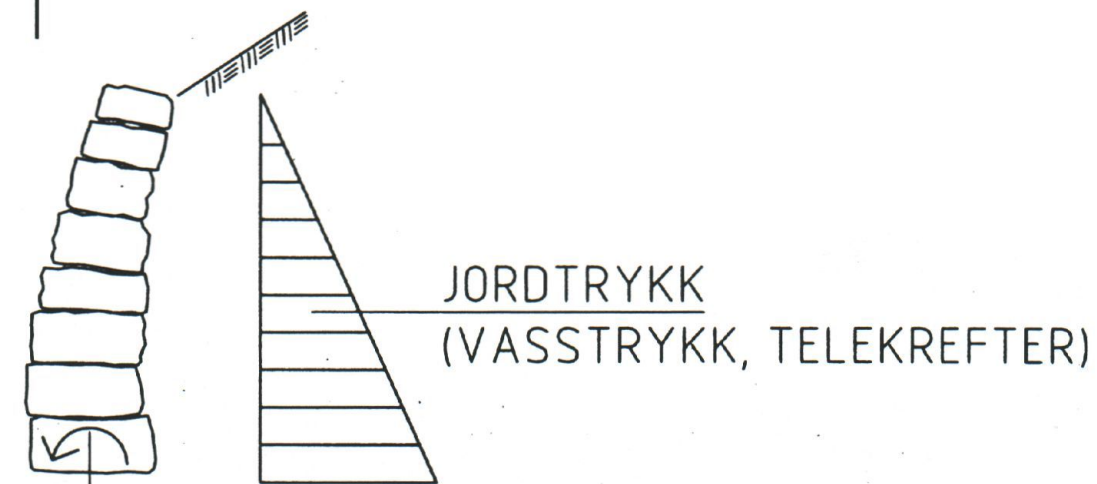
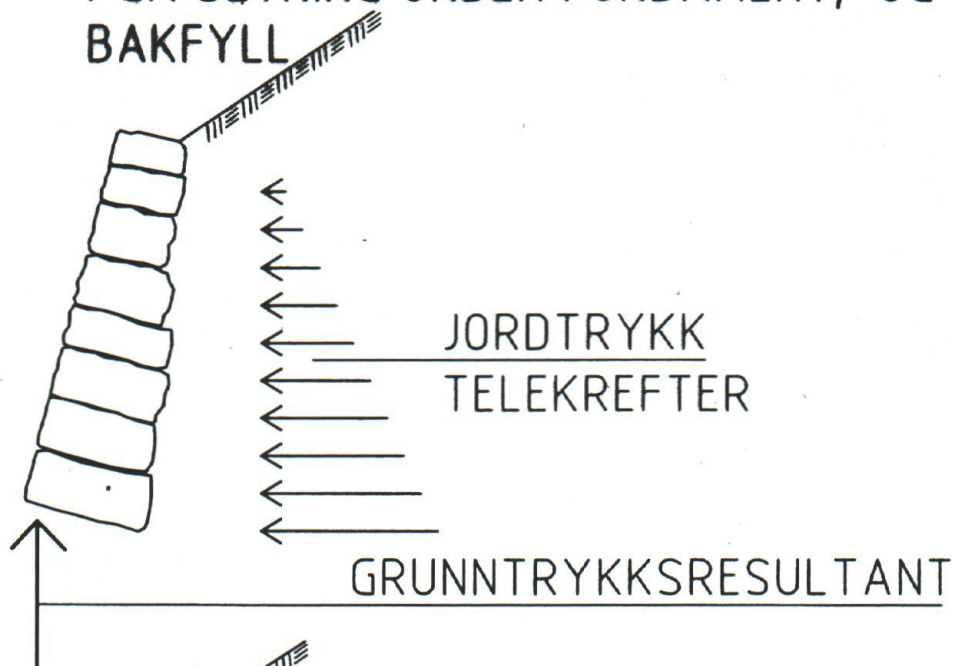
ETTER EI TID

ETTER KVART SOM NEDRE DEL AV MUREN VERT
BRATTERE, AUKAR TÅTRYKKET, OG MURTÅA
FÅR SETNING.



HVIS EIN MÅ BRUKE SLIK STEIN,
MÅ STEINEN SKORAST

TYPISK UTVIKLING MOT SAMANBROT AV MUR
PGA SETNING UNDER FUNDAMENT, OG TELEFARLEG
BAKFYLL



1. SETNING UNDER MURTÅ

2. STEINEN BIKKAR FRAM

3. JORDTRYKK/ TELE PRESSAR FRAM
STEINANE

4. ENDÅ STØRRE TÅTRYKK MED
PÅFØLGJANDE SETNING

5. FORBAND

NÅR STEINANE LIGG I FORBAND
VERT MUREN STERKARE MOT
LOKALE PÅKJENNINGAR

HAN TOLER BETRE SETNINGAR

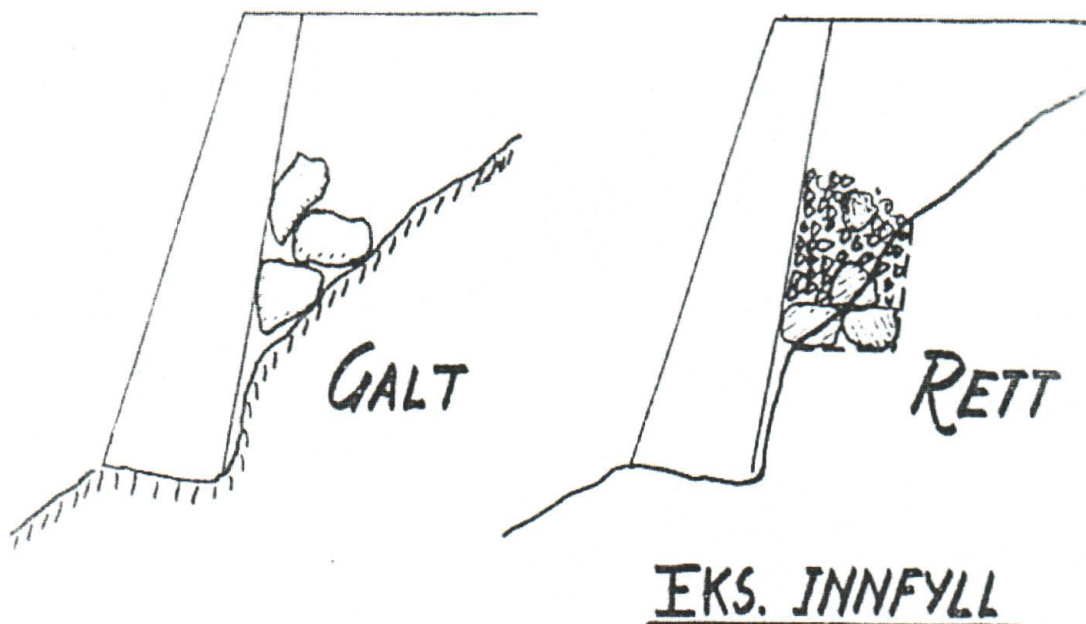
HVIS DET OPPSTÅR EIN LOKAL SKADE
NEDE I MUREN, VIL SKADEN IKKJE SÅ
LETT FORPLANTE SEG.

6. HELLING PÅ STEINEN
LIGGJEFLATA PÅ STEINEN SKAL
HELLE BAKOVER MED SAME VINKEL
SOM MURFRONTEN.
DÅ VIL IKKJE STEINEN FORSKYVE SEG



INNTILFYLLING FRÅ HEFTET "TØRRMUR I VEGBYGGINGA "

VIKTIG AT IKKJE BAKFYLLET KILAR
MOT MUREN
I STERKT SKRÅNANDE TERRENG, SÆRLEG
HVIS DET ER EI FJELLFLATE, MÅ DET
LAGAST FORTANNING



**GRAV UT RIKELEG, OG BRUK RIKELEG
BAKFYLL**

**DET ER BAKFYLLET SOM SKAL HOLDE
MASSENE BAK PÅ PLOSS**

MUREN SKAL HOLDE BAKFYLLET

**DEI FLESTE OBSERVERTE SKADER
PÅ MURAR SKULDAST SVIKTANDE
FUNDAMENTERING OG TELEFARLEG
ELLER USTABILT BAKFYLL**

**MOT SILTIGE/LEIRIGE MASSER MÅ
DET LEGGJAST FILTER ELLER
FIBERDUK**

**VATN MÅ TAKAST HAND OM OG
LEIAST VEKK.**



3.FRONTHELLING

YTTERMUR BØR HA HELLING 3:1

**STØTTEMUR (BAKKEMUR) KAN VERE
4:1 ELLER 5:1, MEN HELST 3:1**

**BRATT MUR STILLER STØRRE KRAV TIL
FUNDAMENTERING, STEINFASONG OG
BAKFYLL**

**MEDFØRER M.A. HØGARE JORDTRYKK
MOT MUREN OG HØGARE
GRUNNTRYKK UNDER MURTÅA**

**4. FORM OG STØRRELSE PÅ STEINEN
REKTANULÆRT TVERRSNITT GJER AT
STEINEN LIGG PÅ HEILE FLATA. DETTE
GJEV MEIR STABIL MUR OG MINDRE
SPENNINGAR I STEINEN.**

**DETTE VERT VIKTIGARE TIL HØGARE
MUREN ER. VED MURHØGDE 8-10 M
FÅR NEDSTE SKIFTA STORT VERTIKAL-
TRYKK OG STEINEN KAN SPREKKE
HVIS HAN "SPENNER" FOR LANGT**



