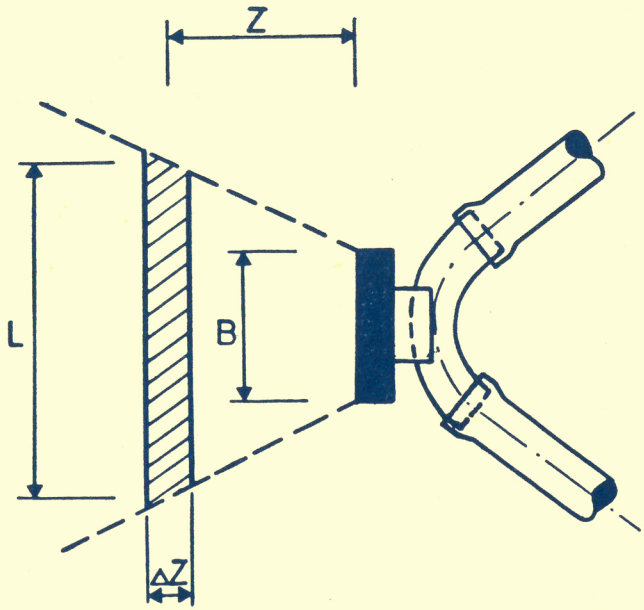
VAV

SVENSKA VATTEN- OCH AVLOPPSVERKSFÖRENINGEN

PUBLIKATION
VAV P41
aug 1979

FÖRANKRING AV MARKFÖRLAGDA TRYCKLEDNINGAR

Förankringstyper
Dimensionering
Utförande



P41 FÖRANKRING AV MARKFÖRLAGDA TRYCKLEDNINGAR

ERRATA

Sid 53 FIG 4.1:1 $T = N \cdot \sin(\alpha/2) = 2\ pA \cdot \sin(\alpha/2)$

Skall vara $T = 2\ N \cdot \sin(\alpha/2) = 2\ pA \cdot \sin(\alpha/2)$

Sid 61 FIG 4.22:5 δ' nederst till vänster i nomogram

Skall vara δ

Sid 87 Tredje stycket $L_f = \dfrac{1{,}2\ pd}{\gamma_1 + D_1\ \ \gamma_2 + D_2}$

Skall vara $L_f = \dfrac{1{,}2\ pd}{\gamma_1 D_1 + \gamma_2 D_2}$

vilket rätt anges i FIG 4.32.1:2 på samma sida

Sid 88 FIG 4.32.1:3 Angivna tungheter γ är angivna en tiopotens fel. Således skall kommatecknen bort, $\gamma = 1{,}6\ kN/m^3$ skall vara $\gamma = 16\ kN/m^3$ etc

Sid 96 Andra stycket

krokrör $T = 2\ pA \sin \frac{\alpha}{2} = 2\ \frac{2 \cdot 1000 \cdot 0{,}4^2 \cdot \pi}{4} \cdot \sin \frac{55}{2} = 116{,}5\ kN$

Skall vara

$T = 2\ pA \sin \frac{\alpha}{2} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 0{,}4^2 \cdot \pi}{4} \cdot \sin \frac{55}{2} = 116{,}1\ kN$

SVENSKA VATTEN- OCH AVLOPPSVERKSFÖRENINGEN
REGERINGSGATAN 86
111 39 STOCKHOLM TEL 08 - 23 29 35

PUBLIKATION
VAV P41
aug 1979

FÖRANKRING AV MARKFÖRLAGDA TRYCKLEDNINGAR

Förankringstyper
Dimensionering
Utförande

I N N E H Å L L S F Ö R T E C K N I N G

Sid

FÖRORD 4
BETECKNINGAR 6

1 INLEDNING 9

2 OLIKA TYPER AV FÖRANKRINGAR 11

2.1 STÖDFÖRANKRINGAR 11
2.2 FRIKTIONSFÖRANKRINGAR 14
2.3 FÖRANKRING MED DRAGSTAG 19
2.4 FÖRANKRING MED PÅLAT OK 23
2.5 FÖRANKRINGAR MOT VERTIKALA FÖRSKJUTNINGSKRAFTER 24

3 FAKTORER SOM PÅVERKAR VAL AV FÖRANKRINGSTYP 29

3.1 TEKNISKA ASPEKTER 29

3.11 Ledningsmateriel 29
3.12 Geotekniska/geologiska förhållanden 33
3.12.1 Geotekniska undersökningar 39
3.13 Utrymmesbehov 42
3.14 Exempel på specialfall 43

3.2 EKONOMISKA ASPEKTER 47

3.21 Investerings- och underhållskostnader 47
3.22 Tidsaspekter 49
3.23 Riskvärdering 50
3.24 Teknisk likvärdighet 51

4 DIMENSIONERING AV FÖRANKRINGAR 53

4.1 BESTÄMNING AV FÖRSKJUTNINGSKRAFT 53
4.2 BESTÄMNING AV OM FÖRANKRING ERFORDRAS 56

4.21 Konventionell bestämning av om förankring erfordras 56
4.22 Förslag till ny metod för bestämning av om förankring erfordras 58

4.3 DIMENSIONERINGSPRINCIPER 66

4.31 Stödförankringar 66
4.31.1 Stödförankringar i berg 67
4.31.2 Stödförankringar i friktionsjord 67
4.31.3 Stödförankringar i kohesionsjord 77
4.32 Friktionsförankringar 84
4.32.1 Bojförankringar och liknande 85
4.32.2 Förankring med gravitationsfundament 90
4.32.3 Modifierad bojförankring 91
4.33 Förankring med stödvägg med dragstag 93
4.34 Förankring med pålat ok 93
4.35 Förankringar mot vertikala förskjutningskrafter 93

4.4 DIMENSIONERINGSEXEMPEL 96

4.41 Bestämning av förskjutningskraft och tillåten förskjutning 96
4.42 Bestämning, enligt förslag till ny metod, av om förankring erfordras 97
4.43 Dimensionering av stödblock i friktionsjord 98
4.43.1 Rektangulära stödblock 98
4.43.2 Kvadratiska stödblock 99
4.44 Dimensionering av stödblock i fast överkonsoliderad kohesionsjord 100
4.44.1 Rektangulära stödblock 100
4.44.2 Kvadratiska stödblock 101

	4.45	Dimensionering av bojförankring	102
	4.45.1	Över grundvattennivå	103
	4.45.2	Under grundvattennivå	103
	4.45.3	Kontroll av övergångszon	104
	4.46	Dimensionering av förankring med gravitations-fundament	104
	4.47	Dimensionering av modifierad bojförankring	105
	4.48	Dimensionering av förankring med stödvägg med dragstag	106
	4.49	Dimensionering av förankring med pålat ok	107
5	ANVISNINGAR FÖR UTFÖRANDE AV FÖRANKRINGSANORDNINGAR		111
	5.1	SCHAKTNING	111
	5.11	Öppen schakt	111
	5.12	Spontschakt	111
	5.2	FÖRANKRINGSANORDNING	111
	5.21	Stödblock	111
	5.22	Stödvägg	113
	5.23	Bojförankringar och liknande	113
	5.24	Modifierad bojförankring	114
	5.25	Konsol från berg	115
	5.26	Förankring med gravitationsfundament	115
	5.27	Klack mot bergschakt	116
	5.28	Stödvägg med dragstag	116
	5.3	ÅTERFYLLNING	116
	BILAGA		119

Sammanställning av svar från tillverkare och leverantörer angående tillåten utdragning, dragkraft, tvärkraft, vinkeländring m m på olika typer av rör.

FÖRORD

Förankringar av markförlagda tryckledningar har tidigare i vissa fall kunnat dimensioneras enligt handboken BYGG, avd 17 Geoteknik och sedan 1976 med hjälp av RÖRBOK - yttre rörledningar (AB Gustavsberg), i vilken ytterligare anvisningar för dimensionering ges.

Vissa dimensioneringsregler och anvisningar (typritningar) om utförande gavs i VA AMA 1966. Vid tillkomsten av Mark AMA 72 överfördes från VA AMA 1966 bland annat avsnitten om förankringar men i reducerad form. I stället hänvisades till en planerad utgåva i VAVs publikationsserie.

En särskild "Förankringspublikation" har inte tidigare funnits på svenska. Utgivning av en sådan publikation har nu möjliggjorts genom anslag från Statens råd för byggnadsforskning, BFR, och från VAV.

I föreliggande publikation FÖRANKRING AV MARKFÖRLAGDA TRYCKLEDNINGAR beskrivs förankringsmöjligheter, val av förankringstyp, dimensioneringsprinciper - illustrerade med beräkningsexempel - samt ges anvisningar för förankringars utförande.

Framställningen innehåller bland annat anvisningar och dimensioneringsregler som inte tidigare publicerats. Särskilt kan nämnas en ny metod för bedömning av om förankring erfordras i ett visst fall; en metod i vilken hänsyn tas till samspelet mellan omgivande jord och olika rörmaterials och fogars egenskaper vid olika stora vinkeländringar.

Under utredningsarbetet har framkommit behov av ytterligare forskning om vissa frågor bland vilka kan nämnas förankring med kalkpelare, deformationer vid motgjutning, friktionens storlek mellan rör och jord vid friktionsförankringar, bojors utformning, möjligheter till limfogningar, inverkan av frostisolering på förankringar samt ytterligare utveckling av ovannämnda nya metod för bedömning av förankringsbehov.

Utredningsarbetet för FÖRANKRING AV MARKFÖRLAGDA TRYCKLEDNINGAR har utförts av Dan Ekbäck och Hans Johansson, Orrje & Co - Scandiaconsult. VAVs arbetsgrupp TR 23 "Normer för va-nät" har fungerat som styrgrupp för pro-

jektet. Arbetsgruppen består av Torsten Bergström (Stockholms va-verk) ordförande, Jan Adamsson (Göteborgs va-verk), Karl-Gunnar Andersson (Tekniska Verken i Västerås), Börje Jarlvik (Malmö va-verk), Lars Rosén (Uppsala gatukontor) och Lennart Johansson (VAVs kansli), sekreterare.

Stockholm i augusti 1979

SVENSKA VATTEN- OCH AVLOPPSVERKSFÖRENINGEN, VAV

BETECKNINGAR

A = Rörs verksamma tvärsnittsarea (m^2)
A_{ar} = Armeringsarea (mm^2)
A_{pl} = Plattarea (m^2)
B = Stödplattas vertikala mått (m)
C = Resulterande skärhållfasthet (kN)
D = Avstånd markyta-centrum rör (m)
d_y = Rörs ytterdiameter (mm)
d = Rörs verksamma diameter (mm)
d_i = Rörs innerdiameter (mm)
E = Elasticitetsmodul (kN/m^2)
F = Formfaktor för rektangulära plattor
F_b = Friktionskraft per längdmeter rörledning (kN/m)
F_c = Säkerhetsfaktor i kohesionsjord
F_ϕ = Säkerhetsfaktor i friktionsjord
H = Avstånd markyta-underkant stödplatta (m)
I_{am} = Aktivt medeljordtryck (kN/m^2)
I_{pm} = Passivt medeljordtryck (kN/m^2)
K_o = Förhållande mellan vertikalt och horisontalt jordtryck
K_a = Aktiv jordtryckskoefficient
K_p = Passiv jordtryckskoefficient
k = Bäddmodul (MN/m^3)
L = Horisontal längd (m)
L_f = Förankringslängd vid boja eller dragsäker koppling (m)
L_M = Modifierad bojförankrings längd (m)
ΔL = Utdragning ur fog p g a vinkeländring (mm)
ΔL_{ar} = Förlängning av armeringsstänger (mm)
M = Moment (kNm)
M_{stab} = Stabiliserande moment (kNm)
$M_{stjälp}$ = Stjälpande moment (kNm)
N = Normalkraft (kN)

P_a = Aktiv jordtrycksresultant (kN, kN/m)
P_p = Passiv jordtrycksresultant (kN, kN/m)
P_{psida} = Sidokraft (kN)
p = Dimensionerande inre vattentryck (MPa)
Q = Vertikal last (kN)
q_r = Rörväggs belastning mot jord (kN/m)
R = Tvärkraft i fog (kN)
T = Resulterande förskjutningskraft (kN)
T_1, T_2 = Komposant av resulterande förskjutningskraft (kN)
T = Del av resulterande förskjutningskraft (kN)
T_b = Dimensionerande förskjutningskraft för bojförankring (kN)
t = Rörs godstjocklek (mm)
W = Jordkils vertikala tyngd (kN)
W_F = Konflytgräns, finlekstal (%)
Z = Jordlagers tjocklek (m)
ΔZ = Tjocklek av jordlagers delskikt (m)
α = Krokrörs resp grenrörs vinkelavvikelse (°)
β = Vinkeländring i fog (°)
γ = Tunghet (kN/m^3)
γ' = Tunghet under vatten (kN/m^3)
δ = Förankrings förskjutning (mm)
δ' = Utdragning ur fog (mm)
δ'' = Sidoförskjutning av fog (mm)
$\Delta\delta$ = Deformation hos vertikalt jordskikt (mm)
ε = Kompressionsindex
λ = Dragstags vertikala lutning (°)
μ = Friktionskoefficient
σ_{ar} = Spänning i armeringsstänger (MN/m)
σ_t = Tryckspänning (kN/mm^2)
σ_{ax} = Axial dragspänning i rörgods (N/mm^2)
σ_b = Spänning i betong (N/mm^2)

$\bar{\sigma}_{vc}$ = Vertikal effektivspänning i naturligt lagrad jord, förkonsolideringstryck (kN/m^2)

$\bar{\sigma}_{vo}$ = Rådande vertikal effektivspänning, γH resp $\gamma' H$ (kN/m^2)

$\bar{\sigma}_{hc}$ = Horisontal effektivspänning i naturligt lagrad jord, förkonsolideringstryck $K_o \bar{\sigma}_{vc}$ (kN/m^2)

$\bar{\sigma}_{ho}$ = Rådande horisontal effektivspänning, $K_o \bar{\sigma}_{vo}$ (kN/m^2)

$\Delta\sigma$ = Tillskottsspänning (kN/m^2)

$\Delta\sigma_z$ = Tillskottsspänning i mitten av delskikt (kN/m^2)

σ_T = Tryckspänning i stödklack (N/mm^2)

τ_{fu} = Odränerad skjuvhållfasthet (kN/m^2)

ϕ = Inre friktionsvinkel (°)

ϕ_a = Friktionsvinkel mellan jord och konstruktion (°)

ϕ_{ar} = Armeringsstångs diameter (mm)

ϕ_{red} = Reducerad inre friktionsvinkel (°)

ω = Dragstags horisontala avvinkling (°)

1 INLEDNING

I brytpunkter, vid anslutningar och dimensionsändringar utsätts en tryckledning för s k förskjutningskrafter som i huvudsak utbildas på grund av vattentrycket i ledning. Förskjutningskrafter kan sålunda förekomma vid krokrör, T-rör, ventiler och brandposter, ändförslutningar och förminskningsrör m fl.

Förskjutningskraftens storlek bestäms av ledningens geometri, av dess dimension samt av trycket i ledningen. Förskjutningskraftens riktning beror av tryckledningens eller armaturens orientering i vertikal- och horisontalplanet.

För att förhindra haveri måste i vissa fall ledningen förankras mot förskjutningskraften. Behovet av förankring bestäms av förskjutningskraftens storlek, ledningsmaterialet, fogtypen, läggningsdjupet och jordmaterialet.

Centrifugalkraft på grund av vattenströmning är normalt försumbar och behandlas inte i denna publikation.

Generellt gäller - utöver vad som behandlas i denna publikation - att även ledningar som ligger i så stark lutning att fogarna riskerar att glida isär måste förankras. Enligt Mark AMA 72 skall "i friktionsjord eller berggrav lagd ledning med större lutning än 250 o/oo förankras mot glidning". Finns risk för att ledningen utsätts för skakningar på grund av trafiklast eller stora inre tryckvariationer kan förankring erfordras även om lutningen är mindre än 250 o/oo.

I denna publikation har korrosionsskyddande åtgärder redovisats endast i undantagsfall. Beträffande korrosionsskydd hänvisas bl a till VAVs publikation VAV P 39.

Indragen text med mindre radavstånd är kommentarer, förklaringar eller härledningar till anslutande text eller utgör text av mer teoretisk natur som kan förbigås vid dimensionering av vanliga förankringstyper.

2 OLIKA TYPER AV FÖRANKRINGAR

Förankringar kan utföras på olika sätt. Från dimensioneringssynpunkt kan förankringar indelas i huvudgrupperna stödförankringar och friktionsförankringar. Härtill kommer några förankringstyper som inte kan hänföras till huvudgrupperna. De vanligaste här är förankring med dragstag och förankring med pålat ok. Normalt utförs förankring mot horisontala förskjutningskrafter men i vissa fall kan förankring även behöva ske mot vertikala förskjutningskrafter.

2.1 STÖDFÖRANKRINGAR

Till gruppen stödförankringar hör sådana som stöder mot berg- eller jordväggar, mot byggnadsdelar eller mot andra konstruktioner. I de fall stödförankringar utförs med motgjuten stödklack placeras asfaltpapp i två lager som glidlager resp skydd mot mekanisk nötning mellan motgjutning och stödvägg resp mellan rör och motgjutning. För andra typer av förankringsanordningar placeras två lager asfaltpapp mellan rör och stödanordning.

Förankring mot berg utförs vanligen med stödklack mot bergväggen, figur 2.1:1.

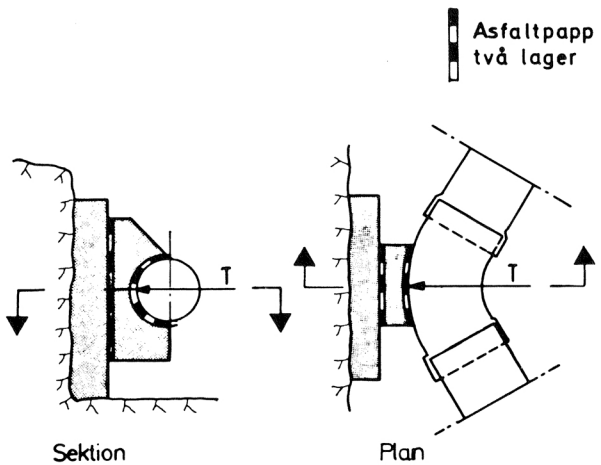


FIG 2.1:1 Horisontal förankring mot bergvägg
Dimensionering: 4.31.1

Förankring i friktionsjord eller i fast kohesionsjord, exempelvis torrskorpelera eller moränlera, kan utföras med stödblock, figur 2.1:2.

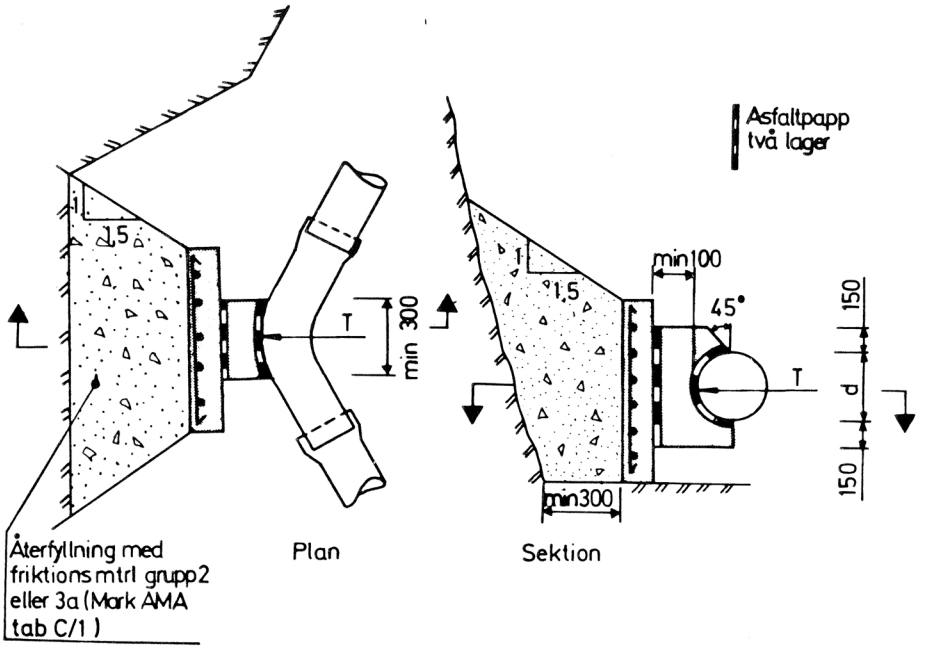


FIG 2.1:2 Förankring med stödblock i jord
Dimensionering: 4.31.2, 4.31.3
Utförande: 5.21

Är förskjutningskrafterna små kan förenklad förankring utföras av oarmerad betong, figur 2.1:3.