EKSEMPEL PÅ ELDRE MURAR



FOLVEN BRU RV15 I OPPSTRYN

SPENNVIDDE 24 M

BYGGJEÅR 1952

LANDKAR I HOGGEN STEIN FUNDAMENTERTE PÅ
LAUSMASSER

IKKJE TEIKN TIL SETNINGAR ELLER ANDRE SKADER

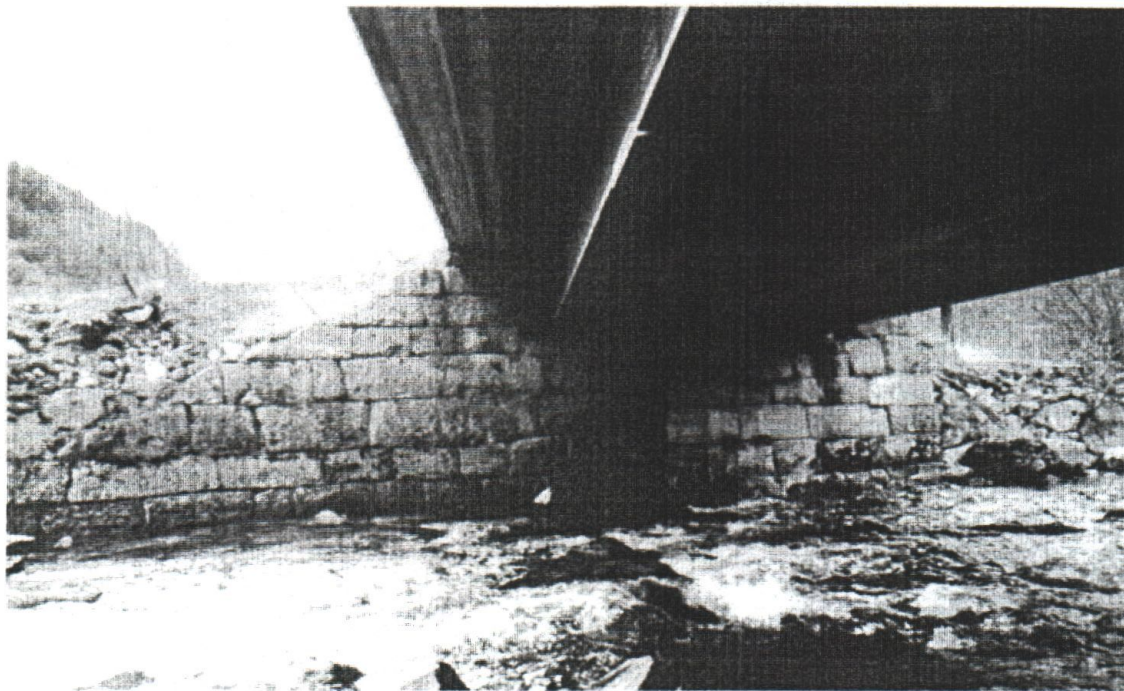
UTVIDA OG SKIFTA OVERBYGNING 1998

LANDKARA BEHALDNE OG UTVIDA



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

EKSEMPEL PÅ ELDRE MURAR



FOLVEN BRU RV15 I OPPSTRYN

ELDSTE DEL AV LANDKARA FRÅ RUNDT 1860
TIL HØGRE I BILDET
BOTNBREIDDE PÅ LANDKARA 3 M
TOPPBREIDDE 2 M

NEDERSTE SKIFT I MUREN ER TREKT FRAM
30-40 CM FOR Å REDUSERE GRUNNTRYKKET
BOTNSTEINANE LIGG MED LENGDA INNOVER



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

OM ELDRE LANDKAR I HOGGEN STEIN I TØRRMUR

MANGE BRUER OBSERVERTE
SPENNVIDDER OPP TIL 24 M

NESTEN ALLE I GOD STAND UTAN TEIKN
TIL SKADER

DEI FÅ TILFELLA DER DET HAR VORE
SKADER, SKULDAST EROSJON

HAR ALDRI SETT SKADER SOM SKULDAST
PÅKJENNINGAR PÅFØRT VIA
BRUOVERBYGNING



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

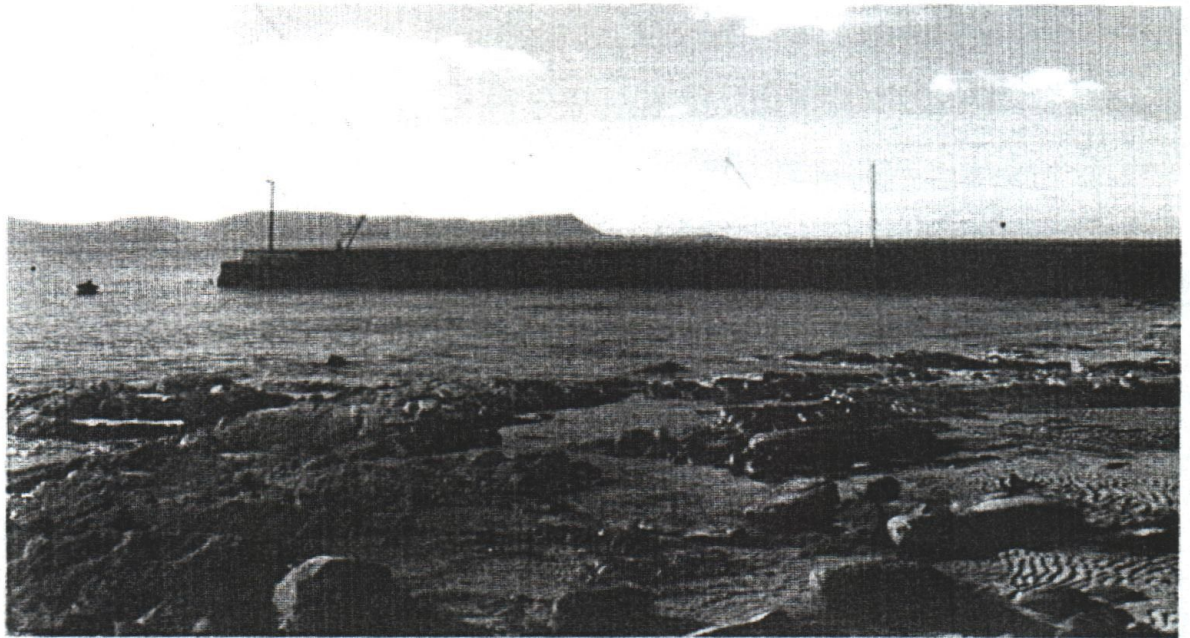
SAMANLIKNING AV TRE GENERASJONAR MOLOAR BYGDE AV STATENS HAMNE- VESEN OVER TIDSROMMET 1890-1980

ALLE TRE MOLOANE ER PÅ SAME
4 KM LANGE KYSTSTRIPE
ALLE TRE ER NOKSÅ LIKT UTSETTE FOR
BØLGEPÅKJENNING
GROV SJØ DIREKTE INN FRÅ OPE HAV

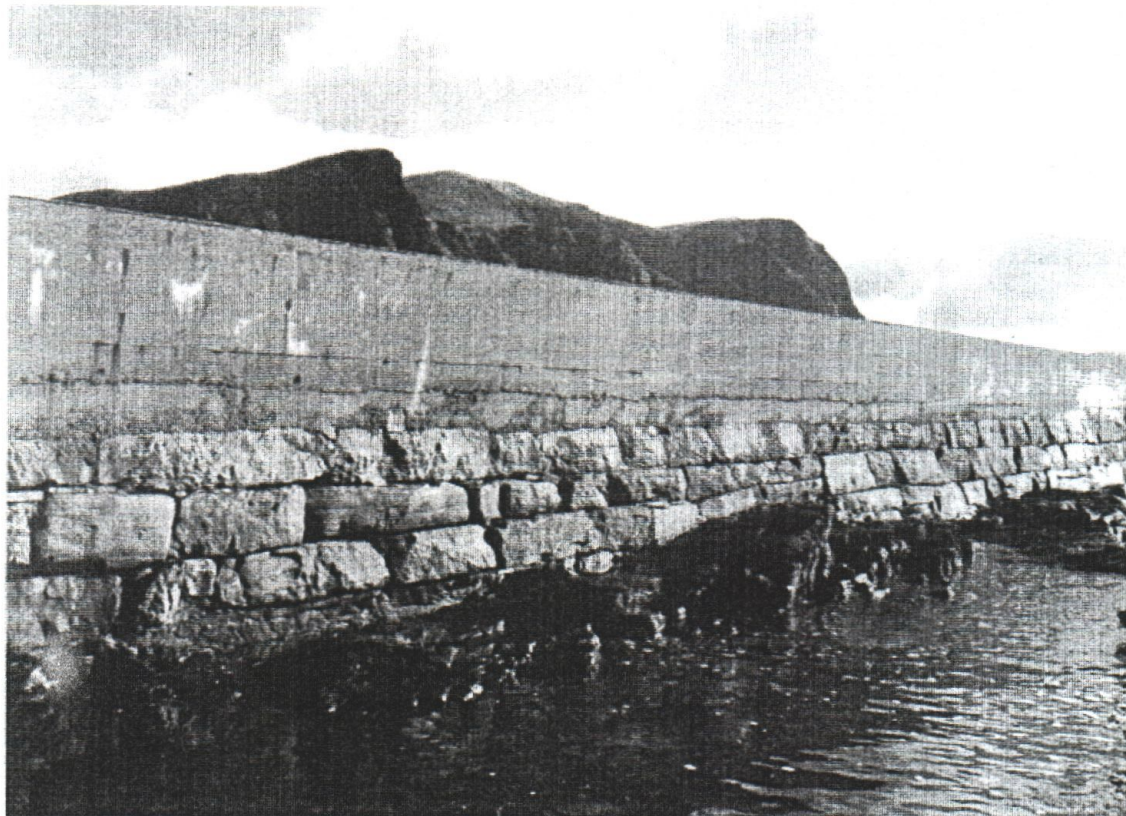


Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

MOLO BYGD AV HOGGEN STEIN FUNDAMENTERT PÅ FJELL BYGGEÅR RUNDT 1892



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane



**MUREN LIKE GOD I DAG OG KAN NOK
STÅ I MINST 100 ÅR TIL**

**DET HAR VORE UTFØRT EIN MINDRE
REPARASJON P.G.A. EIN STEIN SOM VART
DREGEN UT AV MUREN
DESSUTAN NY TOPPLATE OG NYTT,
SMALARE BRYSTVERN FOR Å GJE PLESS
TIL KØYRING PÅ MOLOEN**



**Statens vegvesen
Sogn og Fjordane**

MOLO BYGD AV BETONG FUNDAMENTERT PÅ FJELL BYGGEÅR 1955-1956



OMFATTANDE BETONGSKADER



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

PLASTRA FYLLINGSMOLO FUNDAMENTERT PÅ LAUSMASSE BYGGEÅR 1980



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

**FYLLINGSMOLOEN HAR HATT
OMFATTANDE REPARASONAR**

**FØRST OG FREMST PÅ GRUNN AV FOR DÅRLEG
FUNDAMENTERING AV PLASTRINGA**

PLASTRINGA GÅR IKKJE DJUPT NOK

**DESSUTAN FOR MYKJE FINSTOFF I FYLLINGA
DETTE HAR FØRT TIL UTVASKING OG SETNING**



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

BRUER OG UNDERGANGAR MED MURA LANDKAR

MURA LANDKAR GJEV RIMELEGE
LØYSINGAR. MED STEIN FRÅ ANLEGGET
KOSTAR MURANE 300- 500 KR./M2.

SOM OFTAST ESTETISK GODE
LØYSINGAR.
FOTGJENGARUNDERGANGAR KAN
GJERAST OPNE OG ROMSLEGE

LETT Å TILPASSE VINGEMURANE ETTER
SKRÅNINGSLAG OG VEGGEOMETRI

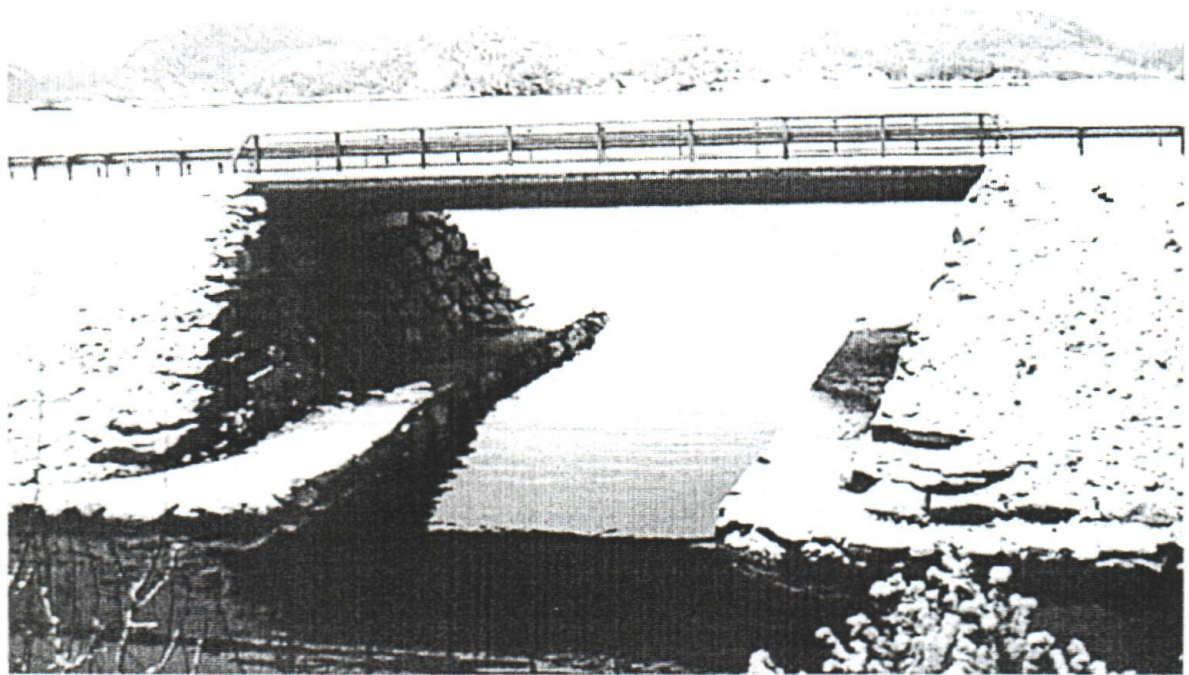
DRIFTSFORDELER: INNTILFYLLING OG
SKRÅNINGAR KAN GJERAST FERDIG
ETTER KVART SOM LANDKARET VERT
OPPMURA

UNNGÅR "BETONGPROBLEMA" MED
LANDKAR I ELLER NÆR SJØ.

RASK OG ENKEL PROSJEKTERING

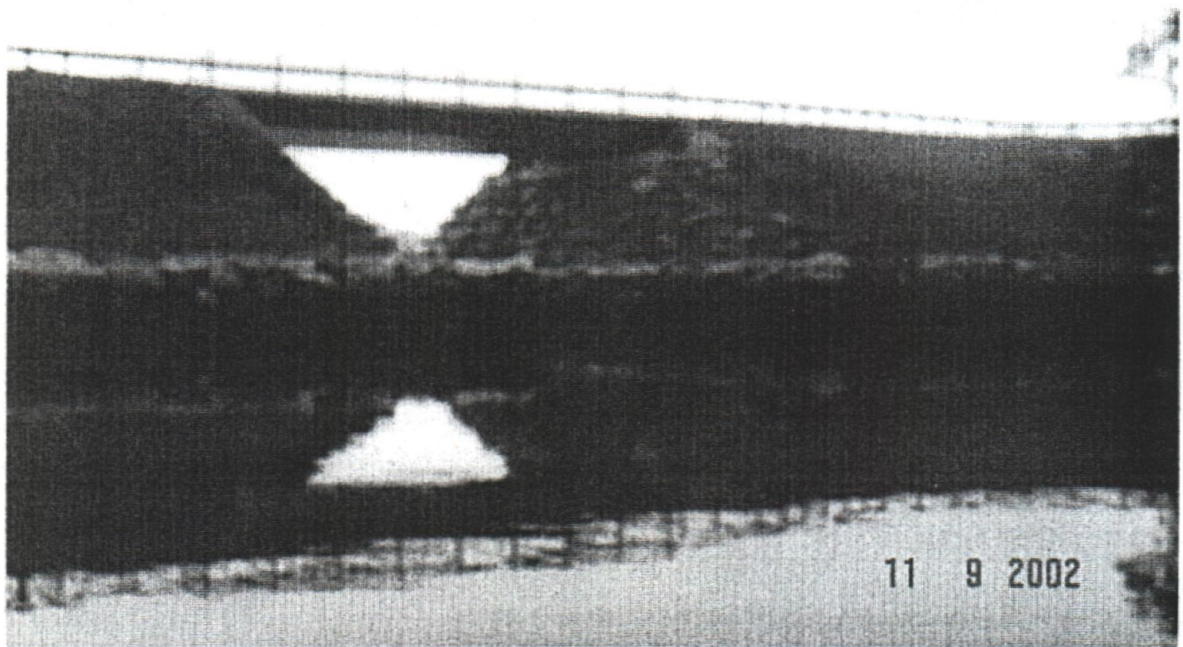


Statens vegvesen
Sogn og Fjordane



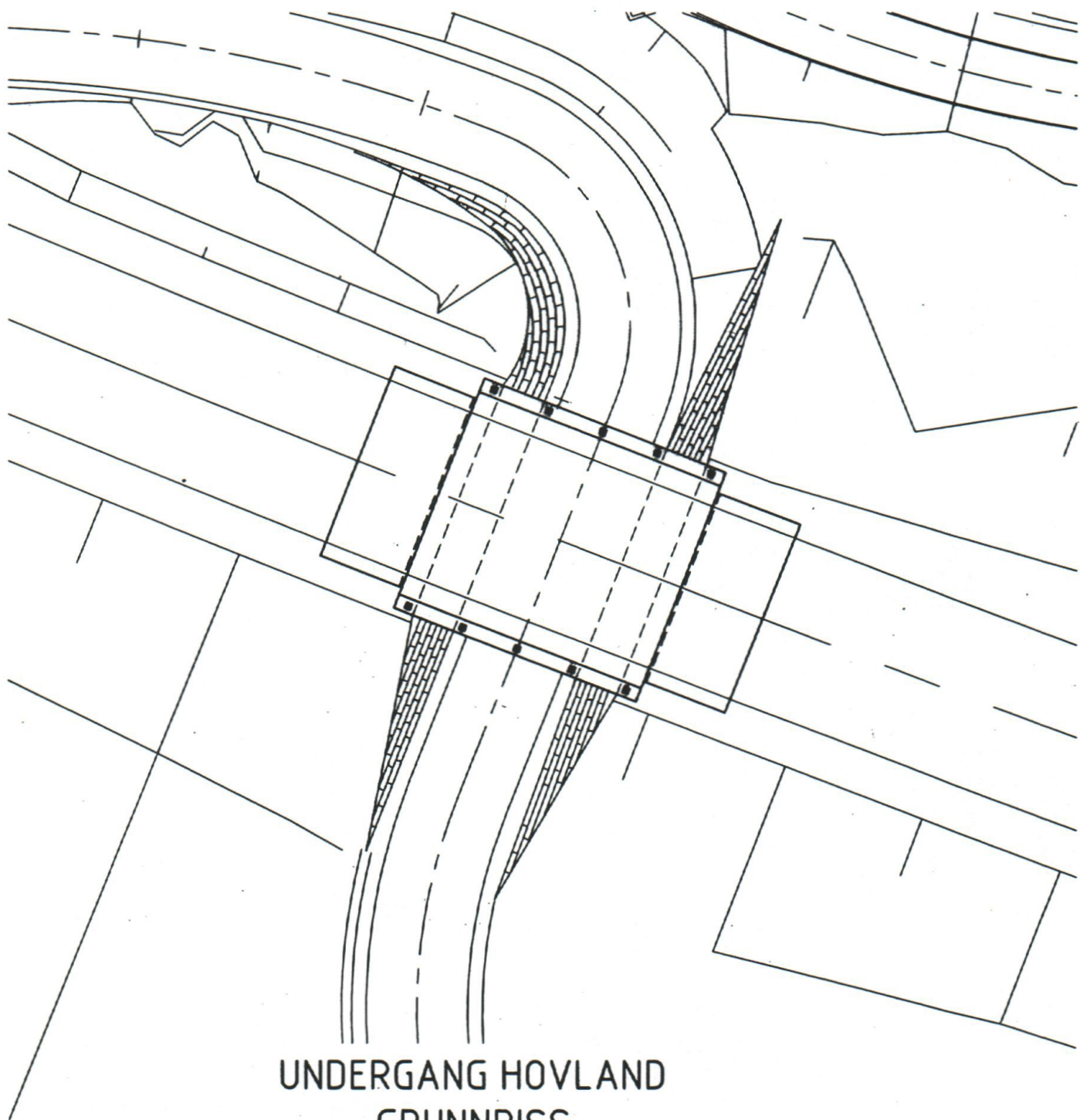
Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

*MEKEVIKA BRU
BRU I STØRRE SJØFYLLING*



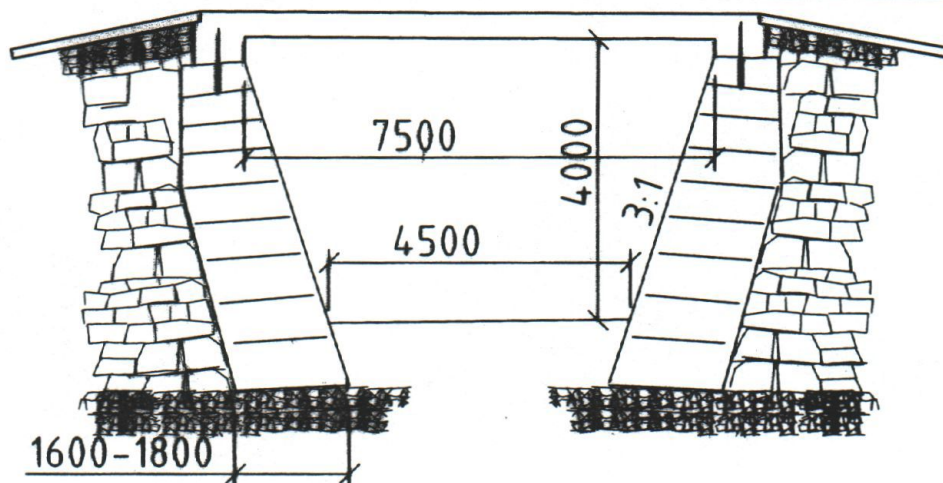
Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

Mekevika bru

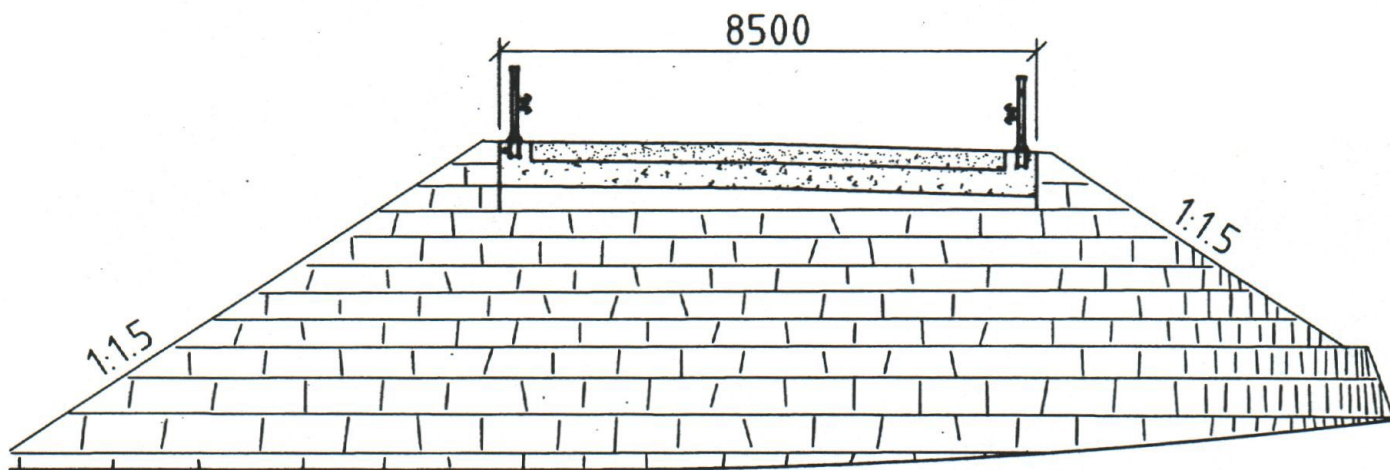


UNDERGANG HOVLAND
GRUNNRIS

JORDBRUKSUNDERGANG MED MURA VANGAR OG PLASSTØYPT PLATE



JORDBRUKSUNDERGANG HOVLAND
LENGDESNITT



TVERRSNITT

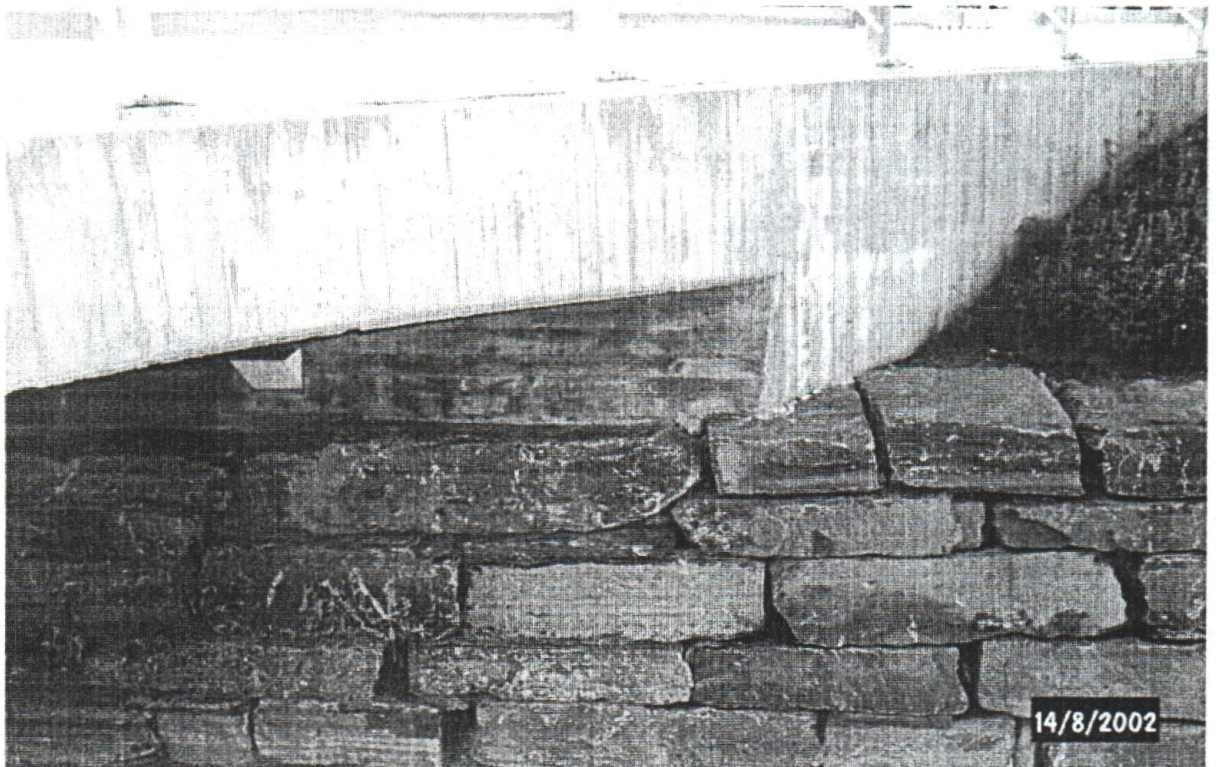
VANGAR MURA AV STEIN FRÅ ANLEGGET
FUNDAMENTERT PÅ KOMPRIMERT SPRENGSTEIN
BAKFYLL AV LAGD STEIN 2 M BAKOVER