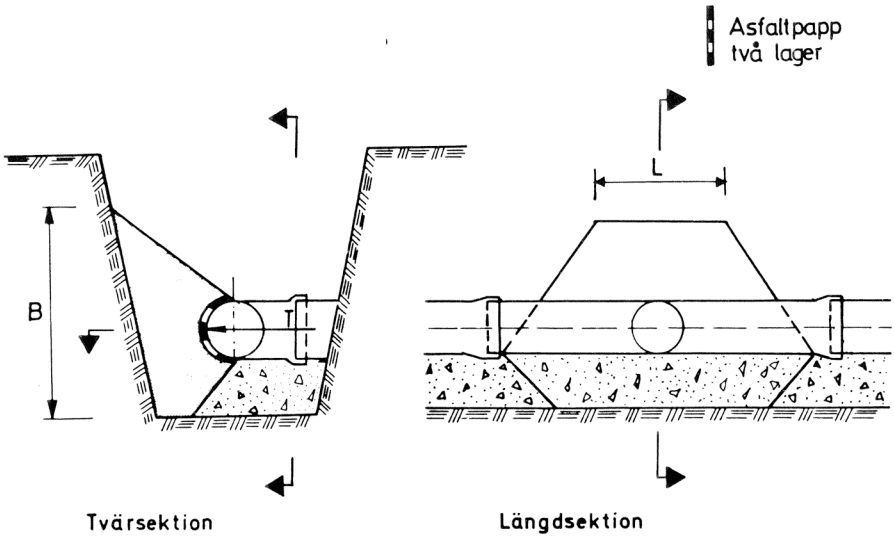


FIG 2.1:3 Exempel på förenklad förankring. Gjutning sker utan formsättning

I de fall spont används kan förankring ske mot sponten, figur 2.1:4.

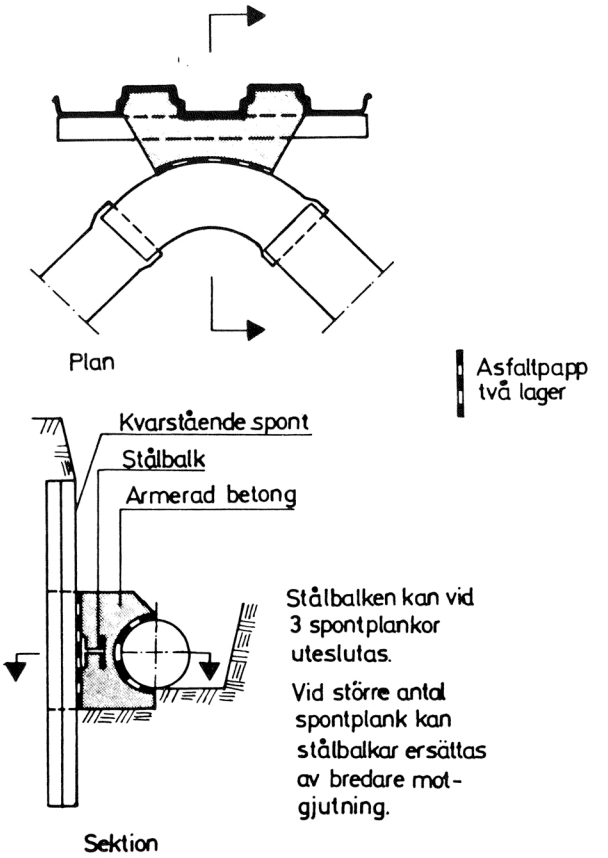


FIG 2.1:4 Förankring mot stålspont
Dimensionering: 4.31.2
Utförande: 5.22

2.2 FRIKTIONSFÖRANKRINGAR

Friktionsförankringar indelas i två undergrupper, dels förankringar av typerna boja eller dragsäker koppling, där friktion mot rör åstadkoms av omgivande (packad) jords egentyngd, dels gravitationsförankring, där friktion åstadkoms av konstruktionens egen tyngd, ökad med eventuellt

överlagrad jords tyngd. En speciell typ av friktionsförankring är modifierad bojförankring, där friktion i likhet med vad som gäller för förankringar av typen boja åstadkoms av omgivande (packad) jords egentyngd, men där friktionen inte överförs från rörledningen utan från en utanför rörledningen belägen anordning till jord. Förskjutningskraften upptas genom en stödklack mot krokröret.

Förankring med boja, figur 2.2:1 ger en sammanhängande ledningssträcka med förmåga att uppta axiala dragkrafter.

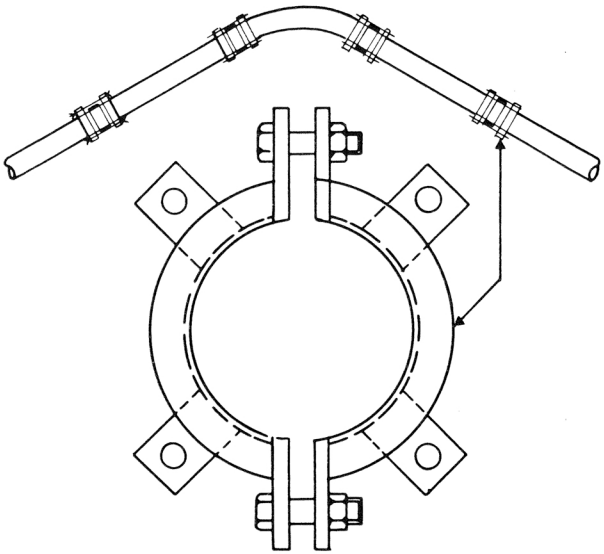


FIG 2.2:1 Exempel på bojförankring
Dimensionering: 4.32.1
Utförande: 5.23

På samma sätt som boja fungerar flänsförband, svetsade fogar och andra typer av dragsäkra fogar.

Principen för ett gravitationsfundament visas på figur 2.2:2.

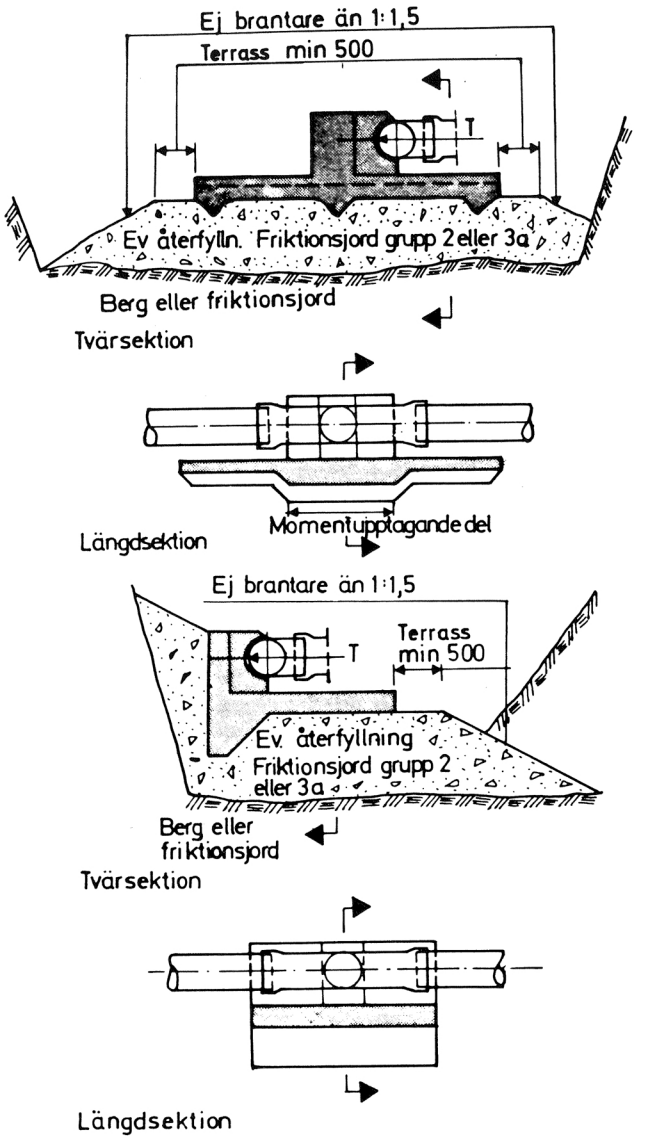


FIG 2.2:2 Exempel på förankring med gravitationsfundament
Fundamentets undersida gjuts direkt mot jord
Dimensionering: 4.32.2
Utförande: 5.26

Modifierad bojförankring kan utföras på några, något olika sätt. Den friktionsupptagande delen kan i enklaste fall utföras av impregnerade träplankor, figur 2.2:3.

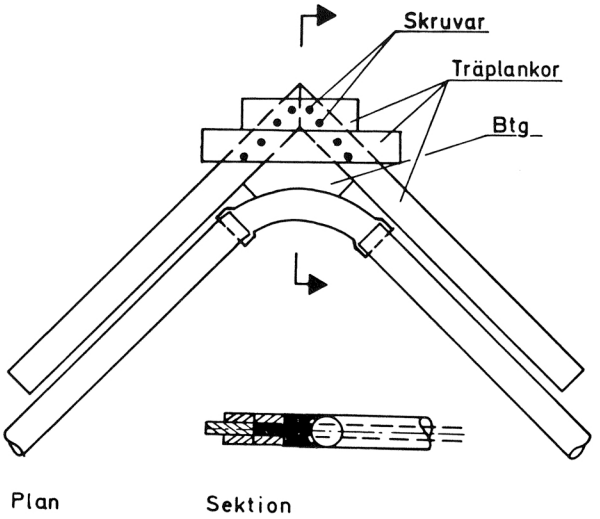


FIG 2.2:3 Modifierad bojförankring. Friktionsupptagning med träplankor
Dimensionering: 4.32.3
Utförande: 5.24

I andra fall, där mer kvalificerad förankring erfordras, kan den friktionsupptagande delen utföras med exempelvis prefabricerade eller platsgjutna betongplattor, rostfri perforerad plåt eller rostskyddad s k sträckmetall, figur 2.2:4.

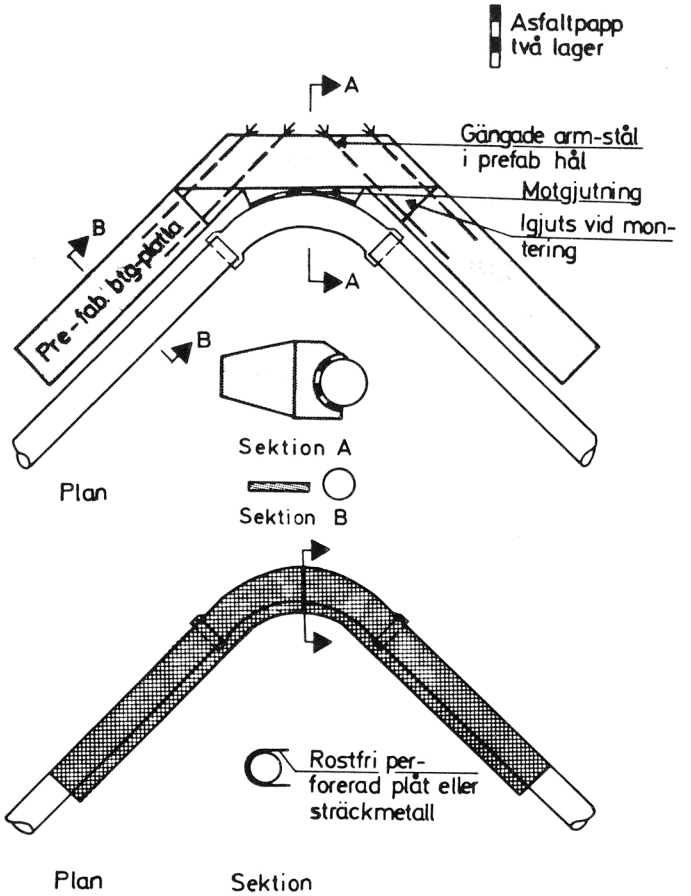


FIG 2.2:4 Modifierad bojförankring. Friktionsupptagning med prefabricerad betongplatta (överst) eller rostfri perforerad plåt eller rostskyddad sträckmetall (underst)
Dimensionering: 4.32.3
Utförande: 5.24

2.3 FÖRANKRING MED DRAGSTAG

Vid förankring med dragstag överförs förskjutningskraftens dragkomposant genom stag och tryckkomposanten genom betongkonstruktion eller spont till fastare jord eller berg.

I de fall bergschaktväggen inte är vinkelrät mot förskjutningskraftens riktning bör i första hand pallsprängning utföras. Om detta inte låter sig göras kan kraften tas upp med böjande moment eller skjuvning mot bergytan. Det böjande momentet och skjuvkrafterna skall härvid i sin helhet tas upp med i berget injekterade förankringsstänger, figur 2.3:1.

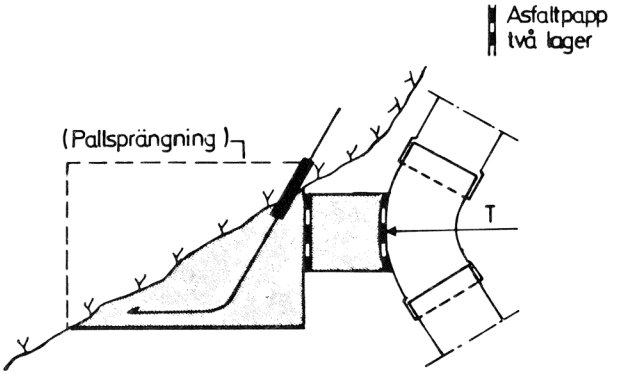


FIG 2.3:1 Förankring mot sned bergvägg
Dimensionering: 4.31.1
Utförande: 5.25

Är ledning förlagd i lös kohesionsjord med närhet till berg kan konsol användas, figur 2.3.2.

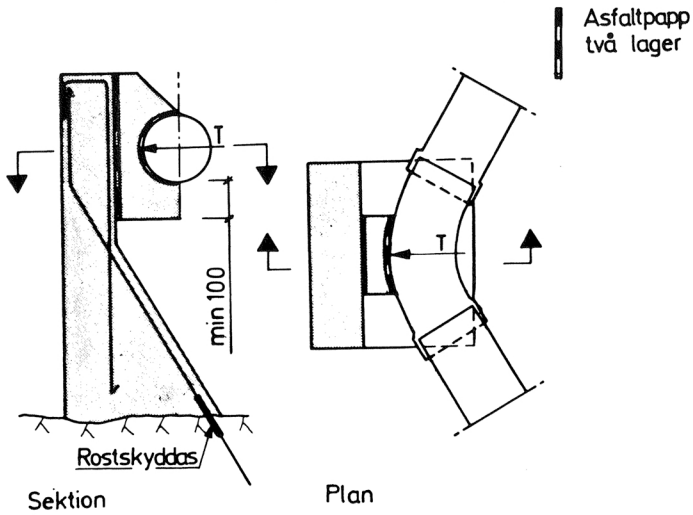


FIG 2.3:2 Förankring med konsol från berg
Utförande: 5.25

Förankring med svep infäst i berg kan användas under samma förutsättningar som förankring med bergkonsol. Vid förankring i underliggande berg, figur 2.3:3, måste oeftergivligt upplag anordnas under den förankrade ledningsdelen. Metoden är även lämplig när ledningen ligger i sluttberg, eftersom förankringsstaget då kan utföras i förskjutningskraftens riktning, figur 2.3:4.

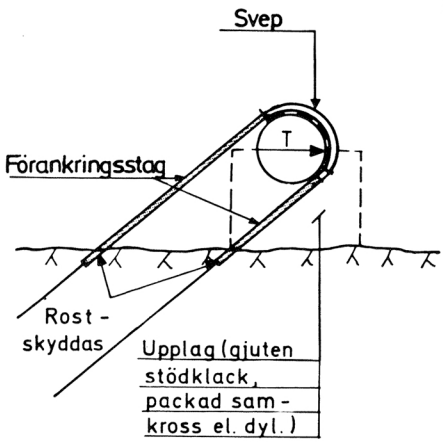


FIG 2.3:3 Förankring med svep infäst i underliggande berg
Utförande: 5.25

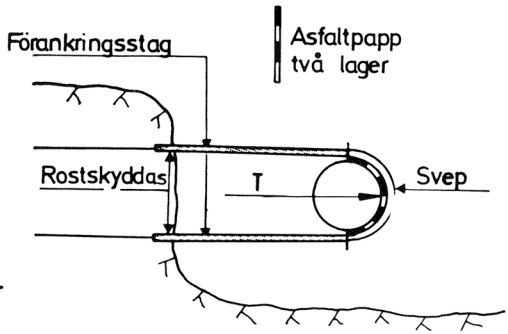


FIG 2.3:4 Förankring med svep infäst i sluttberg
Utförande: 5.25

Stödvägg av spont med dragstag kan användas när förankring skall utföras i lös kohesionsjord och förskjutningskrafterna är stora, figur 2.3:5.

Stagen skall kunna löpa fritt i övre delen så att för- och efterspänning kan utföras.

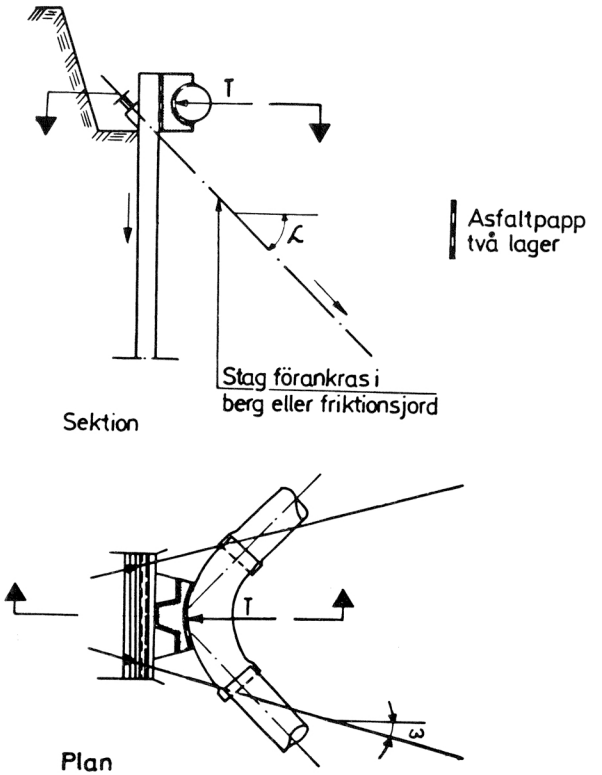


FIG 2.3:5 Förankring med stödvägg med dragstag
Dimensionering: 4.33
Utförande: 5.28

2.4 FÖRANKRING MED PÅLAT OK

Vid förankring med pålat ok överförs förskjutningskraften genom pålar till fastare jord eller berg, figur 2.4:1.
Denna förankringstyp är dock tämligen ovanlig.

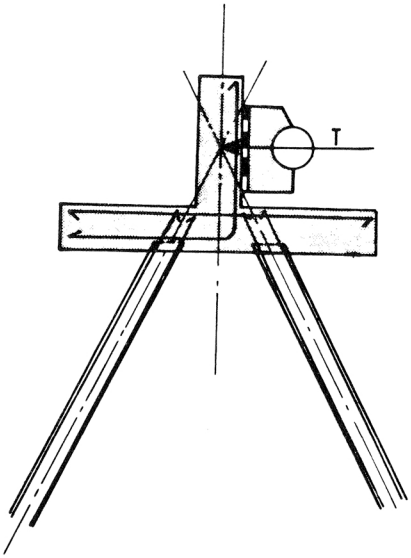


FIG 2.4:1 Förankring med pålat ok
Dimensionering: 4.34

2.5 FÖRANKRING MOT VERTIKALA FÖRSKJUTNINGSKRAFTER

I vissa fall kan förankring behöva utföras mot vertikala förskjutningskrafter. I de fall vertikal förankring skall utföras i lera och där friktionsjord eller berg förekommer nära schaktbotten kan förankringen utföras med stödblock, figur 2.5:1.