BETONGPLATA STØYPT DIREKTE PÅ MURANE
FJELLBOLTAR FRÅ ØVSTE SKIFTET I MUREN OG OPP
I PLATA



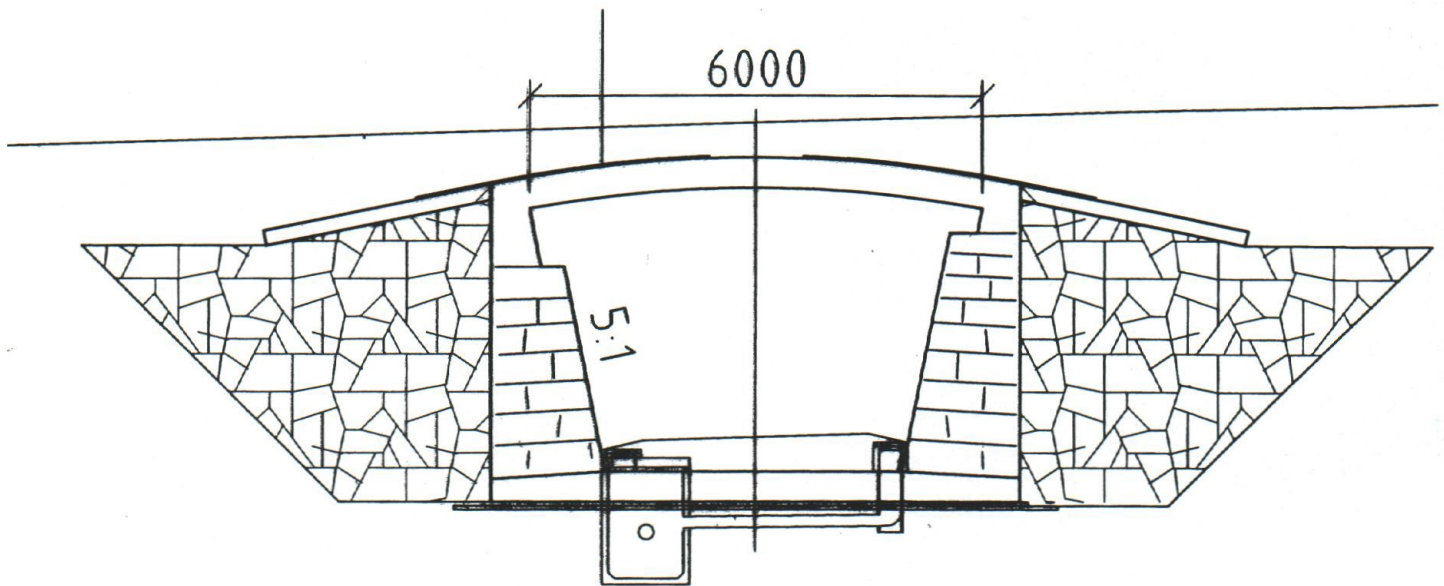
Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

RV5 UNDERGANG HOVLAND MURING AV VANGAR



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

E16 AURLAND – FLÅM UNDERGANG NYHEIM



UNDERGANG NYHEIM

FOTGJENGARUNDERGANG MED VANGAR I TØRRMUR

UNDERGRUNN BESTÅR AV KVIKKLEIRE
UNDER EIT 0,5 - 1 M SANDLAG

FUNDAMENTERING PÅ BETONGPLATE
MED FROSTISOLASJON AV SKUMPLAST

VEKT AV BRUOVERBYGNING HJELPER
HER TIL Å STABILISERE MUREN

INNKJØPT STEIN FRÅ STEINBROT
BAKFYLL AV TUNNELSTEIN

KOSTNAD MED MUR: CA 1500 KR. PR.M² FOR KJØP
AV STEIN, FRAKT, OG MURING INKLUDERT INNTILFYLLING



E16 AURLAND – FLÅM STAMPA BRU

**VEGBRU ØVST I BILDET
BRU I TURVEG NEDST
SPENNVIDDE 8 M**

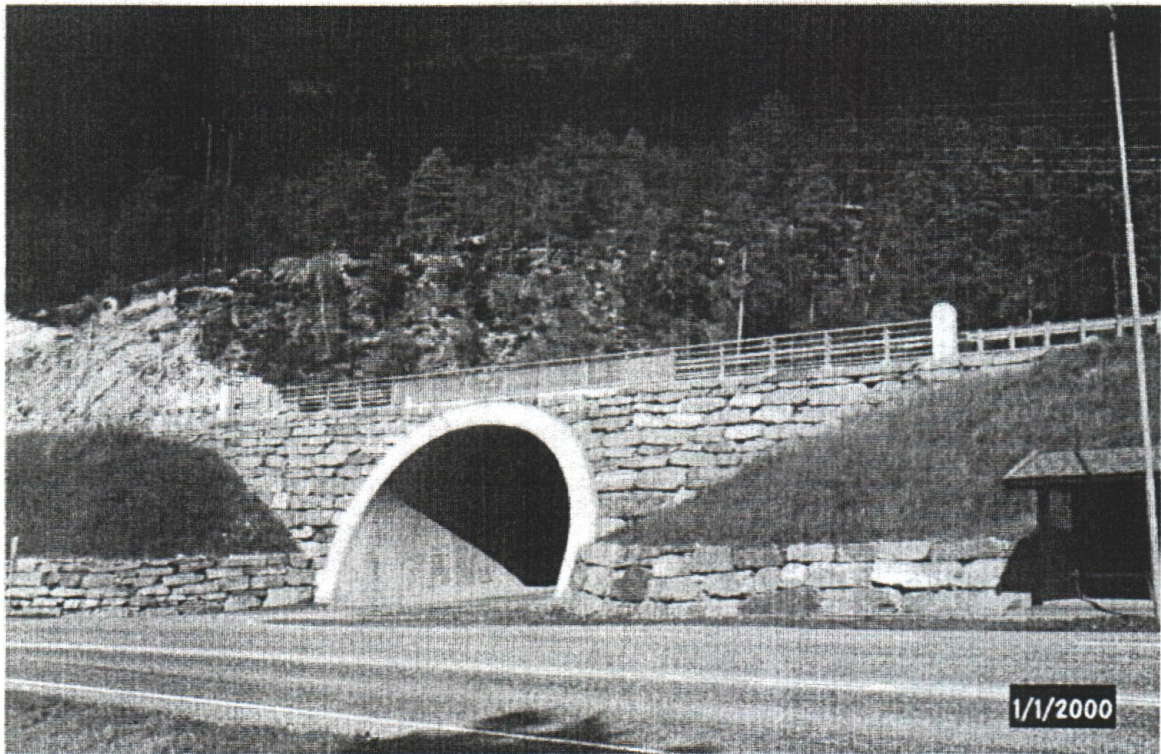
**OPPMURA ELVESIDER OG LANDKAR
PLASTRA BOTN**

BETONGOPPLEGG PÅ TOPP MUR

BRUPLATE MED AVLASTNINGSPLATER



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane



- E39 VED SANDANE
- UNDERGANG FOR KOMMUNAL VEG MED FORTAU
- LYSVIDDE 10.70 M
- STEIN FRÅ ANLEGGET
- KVELV FORSKALA MED TUNNELSKJOLD
- LØYSINGA VART VALT I STADEN FOR EI BRU PÅ 20-25 M
- BYGGJEÅR 1998



Statens vegvesen
Sogn og Fjordane

12

LANDKARLØSE BRUER

- PRINSIPPER
- FORDELER / ULEMPER
- Håndbøkene
- Asfaldfugen
- Eksempler
- "Eksperimenter"

ved **OLAV GRINDLAND**
BRUAVDELINGEN

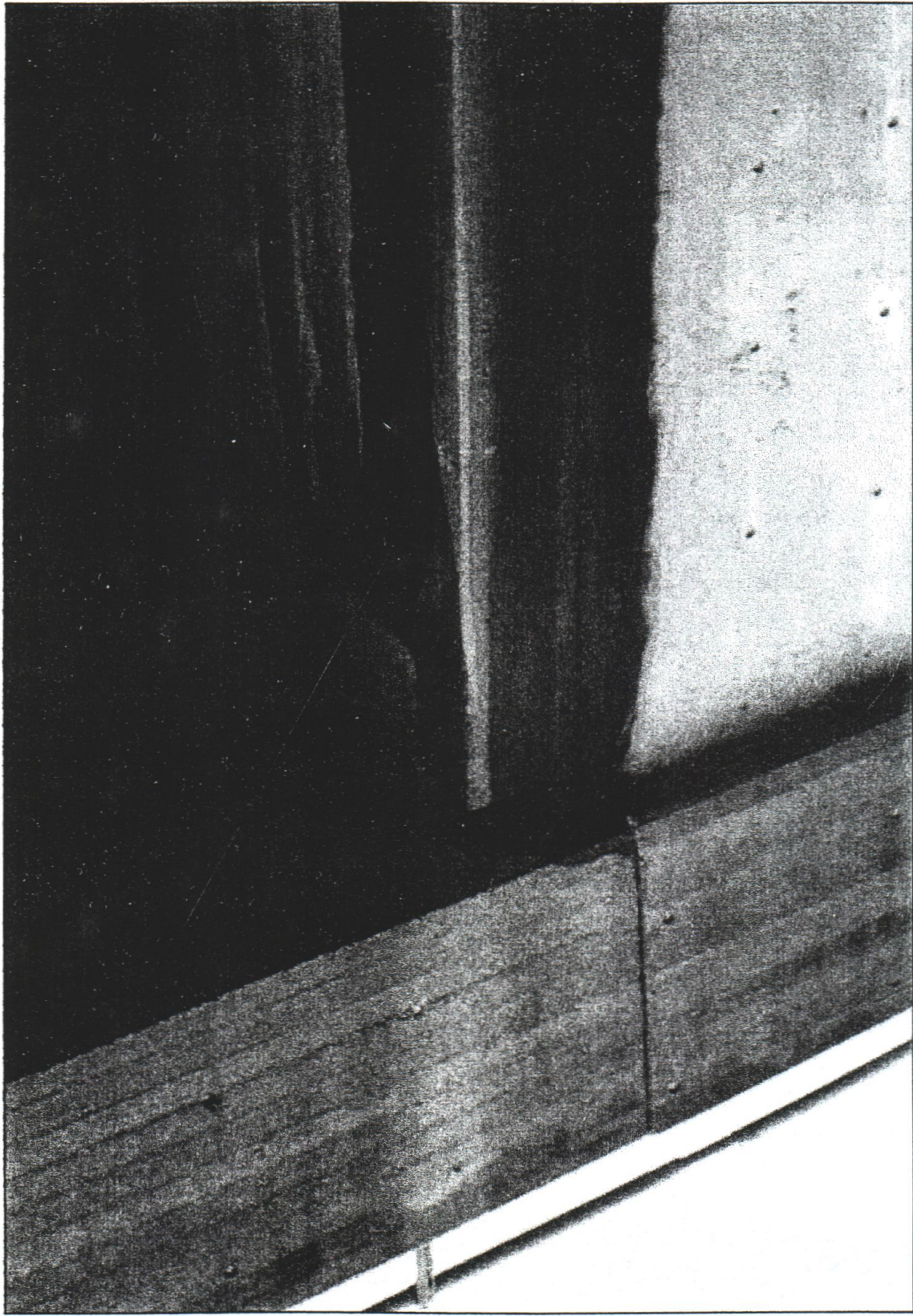
Kurs: Samvirke mellom jord og
konstruksjon

Quality Airport Hotel,
Gardermoen

22. - 23. oktober 2002

PS: En del tilføyelser er gjort for at
det skal bli mere forståelig i
etterkant.