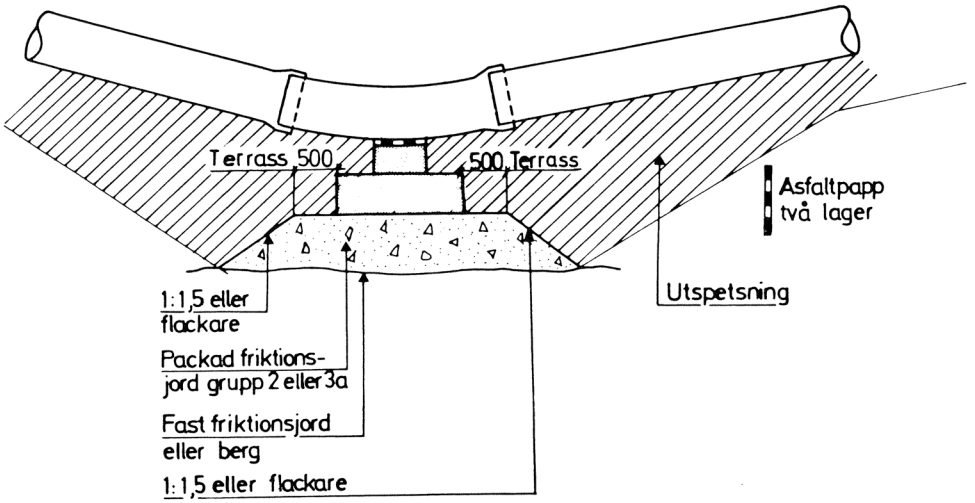


FIG 2.5:1 Förankring med stödblock för nedåtriktade förskjutningskrafter
Dimensionering: 4.35

Om ledningsgraven grundförstärks, exempelvis med betongplatta, kan ofta förstärkningskonstruktionen utnyttjas även till förankring mot vertikala förskjutningskrafter, figur 2.5:2.

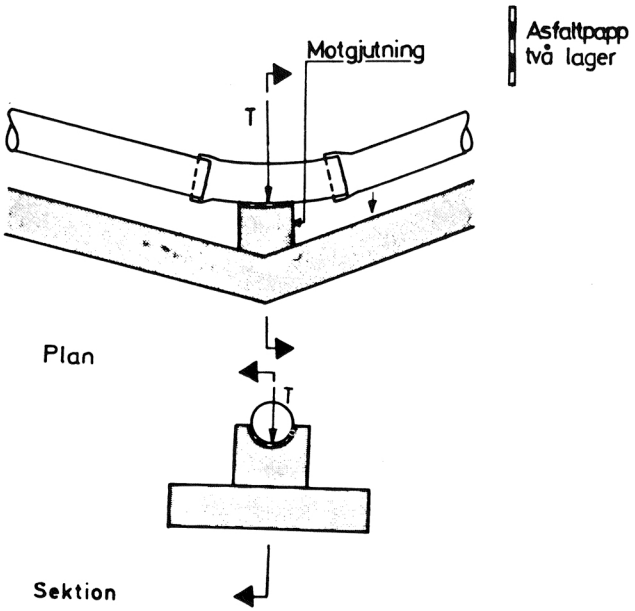


FIG 2.5:2 Förankring för nedåtriktade förskjutningskrafter med hjälp av betongplatta

Består grundförstärkningen av pålad platta, kan konstruktionen även utnyttjas som förankring mot nedåtriktade förskjutningskrafter, figur 2.5:3.

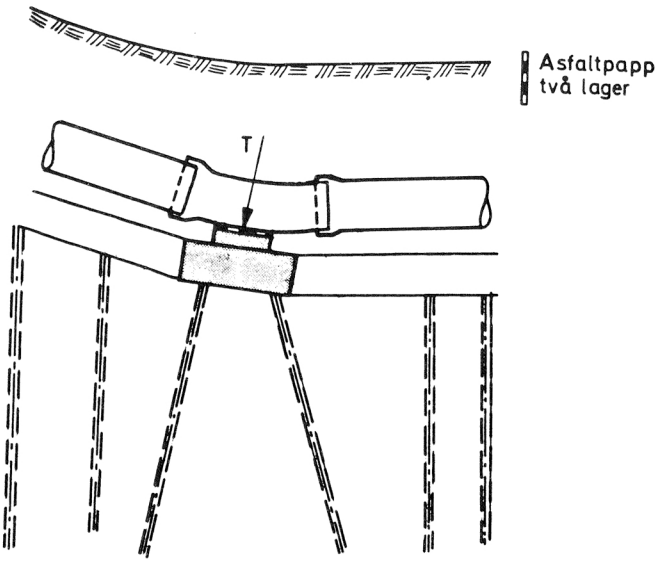


FIG 2.5:3 Förankring av nedåtriktade förskjutningskrafter med hjälp av pålad betongplatta

För uppåtriktade förskjutningskrafter kan - i de fall överlagrad jord inte har tillräcklig mäktighet - förankringen utföras med dragstag och svep, figur 2.5:4.

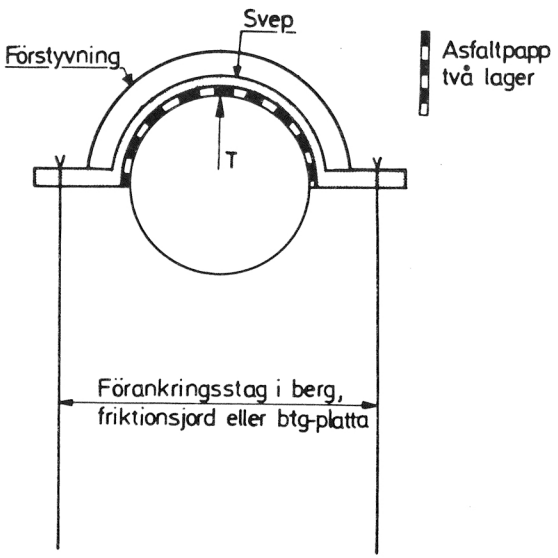


FIG 2.5:4 Förankring med dragstag och svep mot uppåtriktad förskjutningskraft.

3 FAKTORER SOM PÅVERKAR VAL AV FÖRANKRINGSTYP

Den förankringstyp väljs som ger det tekniskt/ekonomiskt optimala resultatet. Detta innebär ofta att ett flertal förankringsalternativ måste vägas mot varandra där förutom de tekniska aspekterna även olika synpunkter av ekonomisk art influerar på valet.

3.1 TEKNISKA ASPEKTER

3.11 Ledningsmateriel

Ledningsmateriel och kopplingar påverkas av förankringar genom att tillskottsspänningar uppkommer. Tillskottsspänningarnas storlek är beroende av förankringens utformning.

Vid stödklackar uppkommer dels böjande moment i krokröret i axialled dels lokala böjande moment i rörväggen i stödklackens randzon, figur 3.11:1 a och b.

Det böjande momentet i axialled uppstår om motgjutning görs mot del av krokröret. Deformationsfiguren visas i figur 3.11:1c.

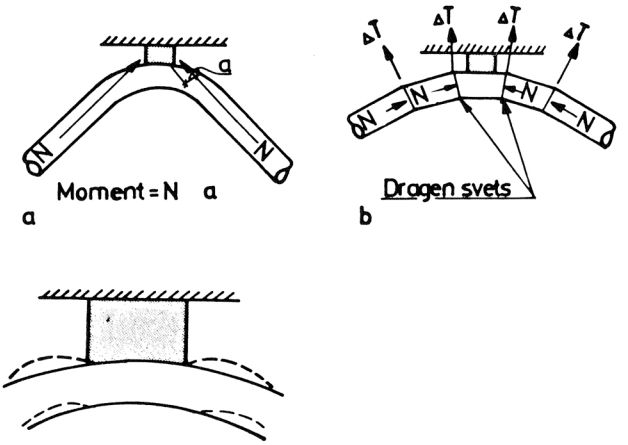


FIG 3.11:1 a, b och c Moment och böjning av normalkraft

I det fall segmentsvetsad rörböj förankrats, figur 3.11:1 b, måste alltid svetsarna kontrollräknas i och med att svetsarna på insidan blir dragna. Sätts stödklack mot varje segment blir momenten väsentligt reducerade. Motgjutningen får således inte göras för liten.

Det böjande momentet elimineras om hela krokröret motgjuts, vilket rekommenderas särskilt för plaströr och tunnväggiga stålrör.

Den deformation (överdriven) som visas i figur 3.11:2 a och b uppkommer av att röret vid inre vattentryck utvidgar sig.

I motgjutningen är sidoutvidgningen förhindrad, varför böjande moment uppstår lokalt i rörväggen i motgjutningens randzon. Fenomenet bör särskilt beaktas för rör med låga tillåtna spänningar och låga E-moduler, d v s i första hand rör av termoplast (PVC, PEH, PEL). Det böjande momentet är inte konstant. Utvidgningen av röret är nämligen beroende av det inre vattentrycket som oftast varierar. Detta innebär att utmattningsbrott kan uppstå. Därtill kommer för plaströr en långtidsdeformation som vid viss storlek ökar det böjande momentet.

Den deformation som visas i figur 3.11:1 c kan beskrivas som buckling. Även andra spänningar uppkommer dock varför spänningsbilden blir mycket komplicerad. För att den totala inverkan av motgjutning skall kunna bedömas erfordras omfattande beräkningar kompletterade med praktiska försök.

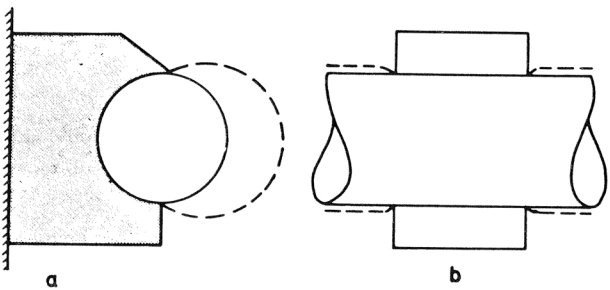


FIG 3.11:2 a och b Deformationer vid förhindrad sidoutvidgning

För att - särskilt för plaströr - minska inverkan av deformationen av inre vattentryck bör övergången mellan motgjutningen och ej motgjuten sektion göras så lång och mjuk som möjligt. Kilformiga elastiska mellanlägg, figur 3.11:2 c och d, är här lämpliga.

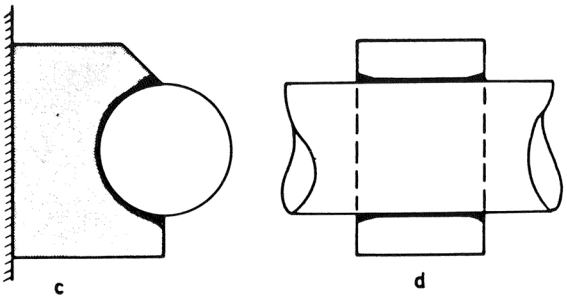


FIG 3.11:2 c och d Motgjutning med kilformiga elastiska mellanlägg

Vid brytpunkter ger bojor, svetsförband, flänsar och andra dragsäkra kopplingar upphov till dels axiala dragspänningar i rören, dels till vissa lokala böjspänningar i rörväggen.

De axiala dragkrafterna uppstår genom att förskjutningskraftens axiala komposant upptas genom friktion mellan rör och jord. De axiala dragspänningar som uppkommer i rörgodset vid invändigt tryck av 1 MPa framgår av nomogrammet i figur 3.11:3.

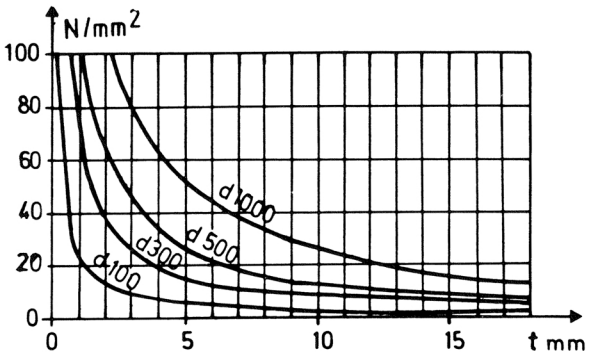


FIG 3.11:3 Sambandet mellan axial dragspänning σ_{ax}, godstjocklek t och rördiameter d för det invändiga trycket 1 MPa

Deformationen av inre vattentryck vid svets- och flänsförband och vid bojor är mindre än för omgivande rörsträckor p g a den större styvheten, figur 3.11:4. Vid bojor uppkommer dessutom dimensionsminskning p g a bojans åtdragning.

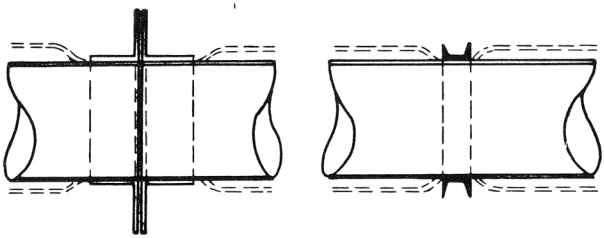


FIG 3.11:4 Deformationsfigur vid fläns och vid boja

Bojornas inverkan beror av åtdragningen som ger en förspänning av röret, vilket i sin tur lokalt förhindrar utvidgningen på grund av det inre vattentrycket. Den bojade sektionen har också större godstjocklek, vilket gör att dragspänningarna i rörväggen blir mindre med reducerad utvidgning i denna sektion som följd. Är dessutom bojans E-modul högre än rörets, ökar skillnaden i utvidgning ytterligare. Dessa skillnader i utvidgning gör att böjande moment uppstår i rörväggen och eftersom det inre vattentrycket varierar kan utmattningsbrott uppstå.

Minsta inverkan av bojning eller jämförbar anordning erhålls om bojan har så liten styvhet som möjligt.

Ovan beskrivna spänningar kan vara orsaken till att materialomvandlingar erhålls i plaströr vid bojor av stål. Bojorna som till en början användes var standardbojor av stål, varför stor skillnad i E-modul mellan boja och rör förelåg. Materialomvandlingen förmodades då bero på att det karborundumpulver som användes för att öka friktionen åt sig in i och förstörde rörgodset. Senare undersökningar synes dock visa att ytliga skador på plaströr inte nämnvärt försämrar hållfastheten.

Bojade ledningar med större dimension än 400 mm kräver, för att erhålla tillräcklig friktion, stor åtdragningskraft varför det i praktiken finns en övre gräns för bojning. I vissa fall kan det på grova dimensioner vara svårt att erhålla tillräcklig åtdragningskraft, medan för vissa rörmaterial stor åtdragningskraft är olämplig. I sådana fall kan en modifierad bojförankring, figur 2.2:3, 2.2:4 användas.

På senare tid har pålimmade eller påsvetsade klackar eller öron börjat användas på rör av olika material. Även dessa ger upphov till drag- och tryckspänningar genom överföring av moment och tvärkraft vid infästningen i rörgodset, figur 3.11:5.

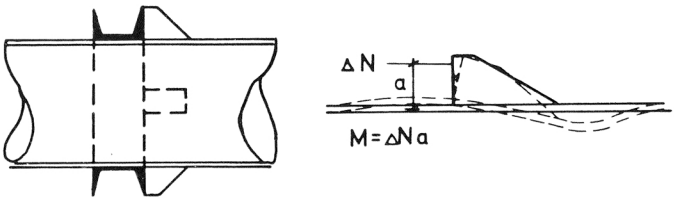


FIG 3.11:5 Uppträdande moment vid klackar. Ju längre ut kraftens angreppspunkt är belägen desto större blir momentet i rörväggen

Till rörkrök anslutna kopplingar blir - oavsett typ av förankringsanordning - utsatta för dragkrafter och belastade med tvärkrafter. Tvärkraftens storlek är beroende av deformationernas storlek och den omgivande jordens hållfasthet, avsnitt 4.2.

Om tillåten tvärkraft i fog överskrids kan läckning uppkomma. Tillåtna värden på tvärkraft med hänsyn härtill framgår av bilagan.

3.12 Geotekniska/geologiska förhållanden

Behovet av förankringar liksom förankringars utformning påverkas av jordmaterialet i såväl kringfyllning som schaktväggar. Även packningsgraden i kringfyllningen är av betydelse.

I bergschakt och schakt i fast jord kan i de flesta fall enkla förankringar, typ stödblock (eller ingen förankring alls) användas, men detta ställer stora krav på kringfyllningen som bör utföras så att den minst motsvarar omgivande jordschaktväggars lägsta hållfasthet. På så sätt utnyttjas jordens hållfasthet bäst.

Vid förankring i lös jord uppkommer flera problem, dels är det ofta svårt att hålla schaktväggarna stabila (ibland erfordras spont), dels är det många gånger svårt att överföra förskjutningskrafterna till omgivande jord utan att stora rörelser uppstår. Noggranna geotekniska undersökningar är därför nödvändiga när förankring skall utföras i lös jord. Särskilda regler gäller, exempelvis att spont inte får dras bakom förankring eller att förbelastning skall ske för att minska initialdeformationer. Dessutom måste alltid långtidsdeformationer, typ konsolideringsdeformationer i lera, beräknas. I lös jord gäller i särskilt hög grad att kringfyllningens kvalitet och packningsgrad påverkar förankringen. I många fall är det lämpligt eller nödvändigt att bortschakta lös jord vid förankring. Genom att exempelvis öka kringfyllningens bredd så att stor lastspridning erhålls innan förskjutningskraften påverkar schaktväggen erhålls i många fall en enklare anordning, figur 3.12:1.

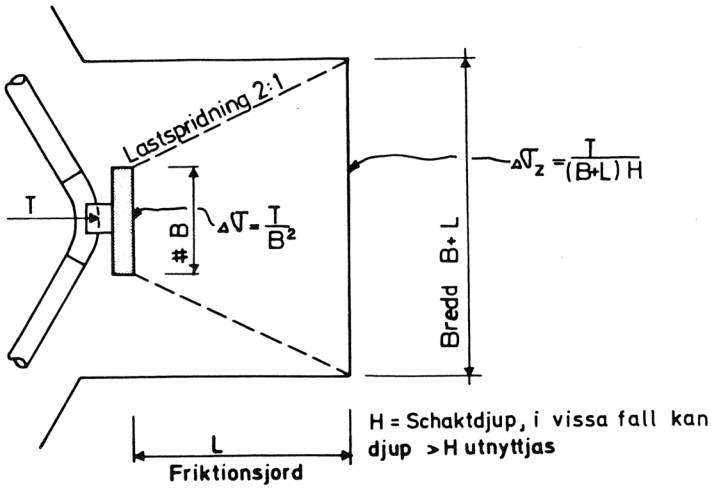


FIG 3.12:1 Exempel på utförande av schakt för stödförankring i lös kohesionsjord. Jmfr figur 2.1:2

Vid utförandet enligt figur 3.12:1 måste alltid beaktas den lastökning som utbyte av kohesionsjord mot friktionsjord ger upphov till. Detta gäller särskilt kohesionsjordar med låg densitet belägna under grundvattennivån.

Topografin på ledningssträckan påverkar starkt valet av förankring, figur 3.12:2.

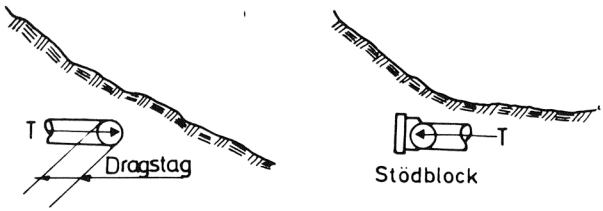


FIG 3.12:2 Exempel på topografins inverkan

Det mothållande jordtrycket minskar om marken sluttar nedåt i kraftens riktning, medan det mothållande jordtrycket ökar om marken sluttar uppåt i kraftens riktning. I det första fallet erfordras ofta bakåtförankring med i jord eller berg förankrade stag eller uppfyllningar framför förankringen. I det senare fallet blir mothållande jordtryck så stort att exempelvis enkelt stödblock oftast kan användas även vid stora förskjutningskrafter.

Materialet i schaktbotten och schaktväggar påverkar också valet av förankringsmetod.

I bergschakter eller då berget är beläget i eller invid schaktbottnen utnyttjas normalt bergets höga hållfasthet för att uppta förskjutningskrafterna. Består schaktväggen av berg gjuts enklast en klack mot berget, figur 2.1:1. Innan klacken gjuts måste dock framför allt slagens riktning och storlek bestämmas, figur 3.12:3.

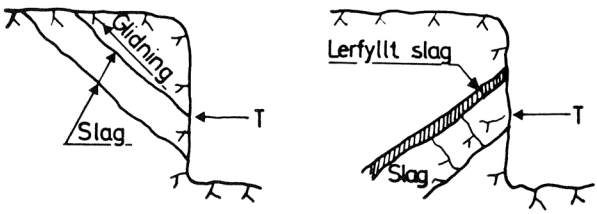


FIG 3.12:3 Exempel på farliga slagriktningar

Är berget beläget i eller invid schaktbotten kan med fördel konsoler utföras, figur 2.3:2.