OG/PH

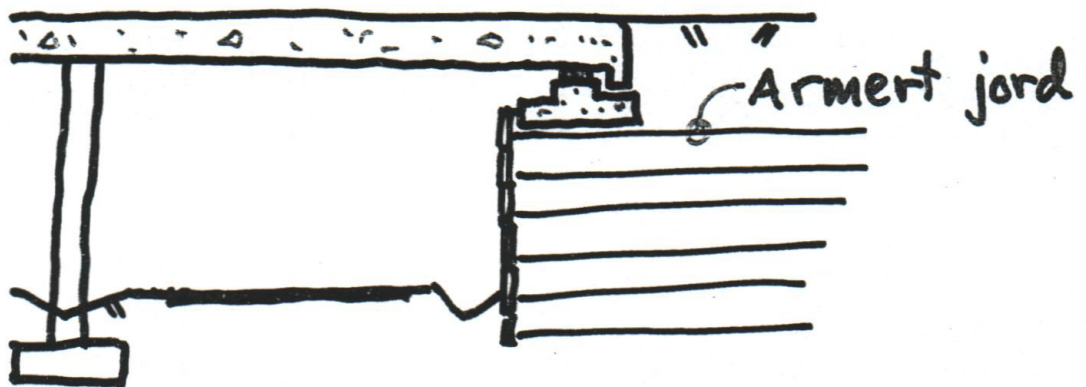
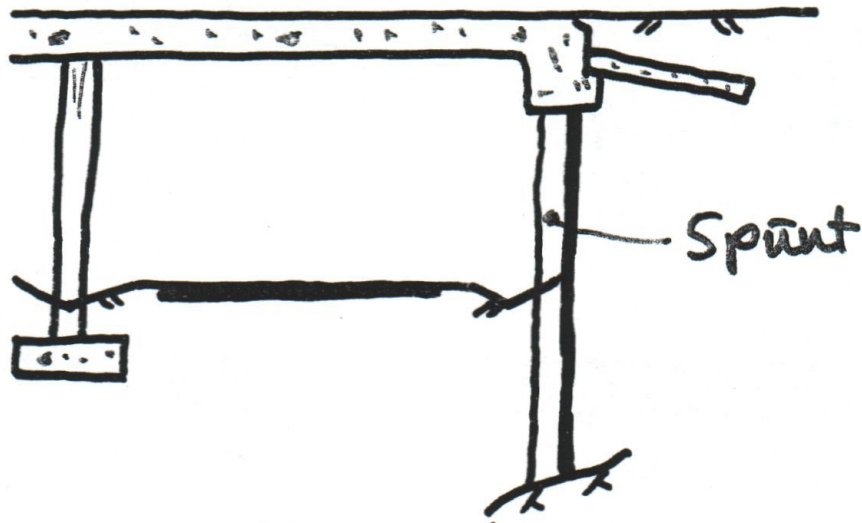
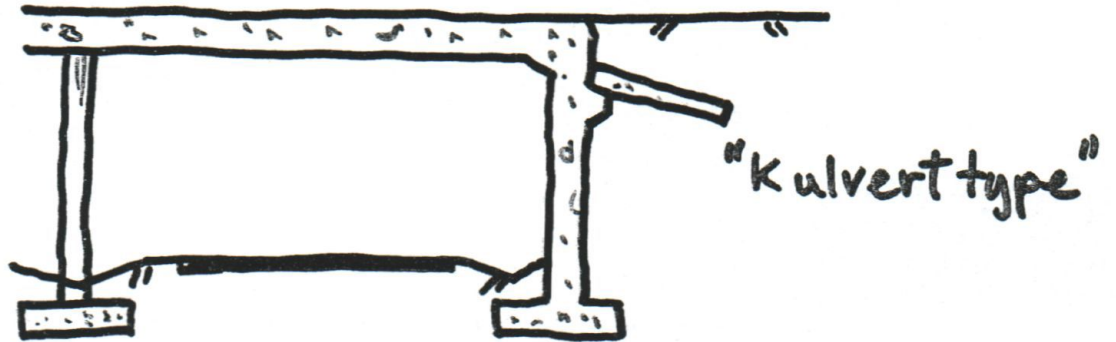


17. okt. 2002



Statens vegvesen

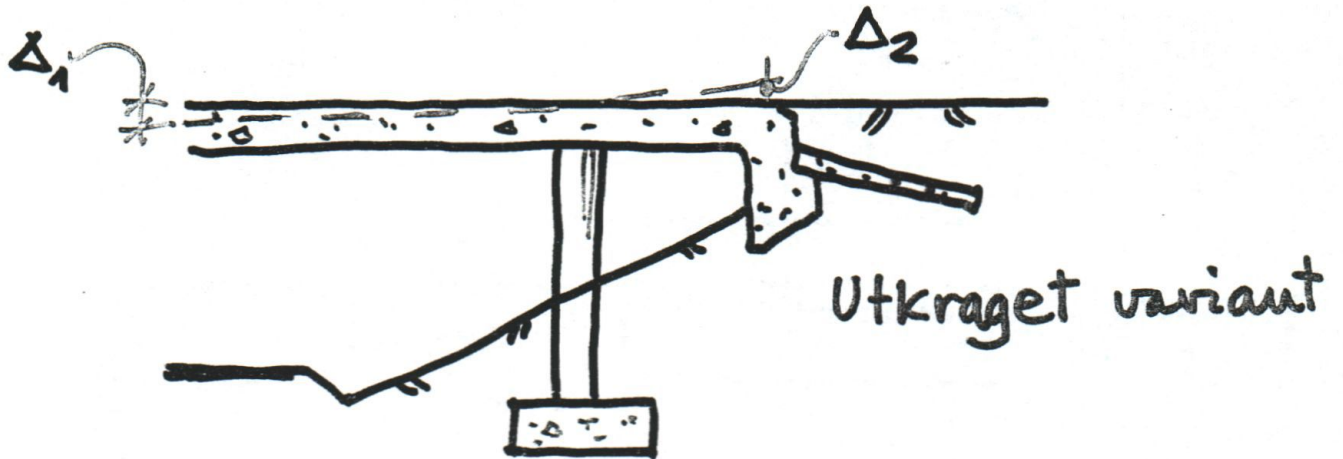
RAMMEBRUER $L_{TOT} \leq 100\text{ m}$
"Integral Bridges"





Statens vegvesen

RAMMEBRUER (forts)

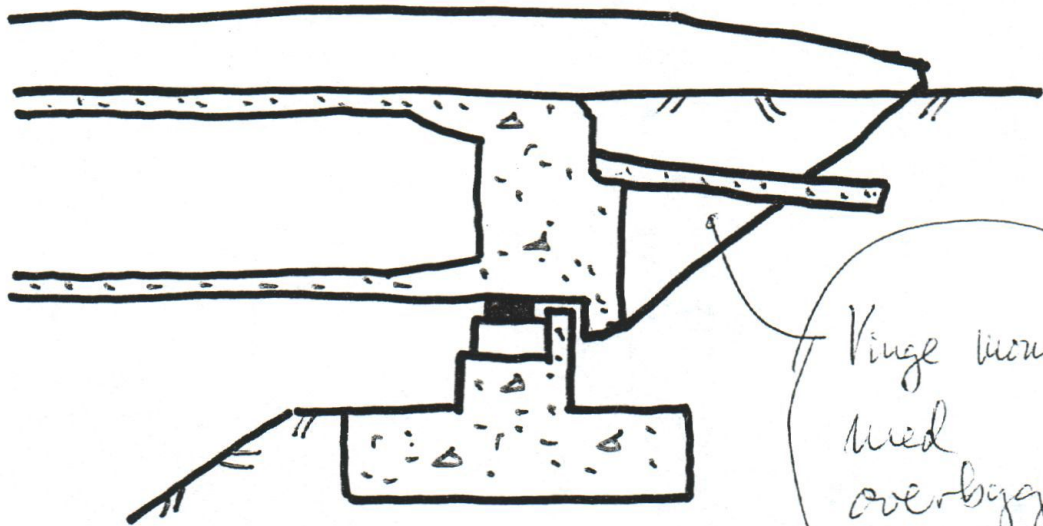


- Nedbøyningsvurdering viktig!

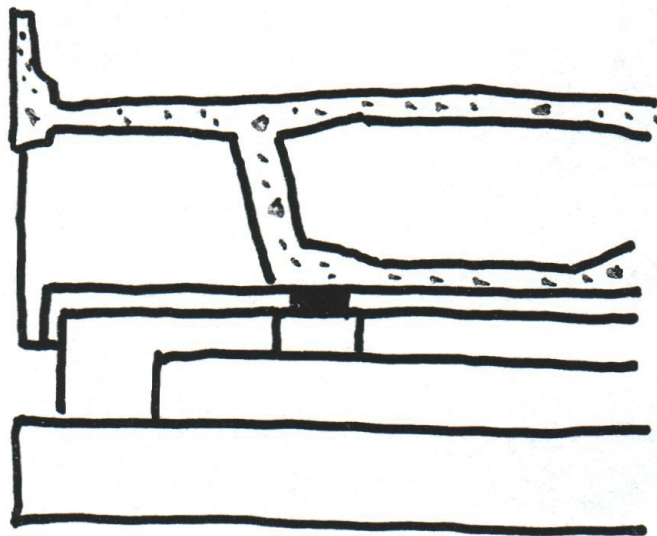


Statens vegvesen

LANDKAREKSEMPEL - KASSEBJELKE
M/FASTLAGER - UTEN FUGE



Kinge mundtlig
med
overbygning





Statens vegvesen
Vegdirektoratet



17. okt. 2002



Statens vegvesen
Vegdirektoratet



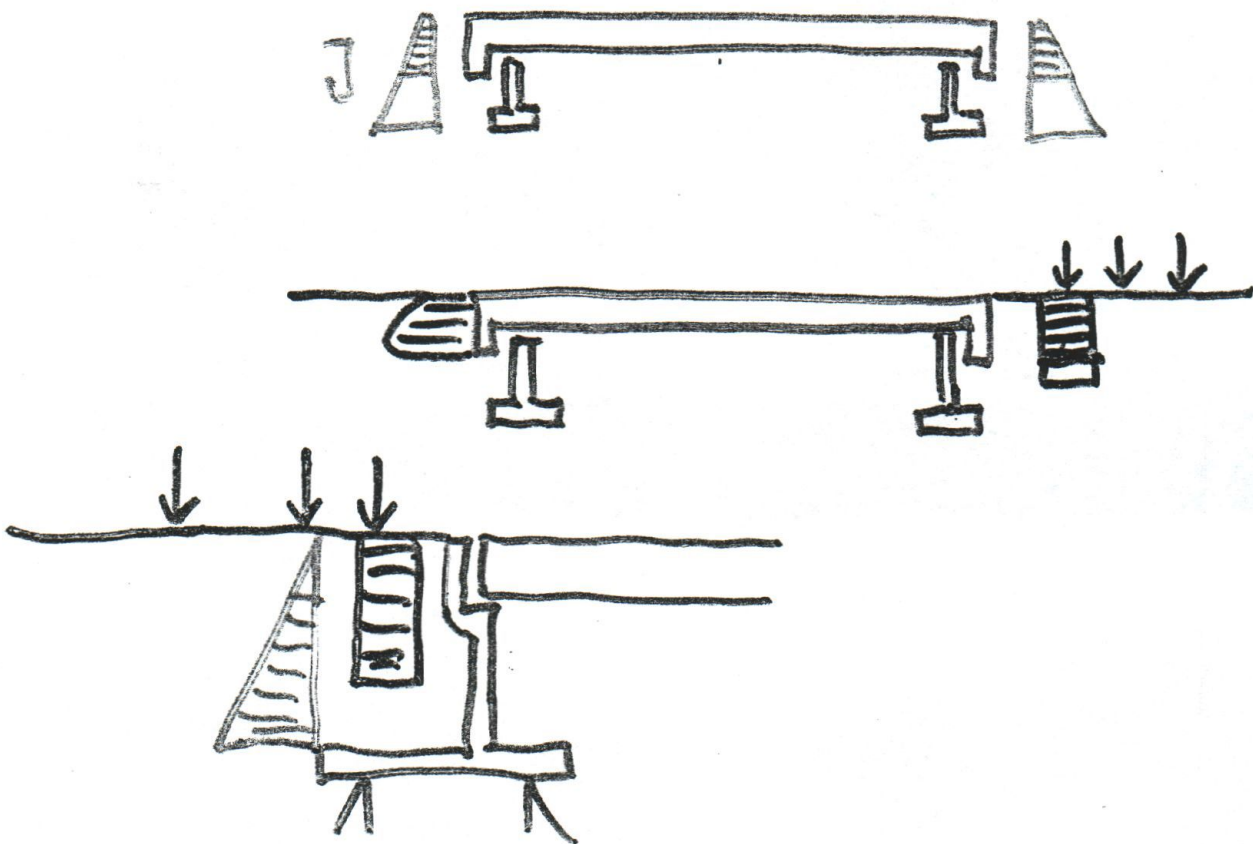
17. okt. 2002



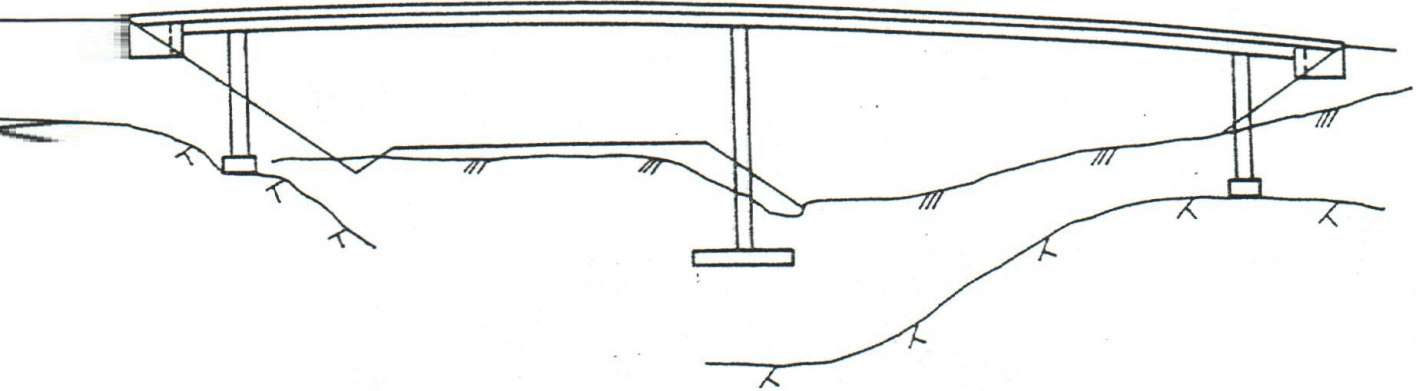
RAMMEBRUER - GENERELT

FORDELER (forts)

- Bremskrefter kan overføres til grunnen med de besparelser det medfører for funderingen eventuelt lag
- Redusert jordtrykk på "landkaret" ved at store andeler balanseres gjennom overbygningen
- Økonomi



SPESIELLE TEKNISKE LØSNINGER – SMÅBRUER



85



KONTOR FOR STANDARDISERING
VEGDIREKTORATETS BRUAVDELING

3. ENKLE LANDKAR

På korte og middels lange bjelkebruer kan en ofte med fordel sløyfe bakveggen på landkaret og la vegfyllinga gå rett i endetverrbærerne. For det første får en da et enklere landkar samtidig som jordtrykkskreftene på karet blir mindre. Dette gir reduksjon av nødvendig sålebredde.