Beroende på ledningarnas placering i rörgraven och kraftens riktning kan ibland dragstagsförankrade svep behöva användas, figurerna 2.3:3 och :4.

Bergets art och kvalitet måste i samtliga fall bedömas för att tillåten tryckpåkänning respektive erforderlig förankringslängd för dragstagen skall kunna bestämmas.

För ledningar i friktionsjord är det i allmänhet lätt att utföra förankringar, men i löst lagrade friktionsjordar kan dock stora deformationer uppkomma. Oftast kan ledningarna vid normala läggningsdjup förankras med stödblock eller stödspont, men eftersom mothållande jordtryck och deformationer beror av friktionsjordens art och lagringstäthet erfordras sonderingar och provtagningar för att bestämma gällande hållfasthets- och deformationsparametrar. SBN (Svensk Byggnorm) anger exempelvis att maximalt tillåten medeltryckpåkänning för grundläggning på fast morän är 1,0 MN/m^2, medan den för lös mo endast uppgår till 0,2 MN/m^2, SBN 23:533. Även grundvattennivån liksom läggningsdjup inverkar, eftersom mothållande horisontaltryck beror av vertikalt effektivtryck. Över grundvattennivån varierar normalt friktionsjordens tunghet mellan 17 och 21 kN/m^3 medan tungheten under grundvattenytan normalt varierar mellan 11 och 13 kN/m^3.

Läggs ledningarna i torrskorpelera kan likaså oftast enkla förankringar, typ stödblock, användas men ibland kan kompletterande urgrävning och återfyllning av friktionsjord krävas för att tillräcklig lastspridning skall erhållas så att stödblocken får rimliga proportioner, figur 3.12:1.

När ledningarna läggs i lös kohesionsjord uppstår ofta problem med att anordna lämpliga förankringar. Detta beror på att lös kohesionsjord dels har låg hållfasthet, dels har stor deformationsbenägenhet. Vidare gäller att lösa kohesionsjordars hållfasthet och deformationsbenägenhet varierar starkt. Undersökning, avsnitt 3.12.1, måste därför utföras för varje enskild förankring. Det visar sig oftast att förankring typ stödblock och stödspont inte går att utföra eftersom skadliga deformationer

uppstår. Andra metoder måste då tillämpas; bojning, svetsade fogar, flänsförband eller modifierad bojförankring. Om avståndet från ledningen till berg eller friktionsjord är litet kan endera konsol från berg eller gravitationsförankring utföras.

I vissa fall, exempelvis i lös lera med stor mäktighet, erfordras komplicerade arrangemang, t ex dragstagsförankrade sponter. Dessa anordningar är dyra och svåra att utföra. De stora kostnaderna beror på att tung maskinell utrustning måste transporteras till enstaka punkter. Vid utförandet måste också dragstagen förspännas för att konstruktionen inte skall röra sig för mycket. Ofta är det svårt och kostsamt att erhålla mothåll för förspänningen om den inte kan ordnas med exempelvis mothåll av foderröret.

I stället för dragstagsförankrad spont kan snedpålade förankringar användas. Kostnader och svårigheter i utförandet är ungefär desamma som för dragstagsförankrad spont.

Även tjälförhållandena bör beaktas. Normalt inverkar eventuell tjälning inte på val av förankring, men i de fall frostisolering utförs kan valet påverkas eller också kan särskilda arrangemang behöva utföras vid eller invid förankring. Det är således inte lämpligt att exempelvis lägga isolering mellan stödblock och bakomliggande jord eller att isolera i U-form vid bojförankringar om det inte visas att isoleringsmaterialet kan överföra aktuella krafter till kringliggande jord.

Generellt gäller vid alla förankringar som stöder mot schaktvägg att hänsyn måste tas till de deformationer som uppkommer i schaktväggen. Dessa deformationer uppkommer dels av att jordtrycken i schaktslänter övergår från vilojordtryck till aktivt jordtryck, vilket innebär att slänten rör sig in mot schakten, dels av att slänten kan luckras upp av nederbörd och framträngande grundvatten, vilket också ger en släntrörelse inåt. Dessa rörelser, som uppkommit medan schaktgraven stått öppen, återgår till större delen vid belastning. Således erhåller exempelvis stödblock, gjutna direkt mot schaktväggen, ofta primärförskjutningar av betydelse, figur 3.12:4 a. Därför bör alla konstruktioner som stöder mot schaktväggar utformas så att uppkommande

sättningar minskas genom att jorden mellan stödanordning och schaktvägg packas, figur 3.12:4 b, eller också kan förspänning utföras före rörmontering.

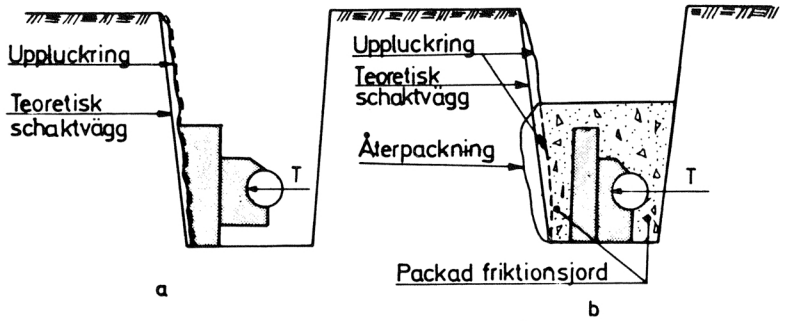


FIG 3.12:4 Schaktväggsdeformationer,

a; utan återpackning (olämpligt)
b; med återpackning (bör föreskrivas)

I spontade schakter skall särskilt beaktas de deformationer som kan uppkomma vid spontdragning. Deformationerna uppkommer av att hålrum bildas efter sponten och eventuell medföljande jord. Således blir förskjutningen av ett stödblock minst av samma storleksordning som spontens godstjocklek om sponten dras. Det är således ofta olämpligt att dra sponten bakom en förankring.

3.12.1 Geotekniska undersökningar

Erforderliga geotekniska undersökningar kan delas upp i två delar, dels undersökningar i förprojekteringsskedet, dels undersökningar i detaljprojekteringsskedet.

I förprojekteringsskedet, när olika alternativa sträckningar skall bedömas, är det lämpligt att parallellt med studier av grundkartor m m även studera den geologiska kartan över området. Härvid erhålls en överblick över vilka jordar som förekommer inom de olika alternativa sträckningarna. I många fall kan man härvid undvika placering av förankringar i lös jord och därmed erhålla avsevärt billigare förankringskonstruktioner, figur 3.12.1:1.

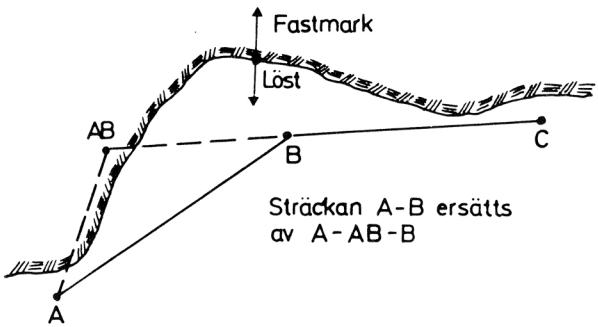


FIG 3.12.1:1 Exempel på val av ledningssträcka med hänsyn till gräns mellan fast och lös jord

Som komplement till den geologiska kartan bör eventuella äldre geotekniska undersökningar och flygbilder (flygbildstolkning) inom eller invid sträckningar utnyttjas. Härvid kan ofta många väsentliga uppgifter erhållas, uppgifter som kan styra sträckningsval men även användas på detaljprojekteringsstadiet. När de alternativa sträckningarna i stort fastlagts utförs lämpligen en geologisk ytkartering över de olika sträckningarna. En sådan är enkel och billig att utföra

men ger trots det mycket värdefull information för bedömning av alternativens lämplighet. Också bedömningen av erforderlig omfattning av de geotekniska detaljundersökningarna underlättas avsevärt. Den geologiska ytkarteringen tillgår så att èn geotekniker "går" sträckningarna och undersöker ytjorden med exempelvis agronomkäpp (förenklad provtagare) samt noterar terrängformationerna. Resultatet ritas efter hand in på en karta i skala 1:400 à 1:1000, där gränserna mellan berg i dagen, fastmark och lerområden markeras. Typ av jord i fastmarkspartierna redovisas också.

I detaljprojekteringsskedet, när ledningssträckningen fastlagts i stort, utförs detaljerad geoteknisk undersökning.

Markytan skall avvägas i alla brytpunkter, figur 3.12.1:2, och uppritas i tvärsektion.

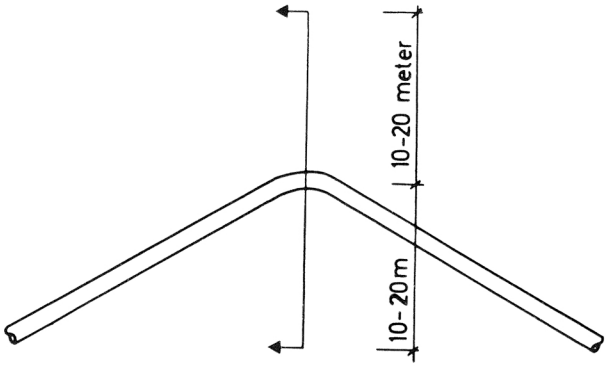


FIG 3.12.1:2 Avvägningens omfattning i brytpunkt

Det är väsentligt att den geotekniska undersökningen planeras så att provtagningar och sonderingar utförs vid brytpunkter. Det förekommer ofta att geoteknisk undersökning utförs på jämna metertal, exempelvis varje 20:e, 50:e eller 100:e meter varvid man ofta förbiser nödvändigheten av att placera undersökningar i brytpunkterna. Därför bör generell instruktion till undersökningspersonal utgå med direktiv

exempelvis att närmaste undersökningspunkt flyttas till brytpunkten och placeras enligt figur 3.12.1:3. Som framgår av avsnitt 4 inverkar grundvattenytans nivå starkt på dimensioneringsresultatet, varför också grundvattennivåer skall uppmätas.

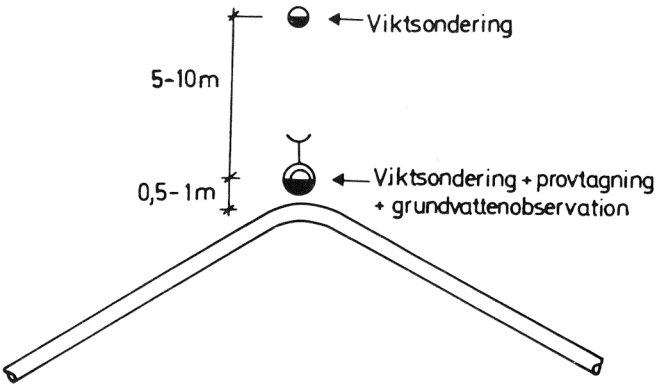


FIG 3.12.1:3 Exempel på geoteknisk undersökning vid brytpunkt

För förankringar i kohesionsjord är det oftast väsentligt att borrningarna utförs till fast botten så att hela kohesionsjordlagret kartläggs.

Inom fastmarkspartier utförs vanligen motorslagsondering till ledningsgravens botten för att lokalisera eventuellt berg över schaktbottnen. Denna undersökning kompletteras med viktsondering och upptagning av "störda" jordprover, exempelvis med spadprovtagare eller skruvprovtagare, samt grundvattennivåobservationer. Om terrängen är framkomlig blir provgropsgrävning och provtagning med exempelvis traktorgrävare ofta att föredra istället för upptagning av störda prover, eftersom man härvid också erhåller en uppfattning om schaktbarhet och blockhalt. Jordproverna undersöks på laboratorium med avseende på jordart, vattenkvot och frostaktivitet. Av jordklassificeringen kan sedan jordens flytbenägenhet bedömas. Schaktarbeten i flytbenägna jordar försvåras oftast vid vattenöverskott, förorsakat av exempelvis omrörning, regn eller grundvatten.

I leromåden eller områden med annan lös jord utförs viktsondering för att fastställa jordens relativa fasthet. Vidare tar man upp "ostörda" jordprover, exempelvis med kolvprovtagare (typ St I). Provtagningshålen placeras enligt figur 3.12.1:3. I vissa fall kan också provgropar grävas varvid "ostörda" prover tas i schaktbotten eller i schaktvägg. De "ostörda" proverna undersöks på laboratorium med avseende på jordart, vattenkvot, tunghet, skjuvhållfasthet, finlekstal och sensitivitet (känslighet för omrörning). Dessutom bör representativa prover undersökas i ödometer med avseende på deformationsegenskaper. Portryck och grundvattennivåer måste också bestämmas, vilket ofta kräver mätningar under längre tid för att fånga in grundvattnets variationer. Sådana undersökningar kan ibland göras i provtagningshålet. Lämpligast är dock att sätta särskilda grundvattenobservationsrör i underliggande friktionsjord och att borra exempelvis ett spadborrhål ned till ledningsgravens botten - det senare för att undersöka förekomsten av sprickvatten eller ytliga vattenfickor. Ibland erfordras även installation av portrycksmätare.

3.13 Utrymmesbehov

I många fall styr tillgängligt utrymme valet av förankring.

En gradering av normalt utrymmesbehov för olika förankringstyper kan göras enligt nedan, där den översta är minst utrymmeskrävande och den understa mest utrymmeskrävande:

1 svetsfogade rör
2 flänsfogade rör och andra "dragsäkra" fogar
3 bojade rör, figur 2.2:1
4 svep med stag, figurerna 2.3:3, 2.3:4, 2.5:4
5 modifierad bojförankring, figurerna 2.2:3, 2.2:4
6 konsol från underliggande berg, figur 2.3:2
7 klack mot bergschaktvägg, figur 2.1:1, 2.3:1
8 förankringsblock, figur 2.1:2
9 förankringsspont, figur 2.1:4
10 gravitationsförankring, figur 2.2:2
11 spont med dragstag, figur 2.3:5
12 pålat ok, figur 2.4:1

Utrymmet kan vara begränsat av att exempelvis flera ledningar ligger invid varandra och där tryckledningen ligger i "innerkurva", eller om känsliga konstruktioner kan påverkas.

Förankringen kan i sådana fall placeras på "fel" sida om tryckledningen, varvid denna förankras med dragstag och svep eller också kan "överbryggande" förankring, figur 3.13:1, användas.

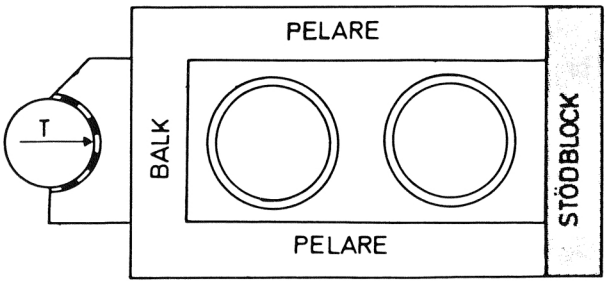


FIG 3.13:1 Exempel på överbryggande förankring

3.14 Exempel på specialfall

Förskjutningskraft eller komposant av förskjutningskraft kan ofta upptas genom dragsäker sammankoppling av krokrör, andra rördelar eller ventiler. På detta sätt utbildas huvudsakligen inre krafter och kringliggande jord får mindre eller ingen belastning. I vissa fall, som när ledningar ligger fria i skyddsrör, måste krafterna tas genom sammankoppling, figur 3.14:1.

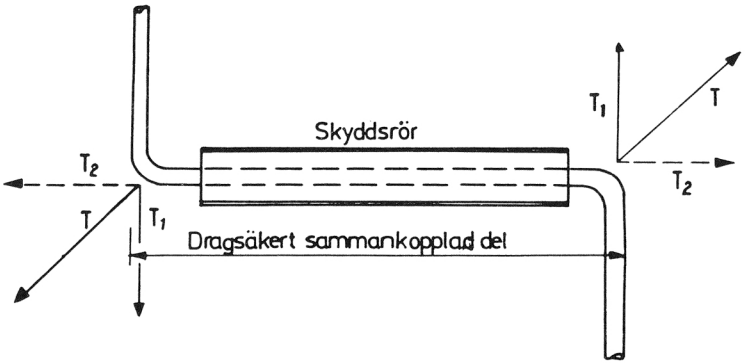


FIG 3.14:1 Förankring av ledning i skyddsrör

Förskjutningskraftens komposant T_1 kan upptas genom exempelvis stödblock eller bojning.

Även brandposter och andra anordningar kan ofta ges sådana sammanbindningar att yttre krafter elimineras, figur 3.14:2, men man måste då alltid kontrollera hur krafterna förändras när ventilen öppnas.

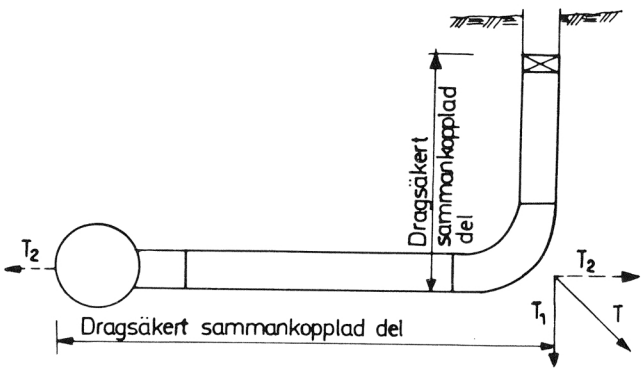


FIG 3.14:2 Exempel på förankring av brandpost. Vid stängd ventil är krafterna i jämvikt. Öppnas ventilen upphör jämvikten i vertikalled, varför stödblock måste placeras under brandpost.

I fördelningspunkter gäller ofta att flera förskjutningskrafter uppträder. Finns avstängningsventiler kan krafterna komma att riktas olika beroende på hur ventilerna öppnas och stängs. Detta innebär att olika stora förskjutningar uppkommer om separata stödanordningar används. Därigenom erhåller rören ofta momentbelastningar som kan vara svårbestämda. En lämplig lösning på problemet kan vara att hela systemet sammankopplas till en enhet, exempelvis med hel betongplatta med uppstickande klackar. Den totala kraften förankras sedan på konventionellt sätt, exempelvis genom användning av betongplattan som gravitationsförankring. I figur 3.14:3 visas ett extremexempel där nödvändigheten av totalförankring framgår. Exemplet är ett verkligt fall, där nya och gamla ledningar har hopkopplats.

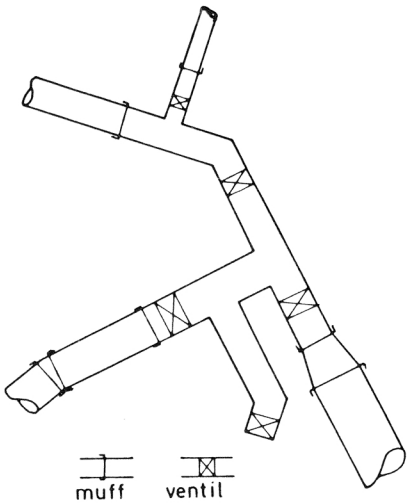


FIG 3.14:3 Exempel på förankringsproblem i knutpunkt med flera anslutningar

I anslutning till byggnader går det ofta bra att förankra i själva byggnaden eller med hjälp av dragstag med svep eller med konsoler till byggnaden, figur 3.14:4. Det är härvid väsentligt att förankringsbehovet uppmärksammas på så tidigt stadium att byggnadens konstruktion anpassas därefter.

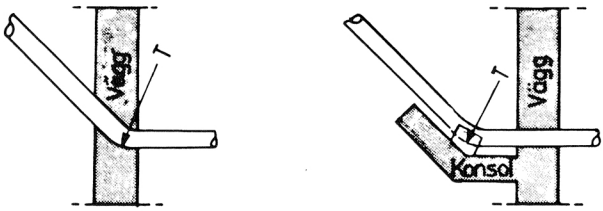


FIG 3.14:4 Exempel på infästning i byggnadskonstruktion

Vid större ledningsdimensioner kan krafterna bli avsevärda och när byggnaden är liten kan till och med totalstabiliteten påverkas, exempelvis vid förankring mot pumpstationer m m och då framför allt i lös jord, figur 3.14:5.

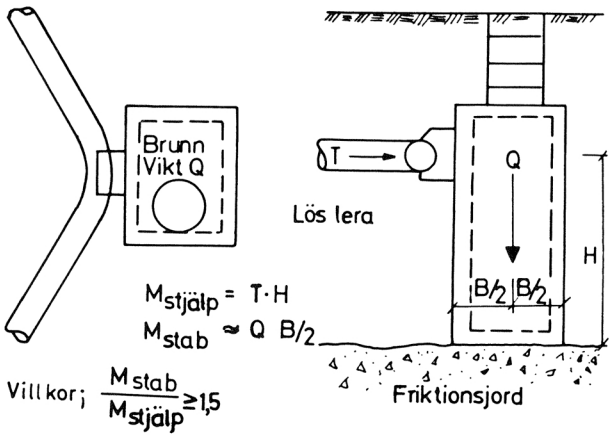


FIG 3.14:5 Exempel på förankring mot platsgjuten brunn

3.2 EKONOMISKA ASPEKTER

Investerings- och underhållskostnader för olika förankringskonstruktioner, tidsaspekter, riskvärdering och teknisk likvärdighet skall beaktas. Jämförelsen nedan mellan olika typer görs inte i kronor, i och med att prisläget varierar kraftigt, utan sker som rangordning mellan olika lösningar. Trots prisvariationer är relationerna mellan de olika förankringstyperna relativt konstanta eftersom få egentliga nykonstruktioner förekommer.

3.21 Investerings- och underhållskostnader

De faktorer som främst påverkar investerings- och underhållskostnaderna är ledningsmaterial och förankringstyp.

Ledningsmaterialet påverkar kostnaderna eftersom olika förankringsalternativ måste väljas för olika ledningsmaterial oavsett förskjutningskraftens storlek. Således är ett första steg att jämföra förankringskostnaderna i förhållande till ledningsmaterialet. Härvid kan följande uppställning göras, där de översta kräver minst och de nedersta mest i form av åtgärder för att åstadkomma förankringen.

1 Svetsfogade eller flänsfogade ledningar
2 Muffade ledningar av segjärn och stål
3 Ledningar av asbestcement
4 Ledningar av betong
5 Muffade ledningar av plast

Används modifierad bojförankring ändras jämförelsen så till vida att ledningarna enligt punkterna 2-4 blir i princip likvärdiga. Definitiva relationstal är dock svåra att ange eftersom denna förankringstyp ännu inte blivit så vanlig. Kostnaden för modifierad bojförankring bedöms ligga mellan 50 och 100% av kostnaden för bojning.

Ovanstående rangordning har baserats dels på en bedömning av olika ledningsmaterials egen förmåga att uppta förskjutningskrafter dels på frihet med avseende på val av förankringstyp samt brukstid med avseende på möjliga, användbara förankringstyper. Hänsyn har även tagits till tillskottsspänningars inverkan eftersom dessa påverkar rörens brukstid, dvs underhållskostnaden för ledningen.

Där svetsfogade och flänsfogade ledningar valts av andra skäl än för förankringsändamål tillkommer i allmänhet ingen kostnad för förankring, eftersom krafterna huvudsakligen upptas av rören i axialriktningen. Spänningarna är vid normala godstjocklekar och mindre dimensioner oftast försumbara (se figur 3.11:3).

På ledningar av segjärnsrör och muffogade stålrör kan de flesta typer av förankringar appliceras vilket ger stor valmöjlighet beträffande förankringsalternativ.

Rakrör av asbestcement kan förankras med specialtillverkad, dragsäker koppling. Krokrör och specialrördelar tillverkas normalt av stål eller gjutjärn och kan förankras mot exempelvis stödblock.

Tryckledningar av betong kan vid stora dimensioner inte bojförankras eftersom mothållsklackar är svåra och i vissa fall omöjliga att utföra. Dessutom kräver betong längre motgjutningar mot stödanordningar. Vid betongledningar används ibland krokrör av annat material.

Att förankra ledningar av plast är svårt i och med att materialet har en mycket lägre E-modul än de flesta förekommande förankringsanordningar. Detta kan ge upphov till komplicerade belastningsfall, avsnitt 3.11. Dessutom är materialet så mjukt att de i avsnitt 4.2 redovisade kraven på styvhet, för att förankring skall vara obehövlig, ofta inte uppfylls. Vid bojning uppstår dessutom längdändringar orsakade av axialkrafter. Detta ger upphov till svårbedömbara påkänningar.

Vid motgjutning av plastledningar måste hela krokdelen motgjutas. Sannolikt är det - som nämnts - bra om ett elastiskt material läggs mellan röret och motgjutningen, figur 3.11:2, vilket minskar den tvära övergången mellan icke motgjuten och motgjuten del.

Tillskottsspänningar enligt avsnitt 3.11 är att betrakta som dynamiska, eftersom de är beroende av det inre vattentrycket, som varierar. Av den anledningen förorsakar tillskottsspänningarna, förutom risk för primärbrott även risk för dynamisk utmattning. Tillskottsspänningarna är därför ur graderingssynpunkt att hänföra till underhållskostnader, eftersom ledningens livslängd förkortas.

Valet av förankring styrs också av var ledningen är belägen. Om exempelvis framkomligheten till arbetsplatsen är dålig bör enkla, lätta och prefabricerade förankringar väljas. Att i ett sådant fall göra stora gjutningar med därtill hörande betongtransporter är inte lämpligt.

3.22 Tidsaspekter

När ledningar läggs i eller invid befintliga vägar, gator eller järnvägar är det oftast väsentligt att ledningsgraven hålls öppen så kort tid som möjligt för att nedbringa kostnaderna för trafikavstängningar. I vissa fall måste också ledningsgraven av geotekniska skäl återfyllas snabbt, exempelvis vid etappvis urschaktning när endast kortare sträckor får hållas öppna för att eliminera risk för skred.

Årstiden inverkar också på valet av förankring. Vintertid vill man inte ha rörgravarna stående öppna på grund av risk för tjälning. Om förankringsarbetet tar lång tid tillkommer då kostnader för uppvärmning, täckning m m. Under perioder med riklig nederbörd är det också väsentligt att rörgravarna hålls öppna så kort tid som möjligt eftersom annars kostnader tillkommer för borttagande av nedrasade massor eller snö.

Schakt vid eller under grundvatten erfordrar oftast länshållning i schaktgropen eller lokal, temporär grundvattensänkning. Kostnaden för dessa åtgärder är väsentlig varför tiden bör nedbringas till ett minimum.

Tidsfaktorn bör således i många fall beaktas. Tidsfaktorn är ofta så väsentlig att till och med ledningsmaterialet på delsträckor byts ut för att möjliggöra snabba förankringsarbeten.

De förankringar som kräver minsta tidsåtgång är sådana där förskjutningskraften tas upp i rören; bojförankring, helsvetsning och flänsför-

förband etc. Arbeten såsom utförande av stödblock och modifierad bojförankring, där betonggjutning erfordras, kräver lång tid; först formsättning, sedan gjutning och härdning. Betongen bör åtminstone ha härdats ca 5 dygn innan återfyllning kan ske.

Arbeten med sponter och pålar kräver, förutom ovannämnda betongarbeten, ett ytterligare moment, nämligen slagning av spont respektive pålar. Därför är dessa anordningar ännu mer tidskrävande.

De arbeten som kräver den avgjort längsta tiden är dragstagsförankringar eftersom stagen måste provdras efter montering. Provdragning utförs normalt inte tidigare än 5 à 10 dagar efter montering.

3.23 Riskvärdering

Risk för skred samt deformationer i schaktväggar och schaktbotten ökar med den tid ledningsgraven står öppen. Som exempel kan nämnas att schakter med låg säkerhet som drivs intill järnväg (SJ) alltid måste fyllas igen när arbeten inte pågår. Detta är också ett motiv för användning av snabbmonterade förankringar.

Vid betonggjutning (betongbilar m m), pålning och spontning får schaktslänterna en ökad belastning, vilket medför en lägre säkerhet mot skred. För att möjliggöra sådana arbeten krävs ofta förstärkningsåtgärder, såsom utflackning av slänter m m.

I bruksstadiet är det viktigt att förankringarna inte förskjuts så att läckning uppkommer. Hänsyn måste också tas till var ledningen är belägen med hänsyn till inverkan av eventuellt rörbrott. Ett rörbrott i tätbebyggelse eller under vägar och järnvägar kan få allvarliga följder såsom vattenfyllda källare och bortspolade vägbankar, medan ett rörbrott i exempelvis skogs- eller åkermark inte behöver få så allvarliga konsekvenser.

Förskjutningar kan uppkomma på grund av långtidsdeformationer och kringarbeten. De förankringar som påverkas mest är de som stöder mot kringfyllning eller schaktväggar, dvs stödblock och sponter. Deras tryck mot schaktväggen orsakar deformationer. Mothållet försvinner helt om schakt sker bakom sådan förankring.

Gravitationsförankringar och förankring av typ bojning är mindre känsliga. För dessa är det dock väsentligt att vertikallasten bibehålls. Dessa förankringar fungerar exempelvis inte om närliggande ledning måste grävas fram för reparation eftersom vertikallasten då försvinner.

Normalt är rörelserna små vid gravitationsförankring och förankring av typ bojning. Bojförankrad ledning kan dock röra sig om skjuvhållfastheten i schaktväggen är låg eller om kringfyllningen packats dåligt.

En gradering av olika förankringar från risksynpunkt måste grundas på deformationsbenägenhet enligt ovan men också på beständighet. Betongkonstruktioner är oftast att föredra i miljö som är korrosiv mot järnmetaller eftersom stålkonstruktioner är svåra att ge ett effektivt kompletterande korrosionsskydd. I den mån förankringar av typ bojning kan ges ett med röret likvärdigt korrosionsskydd är dessa givetvis att föredra.

Vid val av förankring bör ledningarnas brukstid beaktas. Exempelvis kan för en provisorisk ledning väljas en förankring som med hänsyn till risken för korrosion inte skulle applicerats på en permanent ledning.

3.24 Teknisk likvärdighet

Kvaliteten på förankringarna skall väljas i paritet med ledningskvaliteten. Två faktorer inverkar härvid. Enklare ledningar utförs oftast av mindre van personal och med mindre maskinella resurser, varför utförandetekniskt enkla förankringar bör väljas. Det finns också ett samband mellan ledningars betydelse och erforderliga anordningar på ledningar. Det kan inte vara rimligt att ställa samma höga krav på ledningar av sekundär betydelse som på huvudvattenledningar eller andra viktiga ledningar, exempelvis ledning till sprinkleranläggning. Dels innebär ett driftstopp på huvudvattenledningar stora störningar i samhället dels transporterar dessa vanligtvis stora vattenmängder som kan ge upphov till skador. Ledningar av sekundär betydelse förorsakar normalt mindre störningar och skador vid ett eventuellt rörbrott, men i vissa fall kan det erfordras en kvalitetsökning, exempelvis under vägar och invid byggnader som kan skadas av utläckande vatten. Givetvis kan kravet på förankringar

inte ställas så lågt att uppenbar risk för brott föreligger.

Val av säkerhetsfaktor för olika typer av ledningar bestäms av två motverkande faktorer. För huvudvattenledningar bör å ena sidan högre säkerhetsfaktorer tillämpas än för "sekundärledningar" med hänsyn till huvudvattenledningarnas större betydelse. Å andra sidan gäller att de normalt mer omfattande geotekniska undersökningsarbetena för huvudvattenledningar, liksom bättre arbetsutförande, motiverar lägre säkerhetsfaktorer jämfört med de mindre specificerade förhållanden som normalt råder vid anläggning av en "sekundärledning". Därför är det sannolikt riktigt att tillämpa samma säkerhetsfaktor för alla ledningstyper.

Enligt BYGG, avd 17 Geoteknik, varierar lämplig säkerhet mot brott i lera mellan 1,5 och 2 och i friktionsjord mellan 1,3 och 1,5.

Beträffande jorddeformationer har inga uppgifter påträffats som anger storleken på lämplig säkerhetsfaktor. Detta beror sannolikt på att deformationer i jord oftast inte betraktas som ett brottkriterium. Vid förankring av tryckledningar är dock jorddeformationen ett brottkriterium eftersom rören riskerar att dras isär. Noggrannheten vid beräkning av jorddeformationer varierar med grundundersökningsmetod och jordart. I lera utförs vanligen noggrannare undersökningar än i friktionsjord. Dock kan man i friktionsjord bedöma sättningarnas storlek med hjälp av viktsonderingsresultat, medan man i lera måste ha ostörda jordprover, vilket är avsevärt dyrare. Förslagsvis bör framräknade värden på deformationer två- till trefaldigas vid jämförelse med tillåten isärdragning av fog. Detta innebär tillfredsställande säkerhet mot isärdragning.

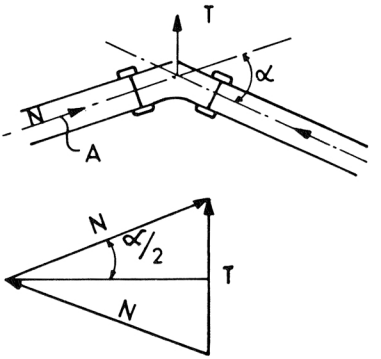
Avsteg från ovan föreslagna säkerhetsfaktorer kan göras vid väldefinierad och normenligt packad kringfyllning där säkerhet mot både brott och jorddeformation kan sättas lägre, förslagsvis 1,5. En ytterligare förutsättning för att den lägre säkerhetsfaktorn skall kunna tillämpas är att förskjutningskraften fördelas i kringfyllningen så att omgivande jord belastas i ringa omfattning.

Eftersom förankringars storlek och kostnad är i det närmaste proportionella mot säkerhetsfaktorn är det mycket viktigt att valet av säkerhetsfaktor sker med omsorg.

4 DIMENSIONERING AV FÖRANKRING

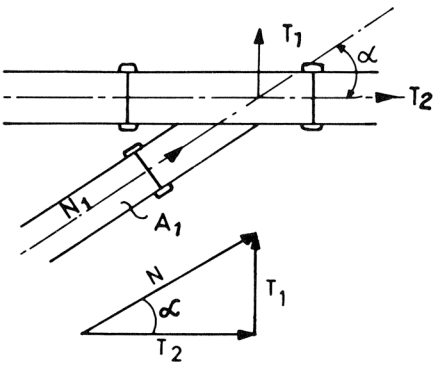
4.1 BESTÄMNING AV FÖRSKJUTNINGSKRAFT

Förskjutningskrafter T bestäms av inre tryck p, se sid 55, rörets verksamma area A, se sid 55, samt (i förekommande fall) krokrörets respektive grenrörets vinkelavvikelse α , figurerna 4.1:1 - 4.1:4.



$$T = N \cdot \sin(\measuredangle/2) = 2pA \cdot \sin(\measuredangle/2)$$

FIG 4.1:1 Bestämning av förskjutningskraften vid krokrör



$$T_1 = N \cdot \sin\measuredangle = p \cdot A_1 \cdot \sin\measuredangle$$
$$T_2 = N \cdot \cos\measuredangle = p \cdot A_1 \cdot \cos\measuredangle$$

FIG 4.1:2 Bestämning av förskjutningskraften vid grenrör

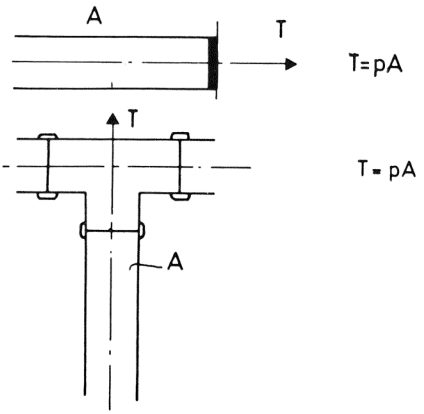


FIG 4.1:3 Bestämning av förskjutningskraften vid ändförslutning och T-rör

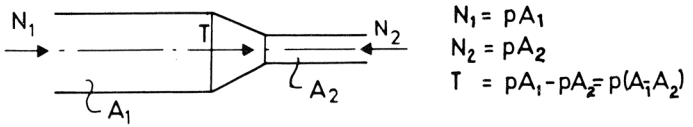


FIG 4.1:4 Bestämning av förskjutningskraften vid förminskningsrör

Förskjutningskraftens storlek har beräknats för en serie olika fall med avseende på vinkeländringar och dimensioner; nomogram, figur 4.21:1

Vilket dimensionerande inre tryck som skall användas för bestämning av förskjutningskraft beror av vilket brottkriterium som tillämpas, jordbrott eller "brott" på grund av stora deformationer i jord. Vid dimensionering av förankring mot jordbrott används högsta förekommande invändiga tryck, vilket normalt motsvarar provtryckningstrycket. Samma tryck används även för beräkning av deformationer i friktionsjord och överkonsoliderad lera. Däremot är arbetstrycket dimensionerande vid beräkning av deformationernas storlek i lös lera (s k konsolideringsdeformationer). Detta beror på att provtryckning och eventuella tryckslag belastar leran så kort tid att konsolideringsdeformation normalt inte hinner utbildas.

Rörets verksamma tvärsnittsarea A bestäms av fogens konstruktion, figur 4.1:5. Normalt blir ledningens ytterdiameter bestämmande för de flesta fogkonstruktioner.

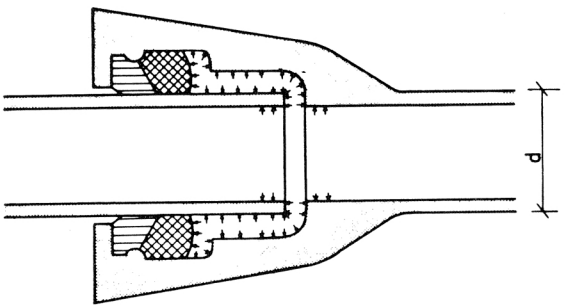


FIG 4.1:5 Exempel på bestämning av verksam tvärsnittsarea vid muffog. Tryckkrafterna mellan yttre rörvägg och muff upptas som inre krafter i rörmaterialet

4.2 BESTÄMNING AV OM FÖRANKRING ERFORDRAS

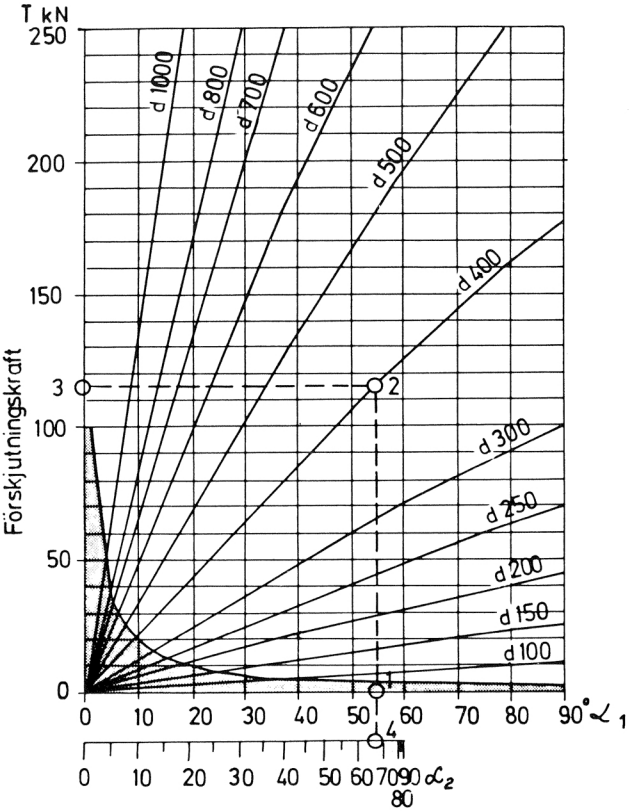
I tryckledningar ingående ledningsmateriel är dimensionerade för inre vattentryck och utvändigt jordtryck m m. Oavsett val av förankringstyp påverkas ledningsmaterialet i någon form. Detta leder ofta till att ledningsmaterielet styr förankringsutformningen.

Ledningens läggningsdjup påverkar behovet av förankring. Ytligt förlagda ledningar innebär att omfattande förankringsanordningar måste utföras. Den mothållande kraften, horisontalt jordtryck eller friktion, beror nämligen av det vertikala jordtrycket, vilket ökar med djupet.

4.21 Konventionell bestämning av om förankring erfordras

Under vissa betingelser erfordras inga speciella förankringsanordningar. Detta gäller dels helsvetsade rör och dels rör med dragsäkra kopplingar under förutsättning att rören är sammankopplade tillräckligt lång sträcka på var sida om krokröret. Förankringsanordningar erfordras heller inte vid små brytvinklar, låga tryck och små dimensioner. I nomogrammet, figur 4.21:1, har inlagts ett skuggat område inom vilket förankring inte erfordras. Nomogrammet är beräknat för ett inre tryck 1 MPa. För andra tryck proportioneras rätlinjigt. Det skuggade området har beräknats utifrån de konventionellt antagna förutsättningarna för att förankring inte skall erfordras, nämligen att förskjutningskraften uppgår till högst 50d kN (där d är den verksamma areans diameter i meter, verksam diameter), att anslutande rakrör på var sida om krokröret är minst 4 m långa och tillräckligt böjstyva, att fogarna kan överföra uppkommande tvärkrafter samt att avståndet från markytan till rörhjässan är minst 1 m. Ligger ledningen i kohesionsjord tillkommer förutsättningarna att kohesionsjordens skjuvhållfasthet skall överstiga 20 kN/m^2 samt vara så överkonsoliderad att summan av uppkommande tillskottslaster och rådande jordtryck understiger överkonsolideringstrycket.