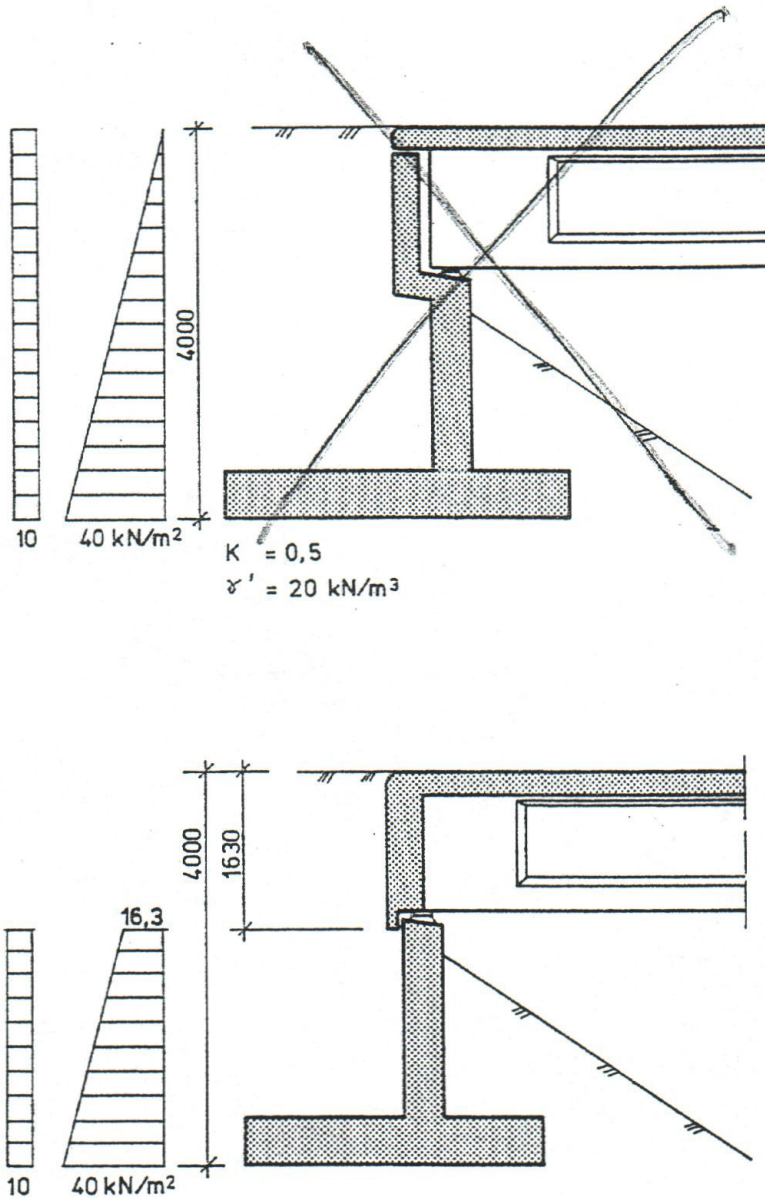
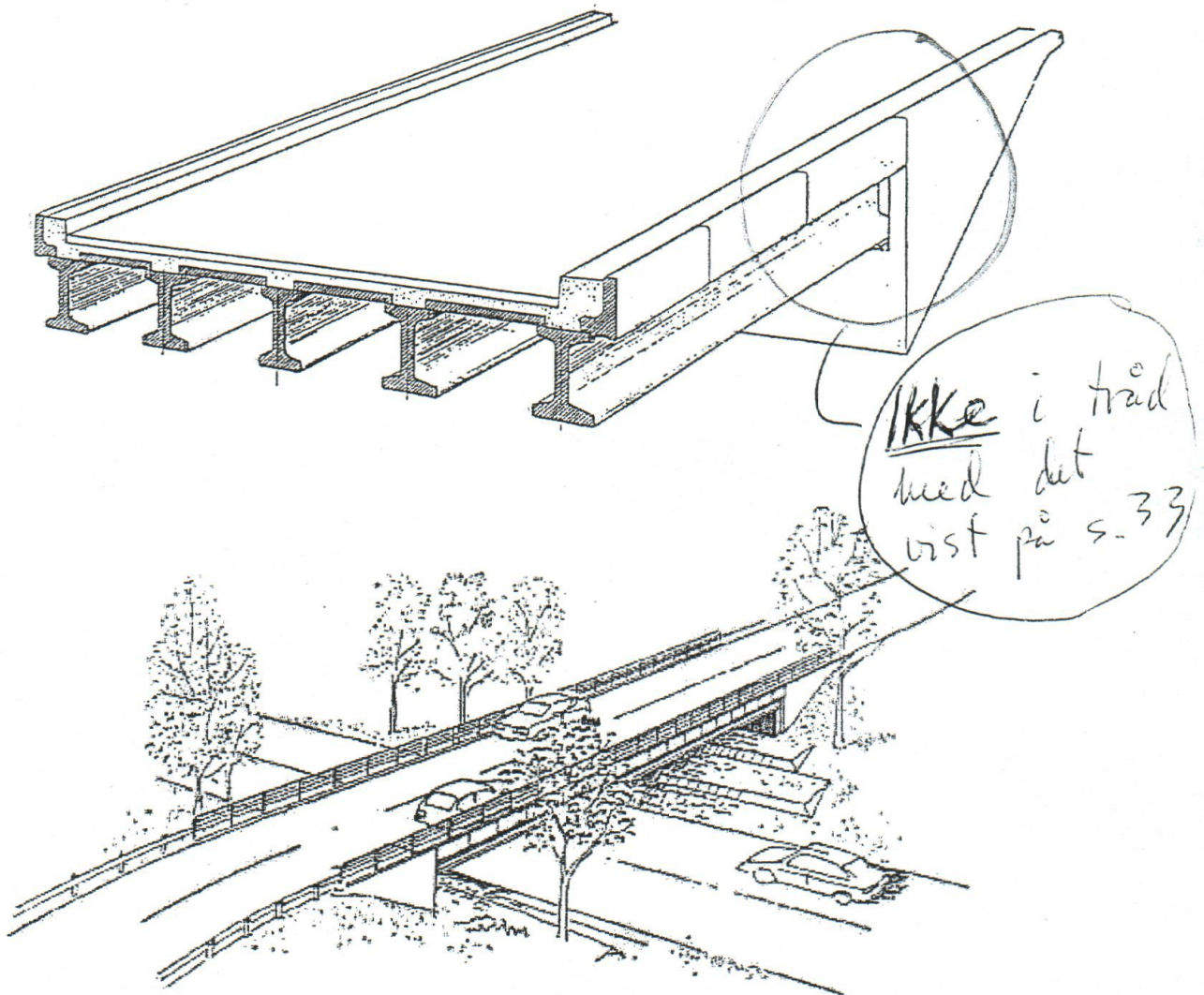


Fig. 6. Landkar med og uten bakvegg

3.2.9 NYE NORMERTE ELEMENTBRUER

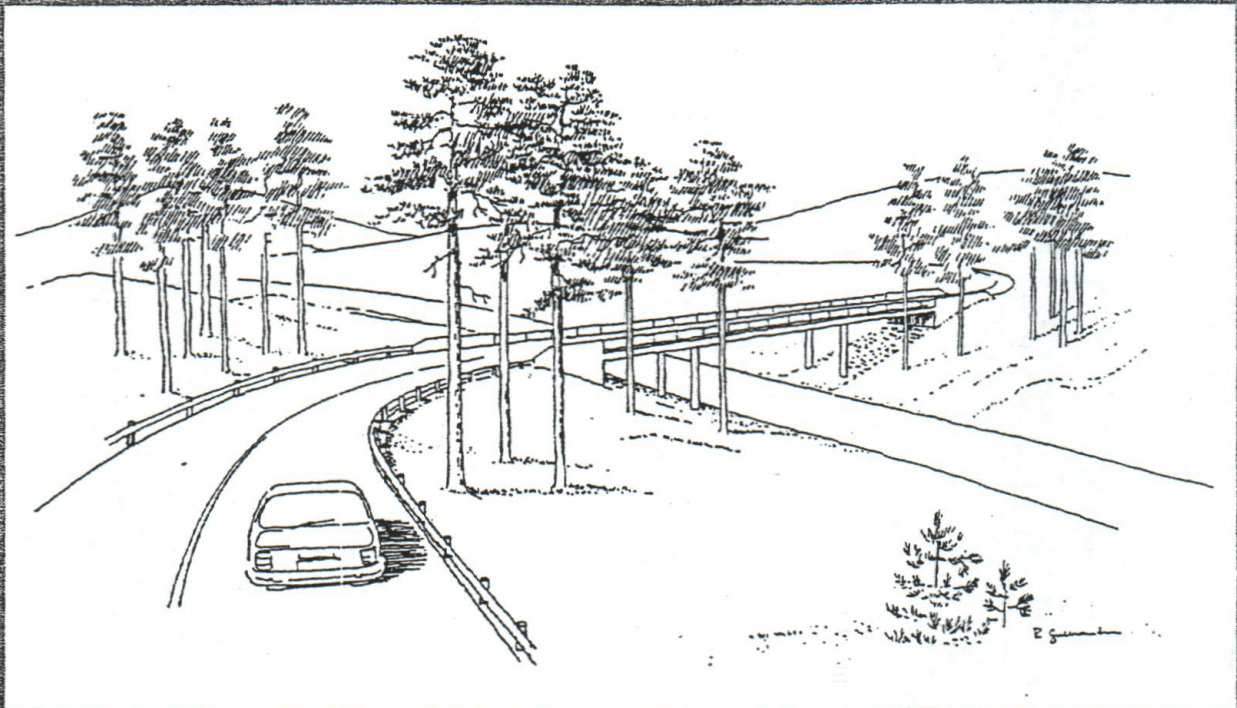
De nye elementbruene har blant annet som mål å etablere totalløsninger som reduserer byggetiden. Elementene som beskrives her, skiller seg fra tidligere normerte løsninger ved at kantelementer og brubjelker er gitt beslektet design med presist avrundede kanter. Perspektivskissene antyder også løsninger for utforming av rigler og landkar. Intensjonen er å gi den nye generasjonen elementbruene et mer bearbeidet og raffinert uttrykk.





BRUHÅNDBOK-4

Plassproduserte platebruer



07.94

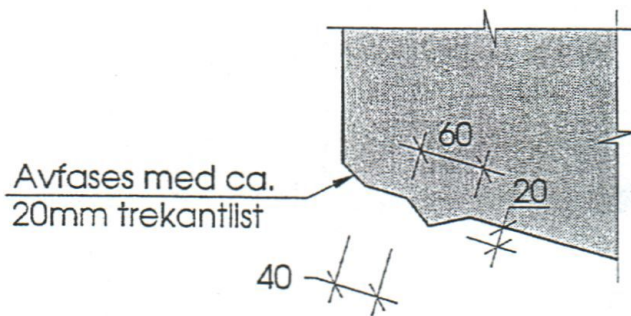
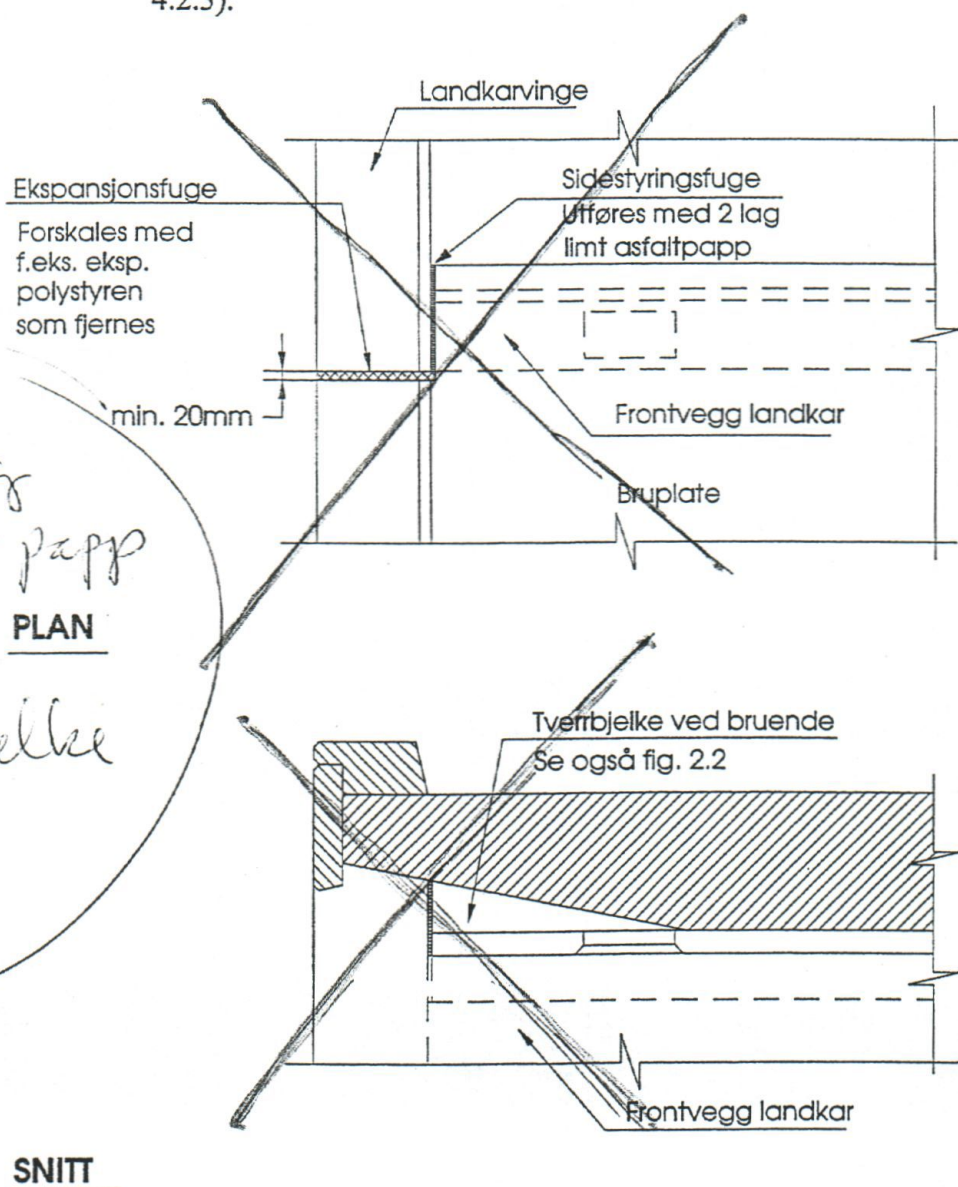


Fig. 3.5 : Dryppnese for brukant uten kantdrager.

Fig. 3.6 viser platas utforming ved landkaret (se også pkt. 4.2.3).



Sidestyring med asfalt papp og fuge i kant bjelke ønsket

Fig. 3.6 : Platas utforming ved landkaret.

G = lagerets skjærmodul ved laveste driftstemperatur. Normalt kan en regne med $G = 1,5 \text{ N/mm}^2$
 n = antall lager på landkaret
 A = areal, lagerflate pr. lager

Med opplegg på asfaltpapp:

$$H_{\text{par}} = \mu \cdot F_g \quad \text{hvor}$$

μ = friksjonskoef. For opplegg utført som beskrevet i pkt. 4.2.2.2 fore slås at en regner $\mu = 0,7$

F_g = bruplatas reaksjon på landkaret p.g.a. egenvekt.

Temperaturstigning, jordtrykk mot endebjelke og bremsekraft gir horisontalkrefter (H_s , H_1) mot landkarvingene.

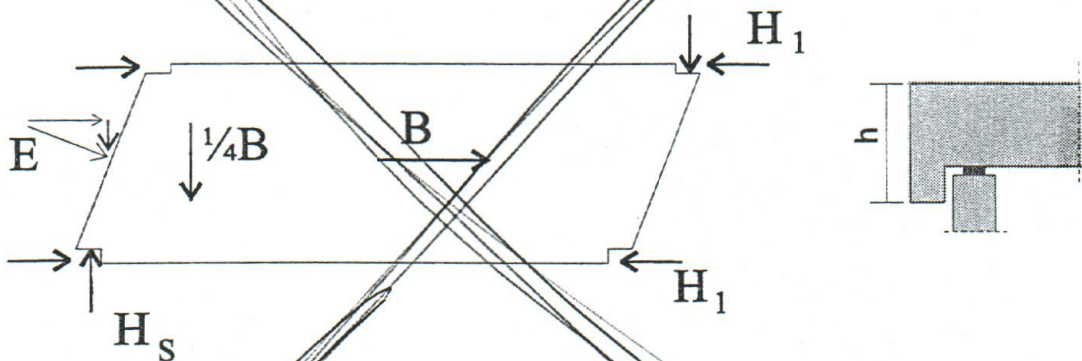
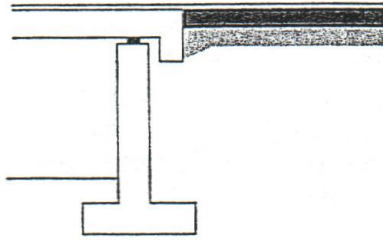
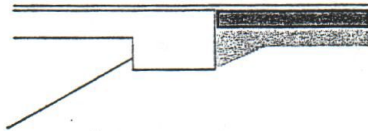


Fig. 3.14 : Horisontallaster på landkar vinkelrett og parallelt bruakse.

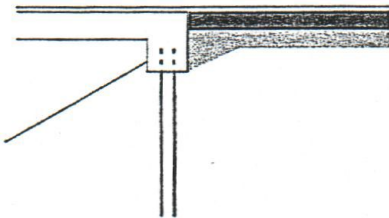
Horisontalkreftene mot landkarvinger vist i fig. 3.14 ovenfor beregnes spesielt for hver bru basert på geotekniske data og bremse- og sidekrefter iflg. Lastforskrifter for bruer.



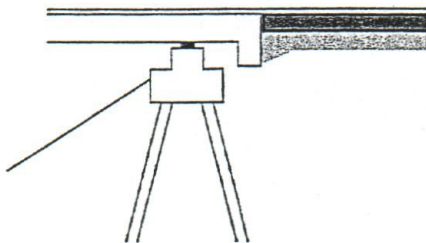
Semi-integral construction with bearings on top of a rigid retaining wall is a design method that can be used for full height abutments for bridges of any length.



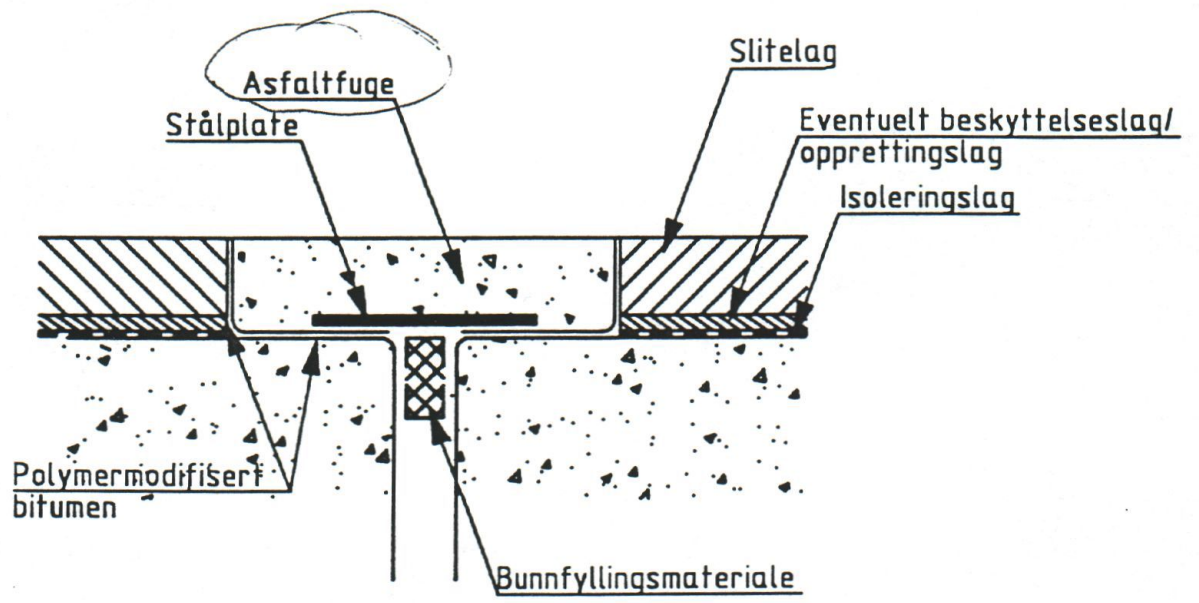
Shallow abutments on spread footings are only considered to be suitable for situations where the foundation is very stiff, and there can be no settlement problems. A granular fill layer should be placed below the footing to allow sliding.



Piled bank seats are recommended for widespread use. The piles prevent settlement while allowing horizontal movement and rotation. In firm ground, the piles may be driven through prebored holes filled with a soft material to limit their resistance to this movement.



Bank seats can be designed as semi-integral abutments. The footing is not required to move horizontally, and piled or spread footings can be used.



- a) Prosessen omfatter alle arbeider, materialer og utstyr for etablering og legging av asfaltfuger.

Asfaltfuger bør ikke benyttes hvor maks. fugebevegelse overskrider ± 30 mm (totalt 60 mm). For stålbruer, som reagerer raskere på temperaturbevegelser, bør maks. fugebevegelse begrenses til ± 15 mm (totalt 30 mm).

Asfaltfugen bør heller ikke benyttes på bruer hvor det er fare for kødannelse, samt på bruer hvor helningen overstiger 50 o/oo.

- b) For asfaltfuger skal følgende materialer benyttes hvis ikke annet er beskrevet i *den spesielle beskrivelsen*:

- Tørket sand, 1-2 mm
- Vasket og tørket tilslagsmateriale, 8-11 mm, 11-16 mm tilsvarende klasse 2 eller bedre
- Bindemiddel av type polymermodifisert bitumen. For rissanvisende fuger kan også gummibitumen fugemasse benyttes
- Som bunnfyllingsmateriale benyttes skumplast, hampetau, el.
- Over fugeåpningen skal benyttes stålplate med tykkelse 3-10 mm og med bredde minimum 100 mm utover fugens lysåpning