I nomogrammet förutsätts att tillåten förskjutning av förankring är 10 à 20 mm, oavsett brytvinkel och fogtyp. Detta är ett schablonvärde som tillämpats sedan länge.



Förankring erfordras normalt inte inom skuggat område
α_1, α_2 Gäller krokrör
α_2 —"— grenrör
α_1 = 60° gäller ändförslutning och kraft i boja
d = Verksam diameter d_1 (mm)
— — Beräkningsexempel

FIG 4.21:1 Nomogram för bestämning av förskjutningskraft T vid krokrör, grenrör, ändförslutning och boja vid dimensionerande tryck 1,0 MPa. (Vid andra tryck proportioneras rätlinjigt. Inom skuggat område erfordras normalt inte förankring)
Beräkningsexempel: 4.41

4.22 Förslag till ny metod för bestämning av om förankring erfordras

Tillåten förskjutning av förankring (som i nomogrammet i figur 4.21:1 konventionellt satts till 10 à 20 mm) är egentligen beroende av fogtyp (rörtyp) och krökstorlek, figur 4.22:1 och :2. Rörets styvhet inverkar även. Vidare är den största tillåtna kraft för vilken förankring inte erfordras, 50d kN, beräknad under sådana antaganden att värdet ligger väl på den säkra sidan. Genom att ta hänsyn till rörens hållfasthet och styvhet samt rörkrökens brytvinkel kan man bättre anpassa gränsvärdet för förskjutningskraftens storlek med avseende på förankringsbehovet till förhållandena i det enskilda fallet.

Det största problemet härvidlag är att fastställa den tillskottslast som kan tillåtas i rörgodset, eftersom de spänningar som uppstår är i axial riktning och således skall adderas till de spänningar som uppstår av exempelvis ojämnheter i grundläggning m m. Dessutom blir rören i bruksstadiet utsatta för ett fleraxligt spänningstillstånd. Uppkommande spänningar skall betraktas som varaktiga, varför - i de fall plaströr används - även långtidsdeformationerna måste beaktas.

Vid grenrör (och T-rör) gäller att utdragningen δ' i fogen bestäms ur sambandet $\delta' = \delta \sin\alpha$, där δ är totala förskjutningen och α är brytvinkeln, figur 4.22:1.

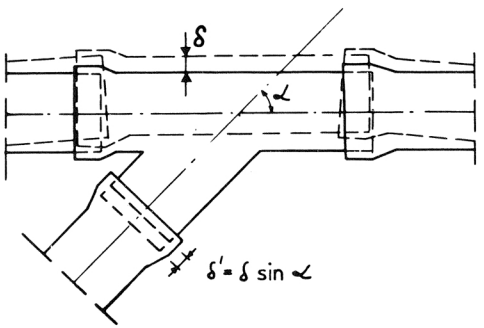


FIG 4.22:1 Samband mellan förskjutning av ledning och utdragning ur fog vid grenrör

Vid krokrör gäller att utdragningen δ'ur fogar är beroende av rörkrökens totala förskjutning δ och brytvinkel α enligt sambandet $\delta' = \delta \cdot \sin(\alpha/2)$, figur 4.22:2.

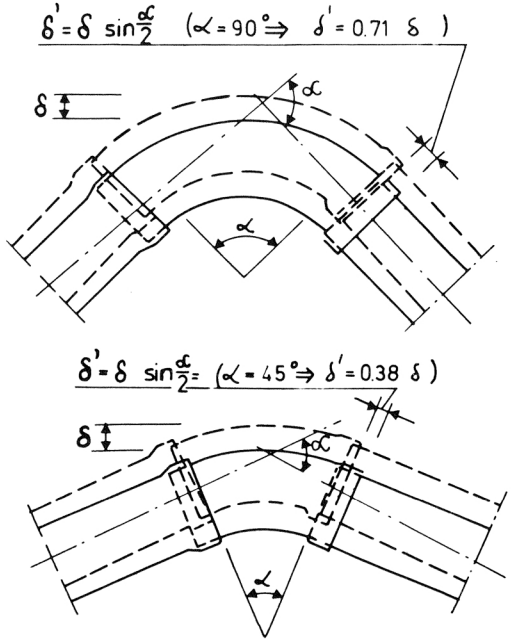


FIG 4.22:2 Samband mellan förskjutning δ av ledning och utdragning δ' ur fog vid krokrör

Sambandet mellan utdragning ur fog och lednings förskjutning som funktion av brytvinkel visas i nomogram, figur 4.22:3.

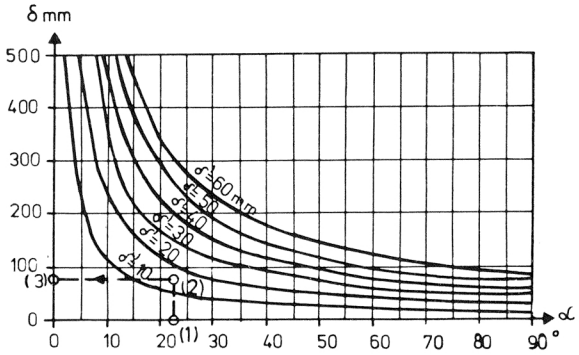


FIG 4.22:3 Lednings förskjutning δ och utdragning δ' ur fog vid krokrör
Beräkningsexempel: 4.41

Utdragningens storlek δ' påverkas dessutom av anslutande rakrörs vinkeländring, vilken uppkommer genom förskjutningen δ. Rakrörens vinkeländring är dock försumbar vid mindre förskjutningar.

Genom att röret snedställs vid utdragningen sker längdändring ΔL (ökad utdragning), sidoförskjutning och vinkeländring, figur 4.22:4 och :5. Möjligheten att tillåta stora förskjutningar kan dock begränsas av den av sidoförskjutningen uppkommande vinkeländringen, särskilt vid korta anslutande rakrör. Sista moment i en beräkning på här föreslaget sätt blir därför kontroll av att tillåten vinkeländring i fog inte överskrids. Hänsyn tas därvid till eventuella vinkeländringar, inbyggda eller uppkomna vid läggningsarbetet.

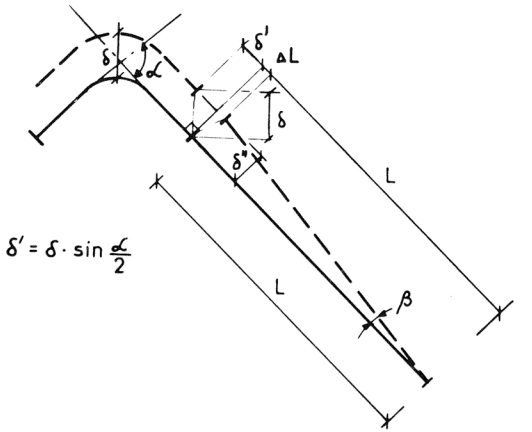


FIG 4.22:4 Längdändring och sidoförskjutning vid krokrör

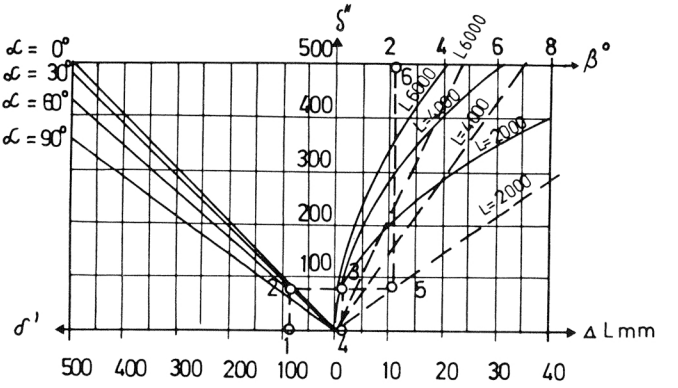


FIG 4.22:5 Korrektion ΔL av utdragning δ' ur fog samt bestämning av rakrörs vinkeländring β. Storheterna ΔL och β är funktioner av lednings förskjutning δ, brytvinkel α och rörlängd L. Storheten δ"är rakrörets sidoförskjutning och erhålls som hjälpvärde

Korrektionen ΔL skall adderas till utdragning i fog enligt nomogram 4.22:3, men är, som framgår av nomogram 4.22:5, normalt så liten att den kan försummas.

Det bör således vara möjligt att tillåta större förskjutningar än 10 à 20 mm vid mindre brytvinklar. Detta innebär att man i många fall, där dimensionering av förankring sker med hänsyn till deformationer i jord, i stället kan dimensionera förankringen mot jordbrott, varigenom förankringarna kan göras mindre eller av enklare typ.

För att behovet av förankringar skall bortfalla förutsätts bl a, som tidigare nämnts, att anslutande rakrör är styva och har viss längd. Härigenom kan nämligen jordtryck tas upp av rakrören i de fall fogen kan överföra tvärkrafter.

I figur 4.22:6 visas tvärkraften R_1 och normalkraften N som funktion av förskjutningskraften T. Tvärkraften skall överföras från krokröret till rakröret via fogarna.

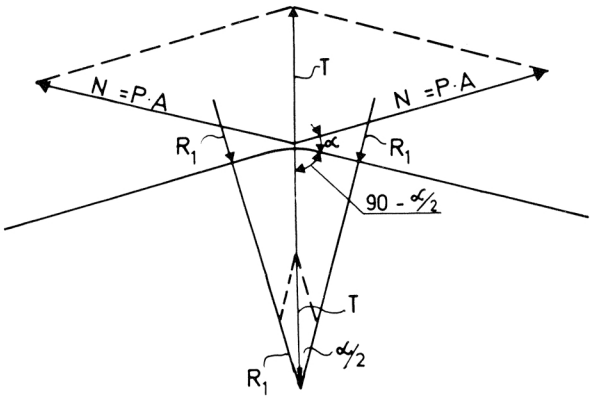


FIG 4.22:6 Uppträdande krafter vid krokrör

Följande samband råder

$$R_1 = \frac{T}{2} \cdot \frac{1}{\cos(\alpha/2)} = \frac{2N \cdot \sin(\alpha/2)}{2 \cdot \cos(\alpha/2)} = N \cdot \tan(\alpha/2)$$

Härur erhålls

$$R_1 = pA \cdot \tan(\alpha/2)$$

Denna kraft skall överföras till jord via rakröret. Visserligen tas en del av kraften upp av själva krokröret, men krokröret är så litet i förhållande till rakrören att denna kraftupptagning kan försummas.

Det i figur 4.22:6 visade sambandet gäller vid lika stor utdragning av rören på var sida om krokröret. Vid ensidig utdragning blir visserligen de yttre krafterna R_1 lika stora, men en resulterande tryckkraft $N = pA$ kommer att påverka röret på den sida som inte glider isär. Därför är det väsentligt att rakrören monteras till krokröret så att fogarna kan ta en axial tryckkraft $N = pA$. Detta innebär att rören måste tryckas "i botten" i fogarna, vilket är ett avsteg från normal fogmetodik men kan tillåtas för enstaka fogar.

Under förutsättning att anslutande rakrör har fast upplag på intilliggande rör, figur 4.22:7, erhålls följande samband

$$R_1 = q_r \cdot \frac{L}{3}; \quad R_2 = q_r \cdot \frac{L}{6}$$

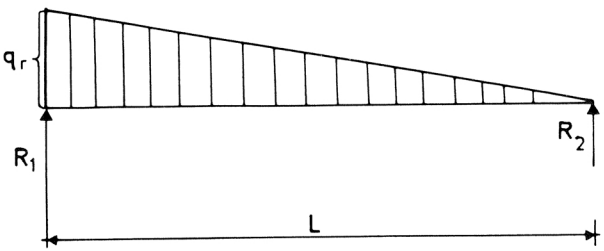


FIG 4.22:7 Antagen lastfördelning vid överföring av tvärkraft R_1 till jord q_r och till intilliggande fog R_2 vid styvt rör

En rörelse vid kraften R_2 kommer givetvis att ändra spänningsbilden, men eftersom R_2 med de antagna förutsättningarna är hälften av R_1 blir rörelsen vid R_2 mindre än vid R_1. Lasten q_r, som är det högsta teoretiska värdet vid triangulär fördelning, utjämnas och minskar genom lastspridning m m. Används q_r för dimensionering med avseende på brott och sättningar erhålls därför ett värde på säkra sidan.

Antagandet om triangulär spänningsfördelning ger $q_r = 3R_1/L = 3pA \cdot \tan(\alpha/2)/L$. Denna last skall kunna tas upp på en bredd lika med rörets diameter d_y (sätts här approximativt = d), vilket ger tillskottsspänningen mot jord

$$\Delta\sigma = 3pA \cdot \tan(\alpha/2)/(Ld) = 2{,}36\ pd \cdot \tan(\alpha/2)/L$$

Resonemanget gäller under förutsättning att $\Delta\sigma$ är mindre än $\bar{\sigma}_{vo} \cdot \tan \phi$, där $\bar{\sigma}_{vo}$ är rådande effektiv vertikalspänning och ϕ jordens inre friktionsvinkel. Om $\Delta\sigma$ är större än $\bar{\sigma}_{vo} \cdot \tan \phi$ får $\Delta\sigma$ en annan fördelning, figur 4.22:8.

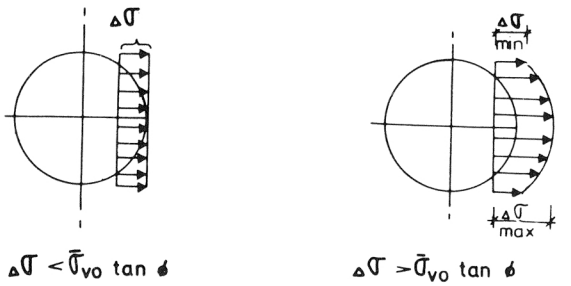


FIG 4.22:8 Uppkommande jordtryck vid sidoförskjutning av styvt rör

Det moment M_1 som skall kunna upptas av röret kan skrivas:

$$M_1 = 0{,}064\ q_r L^2 = 0{,}064 \cdot 3 \cdot pA \cdot \tan(\alpha/2)\ L^2/L = 0{,}19\ pAL \cdot \tan(\alpha/2).$$

Momentet ger upphov till spänningar σ_{ax} i rörgodset i rörets längdriktning

$$\sigma_{ax} = M_1 \frac{32\ d_y}{\pi (d_y^4 - d_i^4)}$$

Denna spänning bör normalt inte överstiga 1/3 av tillåten spänning i godset i vilket fall den blir försumbar i förhållande till radialspänningen av inre tryck.

I och med att rören belastas kommer de också att deformeras. Därför kan detta beräkningssätt endast användas för rör med elastiska egenskaper och höga E-moduler. Initialutböjningen är för material med hög E-modul normalt försumbar om spänningen är $\leq$ 1/3 av tillåten spänning. Detta gäller för rör av segjärn, stål, betong m fl.

Termoplaster (PVC, PEH m fl) är viskoelastiska material och har låg E-modul. Därigenom erhåller de dels en betydande elastisk initialkrökning dels en plastisk krypning som tilltar med belastningstiden. Ovan föreslagna beräkningssätt kan därför sannolikt inte tillämpas för dessa material.

De tillåtna grundtryck som anges i SBN 75, kap 23:53 ger vanligen försumbar deformation i vertikalled för friktionsjord och överkonsoliderad lera. Eftersom det horisontala vilojordtrycket normalt varierar mellan 0,5 och 1 ggr det vertikala jordtrycket kan för beräkning av tillåten jordpåkänning i horisontalled användas halva tillåtna grundtryck enligt SBN 75, varigenom horisontala deformationer normalt blir försumbara.

Givetvis måste dock den totala spänningsbilden beaktas med hänsyn till risken för jordbrott i de fall passiv glidkil kan utbildas. Normalt behöver dock denna kontroll utföras endast för ytligt förlagda, grova ledningar.

För att fullständigt klarlägga hur rören själva kan uppta förskjutningskraften erfordras fullskaleförsök. I dessa försök är det särskilt viktigt att kontrollera storleken av den hysteresiseffekt i jord som kan uppkomma av tryckvariationer och andra dynamiska belastningar. Hysteresiseffekt kan förväntas uppkomma när röret förskjuts utåt och jord rasar ner innanför rörkröken. När jord rasat ner bakom kröken kan inte röret återgå till ursprungsläget vid tryckminskning utan stannar kvar med ett förhöjt jordtryck i förskjutningsriktningen. Detta förhöjda jordtryck avtar med tiden. Vid förnyad pålastning erhålls ånyo en komprimering och nedrasning. Detta gör att röret kommer att "vandra" på grund av tryckvariationerna.

Den här föreslagna beräkningsmetoden för eliminering i vissa fall av förankringar för rör med icke dragsäkra fogar är normalt beräkningsmässigt "på säkra sidan" och bör därför kunna tillämpas i avvaktan på att metoden genom grundligare studier, innefattande även fullskaleförsök, kan förfinas ytterligare.

Beräkningsexempel: 4.43

4.3 DIMENSIONERINGSPRINCIPER

Förankringar dimensioneras för att kunna uppta förskjutningskrafter med erforderlig säkerhet mot dels jordbrott dels skadlig isärdragning av fogarna. För att tillämpa nedan angivna säkerhetsfaktorer erfordras geoteknisk undersökning. Undersökningar skall härvid i friktionsjord minst omfatta viktsondering och störd provtagning och i lera viktsondering och ostörd provtagning. Utförs inte dessa undersökningar skall högre säkerhetsfaktorer än nedan angivna tillämpas för bedömda parametrar.

4.31 Stödförankringar

Till gruppen stödförankringar hör förankringar som stöder mot jord- eller bergschaktväggar och byggnader eller byggnadsdelar. Denna grupp av förankringar är vanligt förekommande.

Dimensioneringen utförs i två delar, dels med säkerhet mot brott dels med säkerhet mot skadliga deformationer.

I jord utförs dimensioneringen mot brott enligt klassisk jordtrycksteori eller, för kvadratiska plattor (stödblock) i friktionsjord, halvempiriskt enligt Ovesen.

4.31.1 Stödförankringar i berg

Vid dimensionering mot brott av stödförankring i berg skall det högsta förekommande inre trycket vara dimensionerande. Vid motgjutning, figurerna 2.1:1 och 2.3:1 och dragförankring, figurerna 2.3:2 till :5, får härvid de spänningar som gäller för exceptionellt belastningsfall för stål och betong användas, se exempelvis Betongbestämmelserna.

I de fall förankring sker mot sned bergschaktvägg, figur 2.3:1, kan skjuvkraften inte upptas genom skjuvspänningar i armeringsstänger, eftersom dessa skall rostskyddas i övergångszonen mellan berg och betong. Således måste alltid skjuvkraften upptas med sneda järn.

Om det kan påvisas att normalspänningen, orsakad av det böjande momentet, är så stor att skjuvkraften kan överföras med friktion, kan snedarmeringen mellan berg och betong utgå.

Deformationens storlek behöver inte kontrolleras i andra fall än där långa dragstag används eller där slag och krosszoner förekommer.

Vid förankringar i berg kan jordtryck inte medräknas eftersom eventuella rörelser blir så små att mothållande jordtryck inte utbildas innan flytning inträffar i konstruktionsmaterialet.

4.31.2 Stödförankringar i friktionsjord

Vid dimensionering mot brott av stödförankring i friktionsjord skall som tidigare nämnts det högsta förekommande inre trycket vara dimensionerande. Sådan belastning är dock sällan förekommande varför lastfallet bör betraktas som ett mellanting mellan vanligt och exceptionellt belastningsfall. Därför bör en säkerhetsfaktor $F_{\emptyset} = 1{,}2$ vanligen vara acceptabel i friktionsjord eftersom denna säkerhetsfaktor normalt motsvarar säkerhetsfaktorn $F_{\emptyset}$ ca 2 vid arbetstryck. Dock skall alltid kontrolleras att säkerhetsfaktorn vid dimensionering med avseende på arbetstrycket är större än 1,5. Om dimensionering sker enligt avsnitt 4.22, dvs större rörelser accepteras, blir dimensioneringen med avseende på jordbrott oftare utslagsgivande än tidigare.