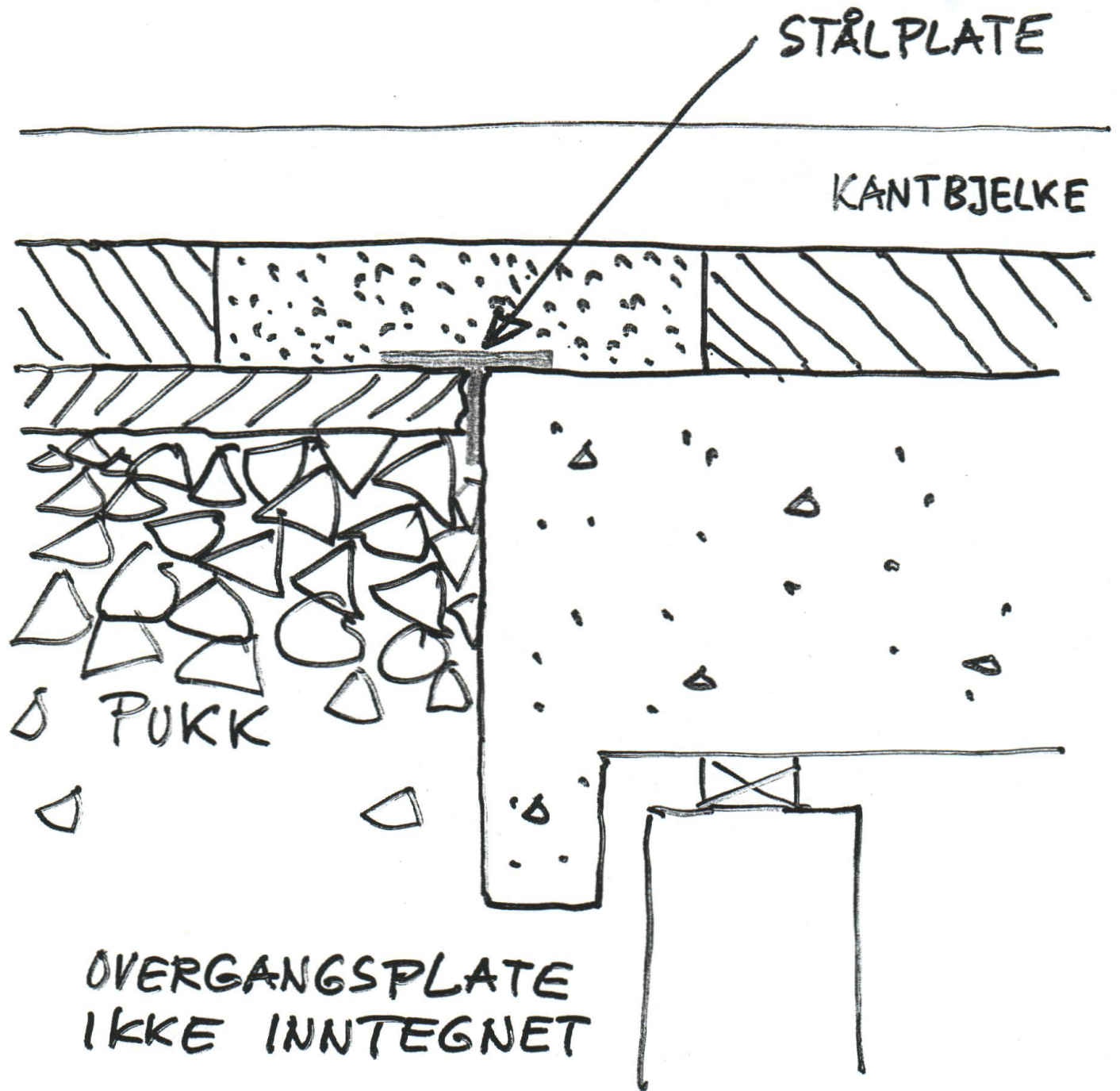
Forøvrig vises det til Statens vegvesens håndbok 145.

- c) Før avsluttet belegningsarbeide (membran/slitelag) avmerkes fugens beliggenhet. Etter avsluttet belegningsarbeid skjæres det åpning for fugen. Minimum fugebredde er 0,50 m.

Materialet fjernes og alle flater tørres godt med hjelp av varmluftslanse. Bunnfyllingsmaterialet tilpasses og presses på plass i fugeåpningen. Dette utføres også i fugeåpning på vertikale flater inn mot fortau/føringskant.

Det utføres så en kombinert tørking/feiling av fugesengen før påføring av oppvarmet bindemiddel (maks. 190°C) med bruk av stålsparkel el. i et jevnt tykt sjikt på samtlige flater. Det er viktig at de vertikale flater blir behandlet for å sikre heft/tetting.

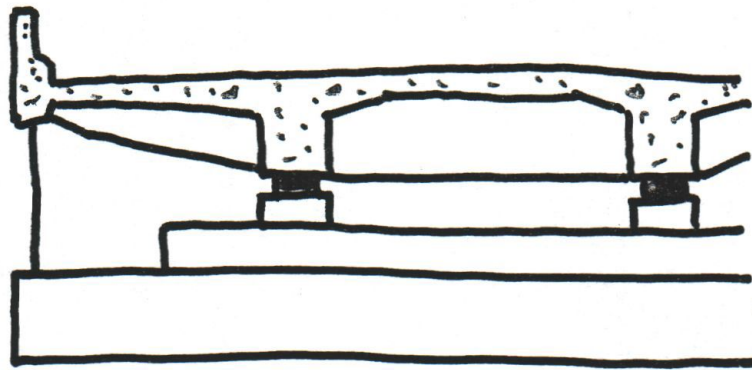
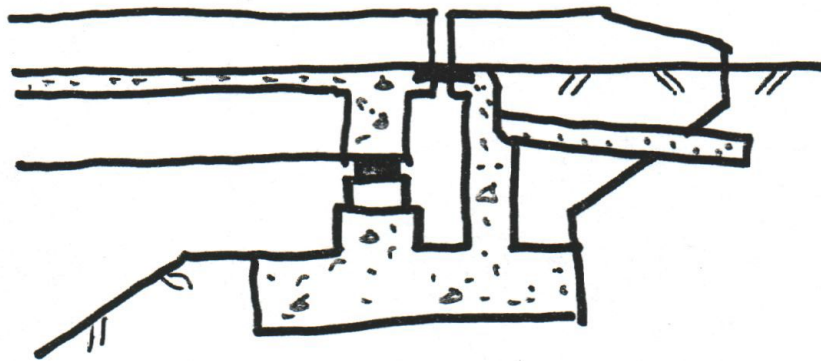
ASFALTFUGE



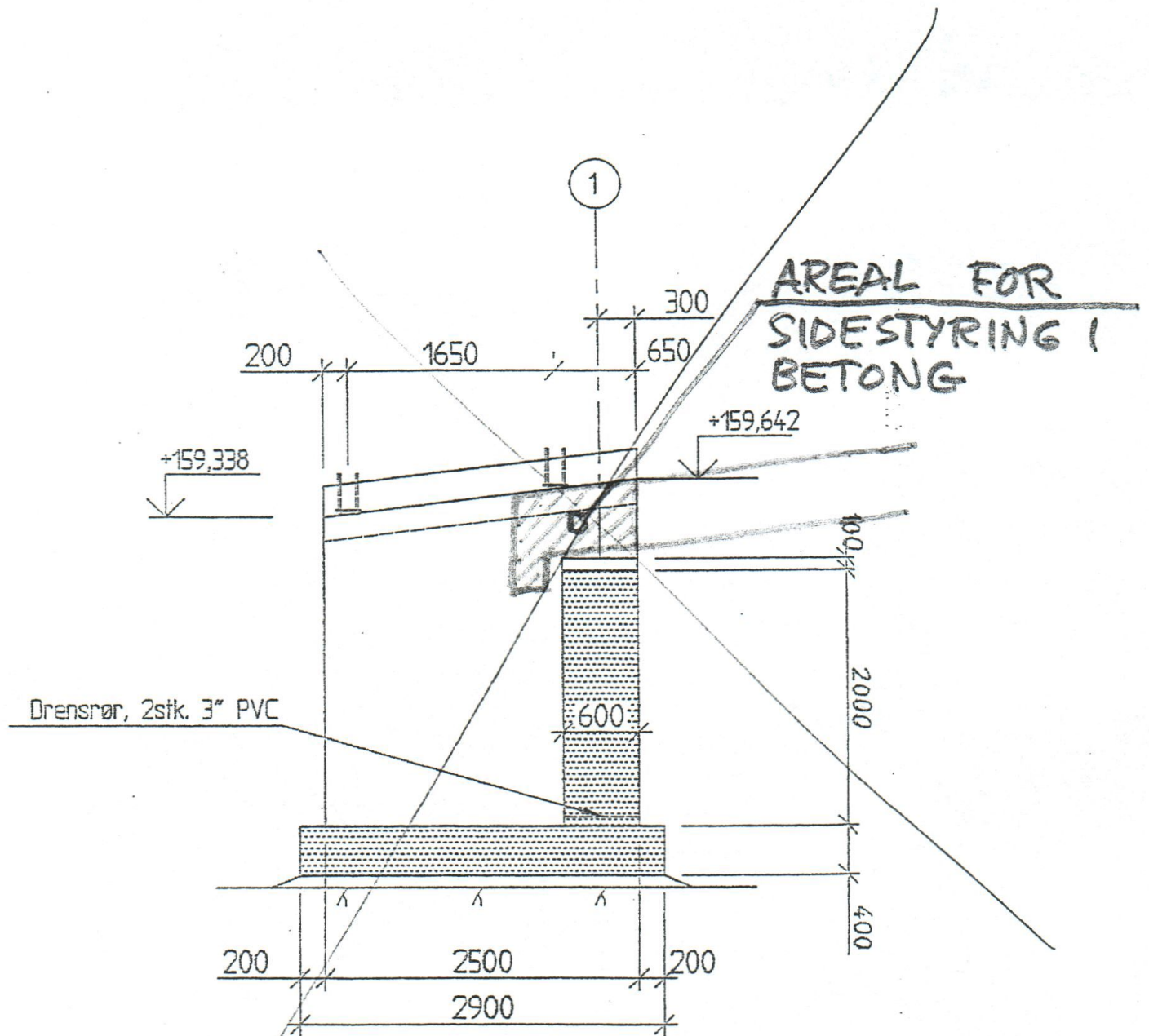


Statens vegvesen

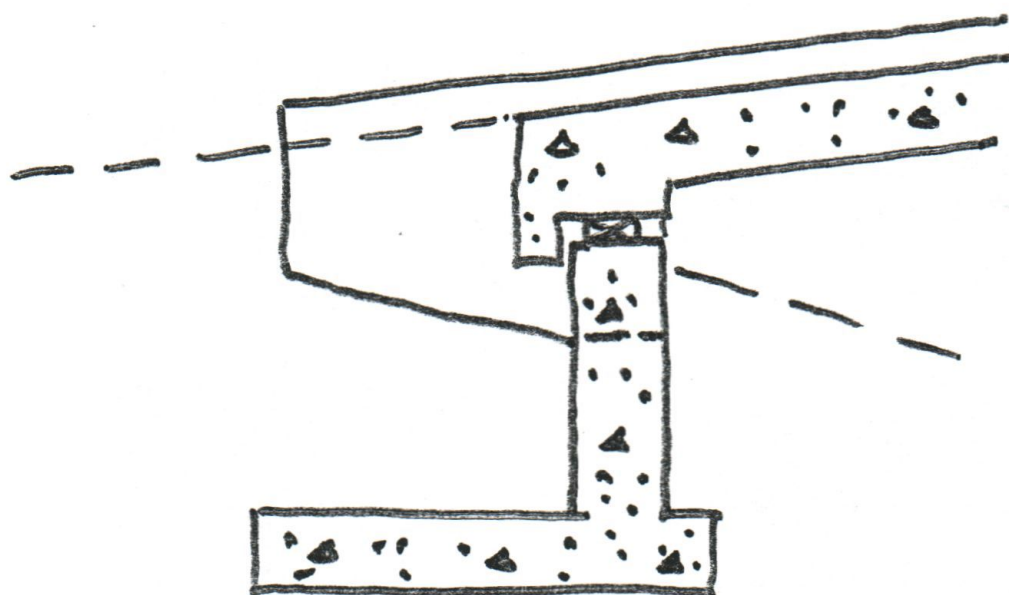
LANDKAREKSEMPEL - BJELKE FUGE OG BEVEGELIG LAGER



Abtrent for gvre
bevegelsesomrædet for
asfaltfuger samt
bevegelser som krever
fugekonstruksjon (stål, etc)



Snitt A-A, 1:50



konstruksjonens bæreevne og som forventes ikke å vare ut konstruksjonens levetid.

1.6 Mål for prosjekteringen

Konstruksjonen og konstruksjonens enkelte elementer skal prosjekteres slik at de i hele sin forutsatte levetid:

- fungerer tilfredsstillende for det planlagte formål,
- oppfører seg tilfredsstillende under normale forhold med hensyn til bl.a. forskyvninger, setninger og svingninger,
- er sikret bestandighet og funksjonsdyktighet uten unødig bruk av ressurser og ved et normalt vedlikehold,
- har tilfredsstillende sikkerhet mot utmattingsbrudd,
- tåler alle forutsatte laster og deformasjoner med tilfredsstillende sikkerhet mot brudd eller tilstand som kan sammenlignes med brudd,
- tåler alle forutsatte laster og deformasjoner med tilfredsstillende sikkerhet mot velting, oppløft, knekking eller annen virkning som vesentlig endrer konstruksjonens statiske system,
- har tilfredsstillende sikkerhet mot at en ikke tilsiktet hendelse eller mangel skal kunne medføre skader eller ulykker som er uforholdsmessig store i forhold til den utløsende årsak.

1.7 **Konstruktiv utforming**

Bruer, ferjekaier og andre byggverk som omfattes av Prosjekteringsreglene, skal i system og detaljer utformes slik at en oppnår konstruksjoner som:

- er tilpasset miljø og landskap og er logiske og konsekvente i sin oppbygging,
- ivaretar estetiske hensyn spesielt når byggverket er lett synlig,
- kan bygges på sikker og forsvarlig måte,
- er tilpasset de stedlige grunn- og fundamenteringsforhold,