Vid dimensionering med avseende på rörelser i friktionsjord inverkar flera faktorer, bl a den naturliga jordens och kringfyllningens lagringstäthet och kornstorleksfördelning samt fogarnas flexibilitet.

Den naturliga jordens lagringstäthet ökar närmast schaktväggen av packning i ledningsgraven medan kornstorleken inte ändras. Kringfyllningsmaterialet kan variera både vad kornstorleksfördelning och packning beträffar. Stora variationer kan således förekomma. Av den anledningen bör också säkerheten gentemot rörelsebrott vara stor. Förslagsvis bör den beräknade rörelsen, beräknad för högsta förekommande inre tryck, inte vara större än ca 1/3 av den tillåtna rörelsen med avseende på fogarnas utformning. Orsaken till att högsta förekommande inre tryck skall användas är att deformationer i friktionsjord sker momentant vid belastning. Den höga säkerheten motiveras av att rörelsernas storlek i friktionsjord varierar mycket, trots att själva rörelsen är liten. Den tillåtna rörelsen bedöms med avseende på tillåten utdragning och vinkeländring i fog.

För att illustrera dimensioneringsprinciperna redovisas nedan beräkningsgången enligt klassisk jordtrycksteori för en rektangulär platta.

Dimensionering mot jordbrott utförs enligt nedan med beteckningar enligt figur 4.31.2:1.

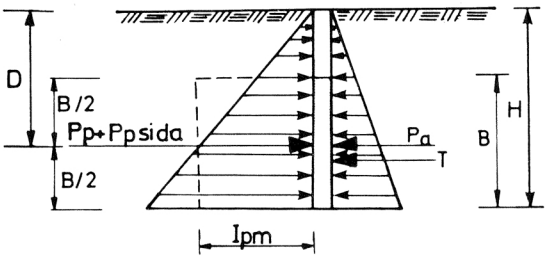


FIG 4.31.2:1 Spänningsfördelning vid stödförankring i friktionsjord. Försöksresultat har visat att jordtrycket på hela höjden på H kan medräknas när H är mindre än 2 B

Stabilitetsvillkor:

$$T + P_a < P_p + P_{psida}$$

Som framgår av figuren består de pådrivande krafterna av förskjutningskraften, T, samt det aktiva jordtrycket, P_a. De motHållande krafterna består av det passiva jordtrycket, P_p, samt ett tillskott av friktionskrafter från sidorna, P_{psida}. Kraften P_{psida} är i allmänhet större än P_a. Skillnaden är dock inte större än att krafterna kan anses ta ut varandra.

Tillåten belastning på plattan kan därvid beräknas med nedanstående uttryck för P_p.

$$P_p = 0{,}5\ K_p\ H^2\ L\ \gamma \quad , \text{(villkor } P_p > T)$$

Teorin gäller under förutsättning av att avståndet från markytan till plattans överkant är mindre än platthöjden. Om djupet till plattan är större än platthöjden kan tillåten belastning beräknas med medeltrycket av det passiva jordtrycket som belastar plattan, se figur 4.31.2:1.

$$P_p = K_p D\ \gamma\ A_{pl} = I_{pm}\ A_{pl}, \text{ (villkor } P_p > T)$$

I synnerhet den sista beräkningsmetoden ger ett värde på den säkra sidan.

Om grundvattenytan är belägen över plattans underkant används jordens tunghet under vatten, γ', för aktuell del av jordprofilen. Den passiva jordtryckskoefficienten K_p är en funktion av jordens inre friktionsvinkel ϕ och friktionsvinkeln ϕ_a mellan platta och jord. Vid enkla beräkningar försummas vanligen inverkan av ϕ_a, varigenom det beräknade jordtrycket blir mindre än det verkliga jordtrycket. K_p kan då uttryckas som en funktion av ϕ enligt nedan (notera att säkerhetsfaktorn F_ϕ ingår i K_p).

$$K_p = \frac{1 + (\sin \phi / F_\phi)}{1 - (\sin \phi / F_\phi)}$$

Beräkningarna påverkas i hög grad av ϕ som är beroende av jordpartiklarnas form och storlek samt av jordens lagringstäthet. Som tidigare nämnts bör störda jordprov upptas för bestämning av jordart, och jordens lagringstäthet bör undersökas genom sondering. På grundval av undersökningsresultaten kan ϕ bedömas. Med ovannämnda förutsättning tillämpas vanligen en säkerhetsfaktor $F_\phi = 1{,}2$.

Dimensionering måste även utföras med avseende på tillåtna förskjutningar. För stödblock i friktionsjord kan förskjutningen beräknas med hjälp av en s k bäddmodul.

För bäddmodulen k beräknas förskjutningen med hjälp av ekvationen

$$\delta = \Delta\sigma / k$$

där $\Delta\sigma$ är belastningen per ytenhet.

Bäddmodulen är i huvudsak beroende av jordens kornstorleksfördelning, lagringstäthet, grundvattenytans läge och plattans storlek och form. Genom försök (Terzaghi) har bäddmodulen k_0 för en kvadratisk platta med 0,3 m sida belägen på 1 m djup under markytan studerats. I nedanstående tabell har sammanställts ett ungefärligt samband mellan bäddmodulen, viktsonderingsmotstånd och lagringstätheten för friktionsjord över och under grundvattenytan. Sonderingsmotståndet beror bl a av djupet under markytan och grundvattenytans läge. Det är därför av vikt att resultaten från sondering på ledningsnivån används.

TABELL 4.31.2:1

Viktsonderings-motstånd (halvvarv/20 cm)	Relativ lagrings-täthet	Bäddmodul k_0 (MN/m^3)	
		över grund-vattenytan	under grund-vattenytan
< 5	låg	7	4
5 - 15	normal	22	13
> 15	hög	59	35

Bäddmodulen minskar (och sidoförskjutningen ökar) linjärt med platthöjden B, dvs $k_1 = k_0 \cdot 0{,}3/B$, där k_1 är bäddmodulen för en kvadratisk platta med höjden B (i meter). Om plattan är rektangulär påverkas dessutom bäddmodulen av en formfaktor enligt nedanstående tabell

TABELL 4.31.2:2

Plattans höjd = L	B	1,5 B	2,0 B	3,0 B	5,0 B	10,0	100,0 B
Form-faktor F	1	0,83	0,73	0,63	0,52	0,43	0,26

Mellan i tabellen angivna värden interpoleras rätlinjigt.

Enligt ovanstående blir bäddmodulen, k_2, för en rektangulär platta med höjd B belägen på ca 1 m djup under markytan

$$k_2 = \frac{0{,}3\, k_0\, F}{B}$$

Bäddmodulen ökar dessutom linjärt med det effektiva överlagringstrycket i jorden och således med djupet under markytan. Bäddmodulen k för ovannämnd platta belägen på djupet D blir

$$k = k_2 D = \frac{0{,}3\ k_o\ DF}{B},$$

Plattans förskjutning δ beräknas slutligen enligt

$$\delta = \Delta\sigma/k = \frac{q\ B}{0{,}3\ k_o\ DF}$$

Det är alltid svårt att beräkna deformationer i jord. Angivna samband i Tabell 4.31.2:1 är behäftade med relativt stor osäkerhet. Vid viktsondering kan lagringstätheten överskattas i t ex mo, medan lagringstätheten kan underskattas i grövre jord som t ex grus. Vidare kan ofta sonderingsmotståndet vara avvikande lågt i och invid grundvattenytan.

Beräkningar enligt tabellen torde dock ge förskjutningar som är större än de verkliga, och ligger således på "säkra sidan".

I nomogrammen, figurerna 4.3.2:2 till 5 är erforderlig area med hänsyn till jordbrott för kvadratiska stödblock redovisade enligt SGI Meddelande nr 10. I nomogrammen har antagits att stödblockets tjocklek är minst 0,15 m och att ytan är rå. Dessutom har antagits att jordens tunghet över grundvattennivån är 18 kN/m^3 och under grundvattennivån 10 kN/m^3 samt att grundvattennivån är belägen vid plattans underkant. Är grundvattennivån belägen i markytan ökas blockets area 1,8 ggr. För andra grundvattennivåer interpoleras rätlinjigt. Vid beräkningarna har använts en reducerad friktionsvinkel tan ϕ_{red} = (tan ϕ)/F_ϕ, där F_ϕ är en partiell säkerhetsfaktor som valts till 1,2.

Förskjutningen enligt ovan beskriven beräkningsmetod visas i figur 4.31.2:6 där erforderlig plattarea beräknats för deformationen δ = 10 mm. Förskjutningens storlek är omvänt proportionell mot kvadratroten ur arean. Detta innebär att för andra förskjutningar δ_x beräknas plattarean A_x ur uttrycket

$$A_x = A_{pl} \left(\frac{\delta}{\delta_x}\right)^2$$

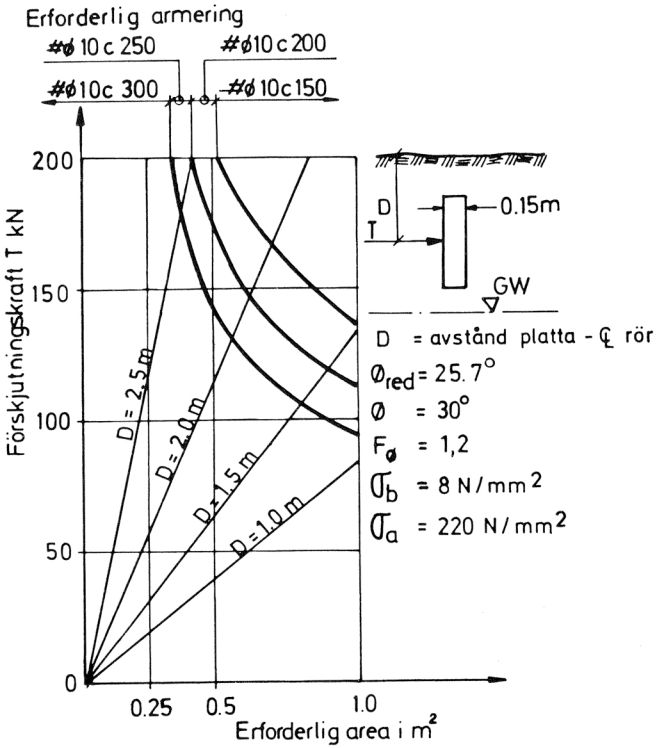


FIG 4.31.2:2 Nomogram för bestämning av kvadratisk stödförankring i friktionsjord Ø = 30°
Beräkningsexempel: 4.43.2

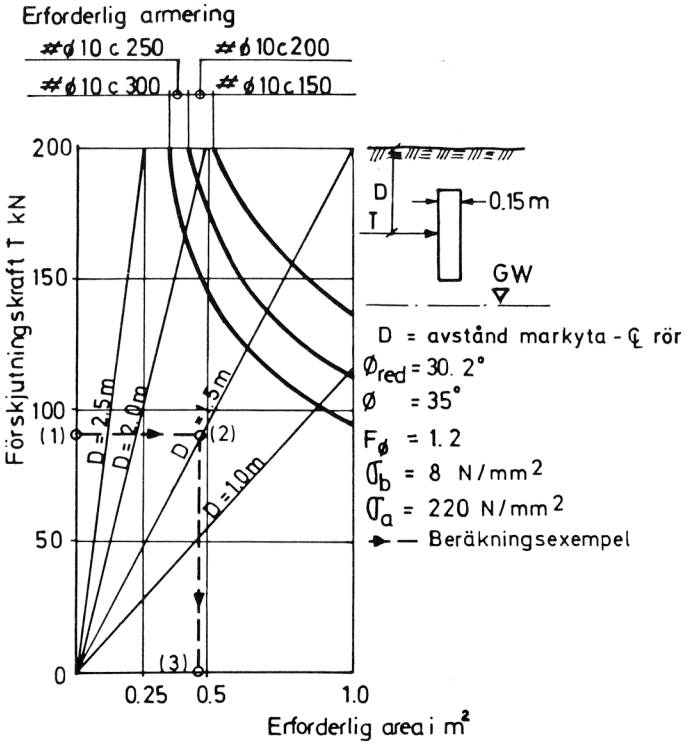


FIG 4.31.2:3 Nomogram för bestämning av kvadratisk stödförankring i friktionsjord Ø = 35°
Beräkningsexempel: 4.43.2

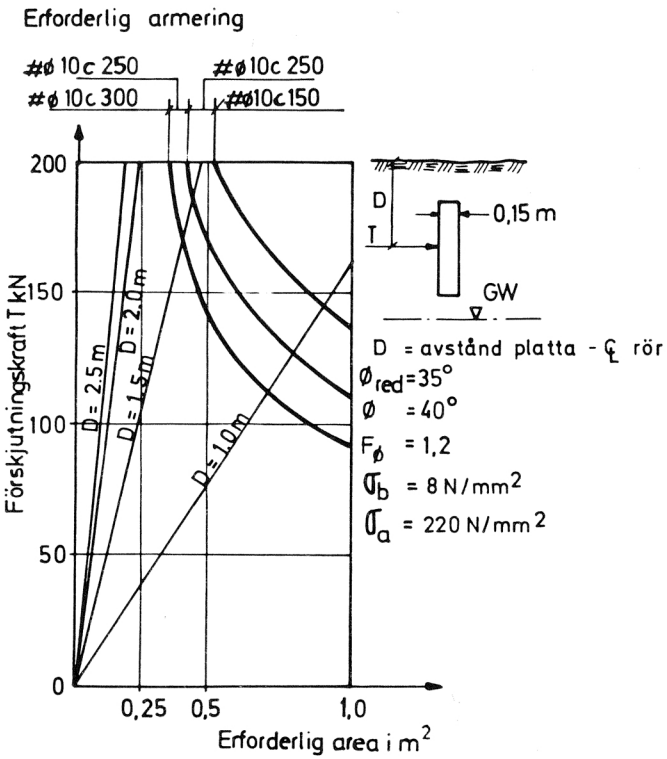


FIG 4.31.2:4 Nomogram för bestämning av kvadratisk stödförankring i friktionsjord Ø = 40°
Beräkningsexempel: 4.43.2

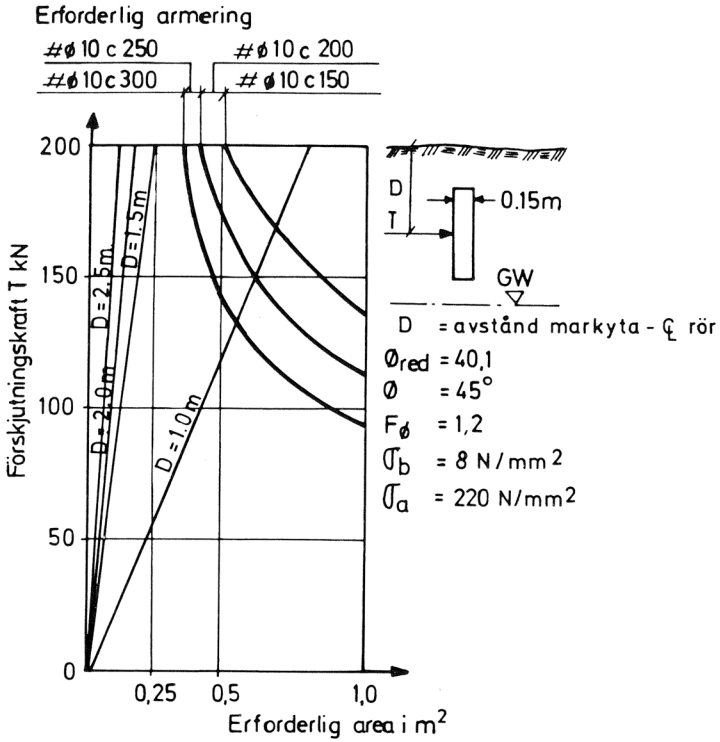
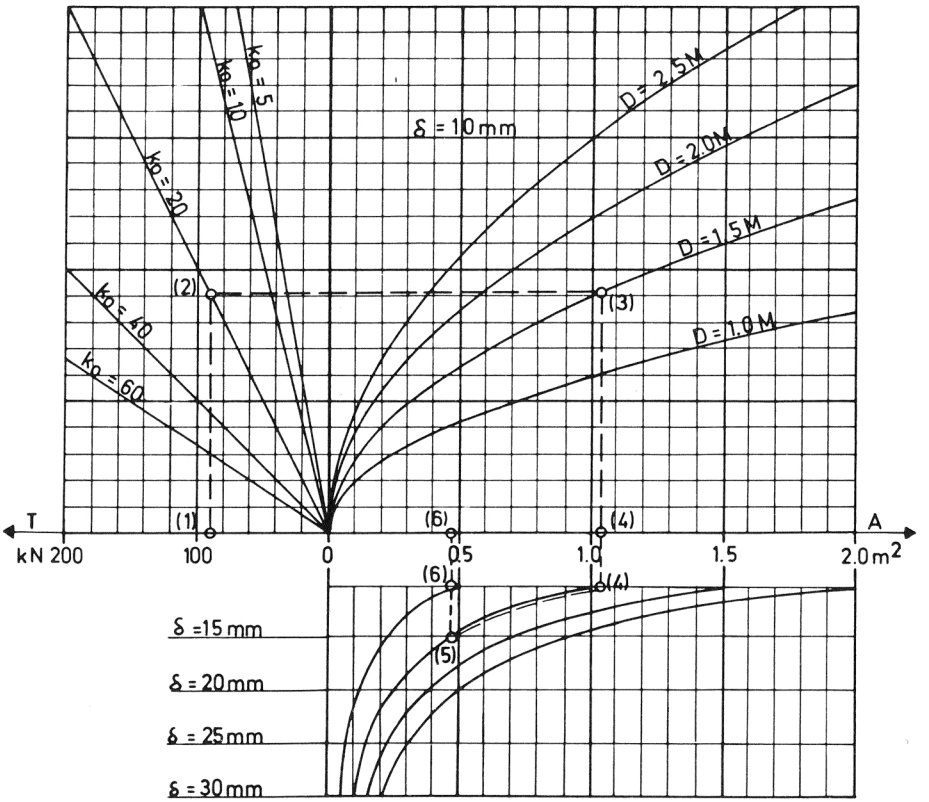


FIG 4.31.2:5 Nomogram för bestämning av kvadratisk stödförankring i friktionsjord Ø = 45°
Beräkningsexempel: 4.43.2



k_0 = Bäddmodul (MN/m^3), D = Avstånd markyta - ℄ rör (m)

T = Förskjutningskraft (kN), δ = Förskjutning (mm)

— — — — = **Beräkningsexempel**

FIG 4.31.2:6 Nomogram för bestämning av plattstorlek i förhållande till förskjutning av kvadratisk stödförankring i friktionsjord och torrskorpelera. Övre delen av nomogrammet gäller för δ = 10 mm. Beräkningsexempel: 4.43.2

Som tidigare redovisats under avsnitt 3.24 varierar tillämpbar säkerhetsfaktor mot brott mellan 1,1 och 1,5. I nomogrammen, figurerna 4.31.2:2 till 4.31.2:5 har säkerhetsfaktorn mot brott valts till 1,2.

Deformationerna enligt nomogrammet i figur 4.31.2:6 har beräknats utan säkerhetsfaktor. De deformationer som erhålls med nomogrammets hjälp bör således multipliceras med lämpligt vald säkerhetsfaktor (2 à 3) vid jämförelse med tillåten förskjutning.

Beräkningsexempel 4.43: Dimensionering av stödblock i friktionsjord.

Förankring mot stålspont dimensioneras på samma sätt som förankring mot stödblock.

4.31.3 Stödförankringar i kohesionsjord

Dimensionering av stödförankring med avseende på brott i kohesionsjord utförs som i friktionsjord för högsta förekommande inre tryck. Säkerheten mot brott F_c bör väljas till 1,5 vid dimensionering för högsta förekommande inre tryck. Detta motsvarar då normalt säkerhetsfaktorn 2,5 vid brukstryck.

Vid dimensionering med avseende på förskjutningar i kohesionsjord används arbetstrycket och säkerhetsfaktorn kan därvid normalt sättas till 2. Således skall den beräknade rörelsen vara mindre än hälften av den tillåtna, men denna säkerhetsfaktor kan tillämpas endast om lerans kompressionsegenskaper undersökts i exempelvis ödometer. I andra fall bör säkerhetsfaktorn höjas med hänsyn till den geotekniska undersökningens minskade omfattning.

Stödblock, som i kohesionsjord i allmänhet endast används i fast sådan, t ex torrskorpelera och moränlera, dimensioneras mot jordbrott enligt metoder som kombinerar teorier för passivt och aktivt jordtryck med resultat från plattförsök. Brottlasten hos en vertikal platta beror på kohesionsjordens skjuvhållfasthet, ledningens djup under markytan samt på plattans form. Plattan påverkas av ett motthållande passivt jordtryck som per längdenhet uppgår till

$$P_p = 0{,}5\ \gamma H^2 + 2\tau_{fu} H/F_c, \text{ (villkor } P_p > T)$$

där P_p = motthållande passivt jordtryck per längdenhet (kN/m)
γ = jordmaterialets tunghet (kN/m^3)
H = avstånd från markytan till plattans underkant (m)
τ_{fu} = odränerad skjuvhållfasthet hos jorden (kN/m^2)

Om plattan är belägen vid markytan kan jordens vikt försummas, varvid plattans brottlast kan beräknas ur

$$Q_{brott} = 2\tau_{fu}A_{pl}$$

där A_{pl} = plattans area.

Ekvationen avser en platta belägen på små djup under markytan och ger värden på säkra sidan.

Brottlasten hos en kvadratisk platta på större djup än fyra gånger plattans bredd under markytan kan beräknas enligt ekvationen

$$Q_{brott} = 6\tau_{fu}A_{pl}$$

Brottlasten hos en rektangulär platta kan enligt SBN 75 beräknas med ekvationerna

$$Q_{brott} = (1 + H/B)\ (1 + 0{,}2\ B/L)\ \tau_{fu}A_{pl}$$

för H/B 4 och

$$Q_{brott} = 5\ (1 + 0{,}2\ B/L)\tau_{fu}A_{pl}$$

för H/B 4

där B = stödplattans vertikala mått
L = stödplattans horisontala mått

Vid beräkning enligt ovan (SBN 75) måste dock alltid kontrolleras att totalstabiliteten inte blir för låg, vilket särskilt gäller för stora dimensioner och/eller belägenhet nära markytan.

I figur 4.31.3:1 visas det kraftdiagram och den brottfigur som kan anses råda vid beräkning av brott i kohesionsjord.

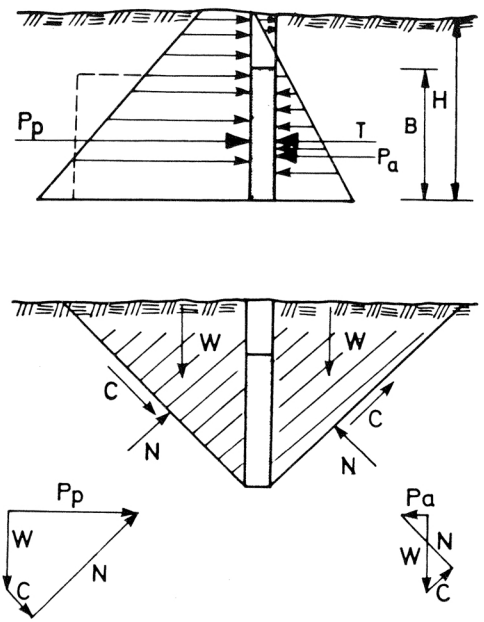


FIG 4.31.3:1 Spänningsfördelning och kraftriktningar vid stödförankring i kohesionsjord. Jordtrycket på hela höjden H medräknas

Det bör uppmärksammans att ovan redovisad metod ger höga ytbelastningar på stödblocken, i synnerhet vid större läggningsdjup. Därför måste alltid jorddeformationerna kontrolleras med avseende på risken för skadliga förskjutningar.

Vid dimensionering med avseende på jordbrott reduceras, som ovan nämnts, normalt uppmätt skjuvhållfasthet med en säkerhetsfaktor F_c=1,5. Skjuvhållfastheten skall enligt SGI reduceras ytterligare om jordens kornflytgräns (finlekstal) överstiger ca 80 (80%). I torrskorpelera finns normalt sprickbildning som kan ge upphov till lokala deformationer och anvisning för brottytor. Uppmätt skjuvhållfasthet för torrskorpelera bör därför reduceras väsentligt och för beräkningsändamål används ofta en antagen brottskjuvhållfasthet om 25-30 kN/m^2.

Förskjutning av stödblock i kohesionsjord beräknas med hjälp av metoder som utvecklats för beräkning av vertikala sättningar.

Jorden bakom stödblock indelas för sättningsberäkningar i vertikala skikt. Medeltrycköknigen $\Delta\sigma_z$ från förskjutningskraften beräknas i varje skikt, varvid det antas att belastningen sprids ut i jorden inom plan som lutar 1:2, figur 4.31.3:2. Från ödometerförsök, som alltid bör utföras där jorden inte uppenbart är kraftigt överkonsoliderad, erhålls uppgifter om jordens kompressionsegenskaper.

Med kännedom om jordförhållandena på platsen kan det vertikala effektiva jordtrycket $\bar{\sigma}_{vc}$ på ledningsnivån bestämmas. Det horisontala effektiva jordtrycket sätts till $\bar{\sigma}_{hc} = K_o \bar{\sigma}_{vc}$ där K_o betecknar förhållandet mellan det horisontala och vertikala effektiva jordtrycket. K_o varierar i kohesionsjord mellan 0,5 och 1. I normalkonsoliderad kohesionsjord bör värdet 0,5 användas. För en normalkonsoliderad jord kan deformationen $\Delta\sigma$ hos ett vertikalt jordskikt beräknas enligt

$$\Delta\delta = \Delta Z \cdot \frac{\varepsilon_2}{\log 2} \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_{hc} + \Delta\sigma_z}{\bar{\sigma}_{hc}}$$

där

$\Delta\delta$ = deformationer hos ett vertikalt jordskikt (m)

ΔZ = jordskiktets tjocklek

ε_2 = kompressionsindex, bestämt exempelvis genom ödometerförsök

$\bar{\sigma}_{vc}$ = vertikalt effektivtryck före belastning (kN/m^2)

$\bar{\sigma}_{hc}$ = horisontalt effektivtryck före belastning (kN/m^2)

$\Delta\sigma_z$ = horisontalt tilläggstryck av förskjutningskraft i mitten av delskikt (kN/m^2)

K_o = förhållandet mellan vertikalt och horisontalt effektivtryck

Beträffande ε_2 bör observeras att ödometerförsök nästan alltid görs i vertikalled eftersom det är svårt att utföra horisontala försök med vanliga undersökningsutrustningar. Kompressionsindex ε_2 är i horisontalled sannolikt skiljt från ε_2 i vertikalled. Viss försiktighet bör därför iakttas vid val av kompressionsindex på så sätt att erhållet vertikalt kompressionsindex ökas något vid beräkning enligt ovan av horisontal förskjutning.

De för varje skikt beräknade deformationerna summeras och totalförskjutningen δ erhålls. Vid beräkning medtas så många skikt att deformationen för kvarvarande skikt blir försumbar. I många fall begränsas dock lastspridningen i vertikalled av markyta resp. underliggande berg eller fast jord vilket gör att en gräns erhålls för lastspridning som därefter endast sker i horisontalled om kohesionen mot berget respektive det fasta jordlagret försummas, figur 4.31.3:2.

Deformation kan också beräknas med användande av kompressionsmodulen M varvid total deformation för en kvadratisk platta blir

$$\delta = \frac{\Delta\sigma B}{2\,M}$$

där $\Delta\sigma$ = ytbelastning av stödblocket (kN/m^2) och B plattans kantmått (m).

Ytterligare förskjutningar, utöver de med ovanstående två beräkningsmetoder redovisade, kan uppkomma genom skjuvdeformationer. Risken härför är störst för plattor belägna nära markytan, särskilt där torrskorpan är dåligt utbildad och i jordar med hög konflytgräns (finlekstal).

Blir den beräknade förskjutningen i normalkonsoliderad kohesionsjord stor, måste annan förankringsanordning användas. I vissa fall kan förskjutningen reduceras genom ersättning av kohesionsjord med t ex grus eller sand. Belastningarna från förskjutningskraften reduceras genom lastspridning i friktionsjorden innan de påverkar kohesionsjorden.

I starkt överkonsoliderad jord, t ex torrskorpelera, kan oftast antas att belastningarna inte överstiger förkonsolideringstrycket. Deformationen kan härigenom ungefärligt beräknas med hjälp av en E-modul. E-modulen antas ofta till (250-500 τ_{fu}), dock inte större än 10 MN/m^2. Vid sättningsberäkningen uppdelas jorden bakom plattan i skikt och tilläggsbelastningen beräknas som för normalkonsoliderad jord. Deformationen av ett skikt erhålls enligt

$$\Delta\delta = \frac{\Delta\sigma_z \quad \Delta Z}{E}$$

$\Delta\sigma_z$ i ekvationen är medeltillskottstrycket i delskikt vilket beräknas i skiktets mitt med hänsynstagande till lastspridning enligt

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\sigma BL}{(B+Z)(L+Z)}$$, där Z är avståndet mellan plattan och delskiktets mitt.

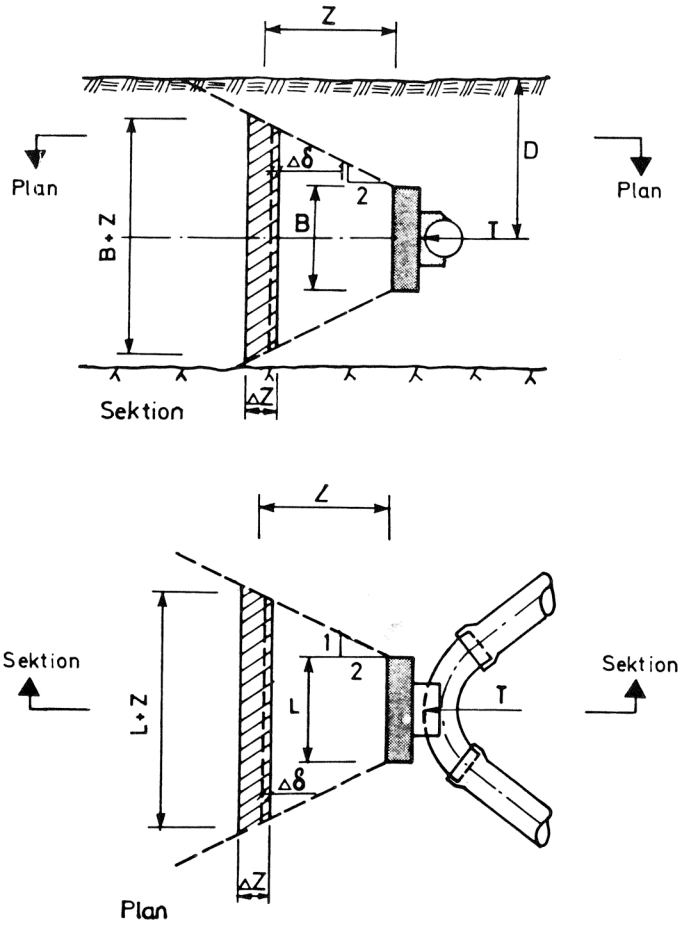


FIG 4.31.3:2 Lastspridning och skiktindelning vid deformationsberäkning

Nomogrammet i figur 4.31:3 kan användas för dimensionering av förankring med kvadratiskt stödblock i kohesionsjord för de oftast förekommande belastningsfallen. Härvid har antagits att ledningen är förlagd i fast överkonsoliderad lera med en skjuvhållfasthet om minst 30 kN/m^2. I nomogrammet har hänsyn tagits till såväl risken för brott (F_c= 1,5) som risken för skadliga förskjutningar. Brottkriteriet är i regel dimensionerande. Dock skall alltid kontrolleras att förkonsolideringstrycket inte överskrids.

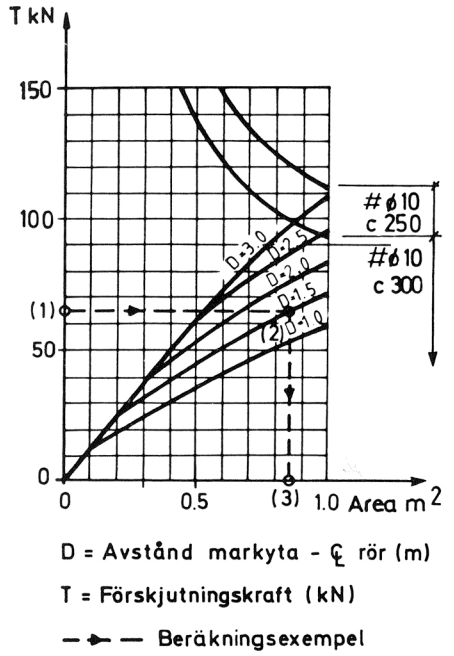


FIG 4.31.3:3 Nomogram för bestämning av kvadratisk stödförankring i kohesionsjord.
Beräkningsexempel 4.44.2

Nomogrammet begränsas till plattor mindre än eller lika med 1,0 m^2 eftersom större plattor oftast kräver närmare studium av de geotekniska förhållandena. Således är det ej lämpligt att extrapolera utanför nomogrammet.

När lös lera förekommer på ledningsnivån och denna överlagras av fast torrskorpelera och underlagras av friktionsjord kan spontvägg användas, figur 4.31.3:4.

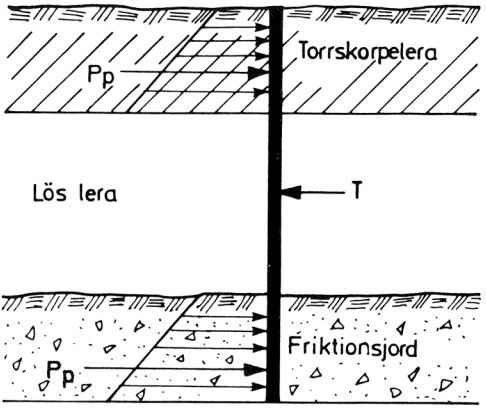


FIG 4.31.3:4 Överbryggande spontvägg

Spontväggen har då upplag på torrskorpeleran respektive friktionsjorden. Sponten räknas härvid som fritt upplagd balk. Spontens upplag dimensioneras på samma sätt som stödblock i torrskorpelera respektive friktionsjord. Förutom hänsyn till de jorddeformationer som uppkommer måste hänsyn tas till spontens utböjning. Härvid räknas inte någon mothållande kraft i den lösa leran.

4.32 Friktionsförankringar

Till gruppen friktionsförankring hör dragsäkrade fogar (bojade m m), svetsfogar och flänsfogar samt modifierad bojförankring och gravitationsförankring.

Kännetecknande för dessa förankringar är att förskjutningskrafterna upptas genom friktion mot kringfyllning av friktionsjord eller, vad gäller gravitationsförankring, mot underliggande friktionsjord. Under dessa förutsättningar gäller samma beräkningsprinciper för ledningar oavsett om schaktväggen utgörs av friktionsjord, berg eller kohesionsjord. Dimensionering görs med avseende på högsta förekommande inre tryck.

När förskjutningskrafterna upptas i kringfyllningen skall, i det fall jordmaterialet utanför ledningsgraven består av kohesionsjord, alltid kontrolleras att skjuvspänningen i övergången mellan kringfyllning och kohesionsjord är mindre än $0{,}25\,\tau_{fu}$. Är detta villkor uppfyllt uppstår normalt inga skjuvdeformationer av betydelse. Dock erfordras för mycket lös kohesionsjord ($\tau_{fu} < 10$ kN/m^2) och för jord med organiskt innehåll särskild kontroll av deformationerna.

4.32.1 Bojförankringar och liknande

Sammanbojad längd beror av det inre vattentrycket, ledningens dimension, det effektiva jordtrycket mot röret samt friktionskoefficienten mellan rör och jordmaterial. Vattentrycket och dimensionen är väldefinierade. Däremot är storleken av effektivtrycket mot röret och friktionskoefficienten mellan rör och kringfyllning inte närmare kända. Det är sannolikt att olika friktionskoefficienter gäller för rör av olika material men på grund av bristande kunskaper i detta avseende har samma friktionskoefficient använts vid bestämning av förankringslängd för alla rörtyper.

Det effektiva trycket mot röret beror dels av det vertikala effektivtrycket $\bar{\sigma}_{vo}$ dels av det horisiontala effektivtrycket $\bar{\sigma}_{hc}$. Sambandet mellan vertikalt och horisontalt effektivtryck varierar normalt mellan 0,5 och 1. För dimensionering av erforderlig förankringslängd brukar värdet 0,5 väljas, vilket motsvarar vilojordtryck i friktionsjord med inre friktionsvinkeln 30°. Då kan spänningsbilden enligt figur 4.32.1:1 antas gälla.

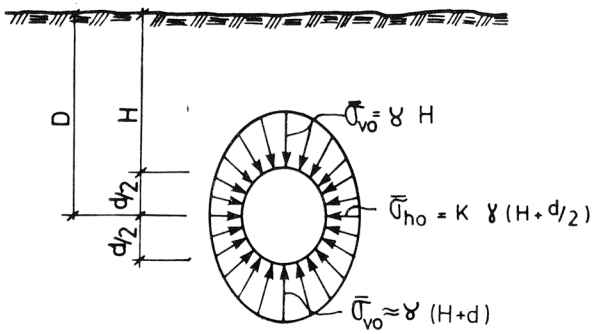


FIG 4.32.1:1 Antagen spänningsfördelning för beräkning av bojförankring

Tryckfördelningen runt röret bestäms bl a av rörets styvhet, jordart och jordens packningsgrad. Under förutsättning att kringfyllning skett med friktionsjord som kunnat packas väl, exempelvis enligt klass 2 i Mark AMA, bör medeltrycket mot röret kunna sättas till 0,75 $\bar{\sigma}_{vo}$ där $\bar{\sigma}_{vo}$ är det effektiva vertikaltrycket i nivå med rörets centrum. Härvid har antagits att vattenfyllt rör har samma "genomsnittsdensitet" som omgivande jord.

Friktionskoefficienten mellan olika jordar och olika rörmaterial (med i förekommande fall olika korrosionsskydd) är, som nämnts, inte närmare känd. Därför har tidigare valts en friktionskoefficient μ = tan (2Ø/3) reducerad med en säkerhetsfaktor $F_{Ø}$ = 1,3. Vidare har friktionsvinkeln valts till 30°. Detta ger en friktionskoefficientμ = = 0,28, vilket motsvarar en friktionsvinkel $Ø_a$ = 15,64°. Enligt BYGG, avsnitt 172, är friktionsvinkeln mellan en stålyta och friktionsjord i stort sett konstant 24° oberoende av jordmaterialets friktionsvinkel. Dock antas ofta $Ø_a$ = 2 Ø/3 mot betong och Ø/2 mot stål. Som framgår ovan är den valda friktionskoefficienten på säkra sidan när det gäller friktion mot stål och betong.

Med dessa förutsättningar blir friktionskraften F_b per längdmeter rörledning

$$F_b = \mu \cdot 0{,}75\ \bar{\sigma}_{vo} \pi\ d_y = 0{,}21\ \gamma D \pi d_y$$

Kraften som skall upptas är N = pA = p π $d^2/4$, varur erforderlig förankringslängd L_f kan beräknas ur $L_f = N/F_b$. (I beräkningarna görs approximationen d_y = d)

På vardera sidan om rörkröken erforderlig förankringslängd L_f i friktionsjord med inre friktionsvinkel 30° beräknas ur uttrycket

$$L_f = \frac{1{,}2 \; p \; d}{\gamma \; D}$$

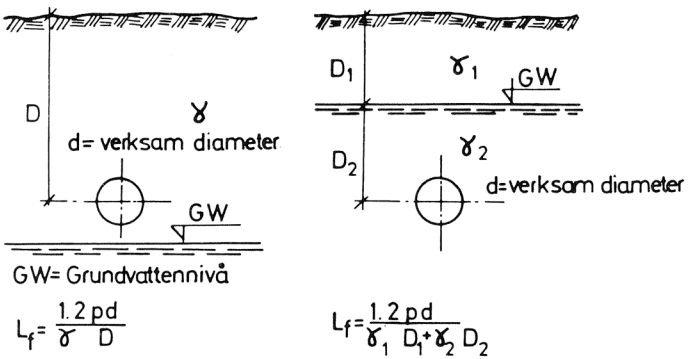
vilket gäller för ledning över grundvattenytan, figur 4.32.1:2, a.

Under grundvattenytan skall γ', jordens tunghet under vatten, användas i stället för γ.

När tungheten varierar eller grundvattenytan är belägen över ledningens underkant kan erforderlig förankringslängd bestämmas enligt

$$L_f = \frac{1{,}2 \; p \; d}{\gamma_1 \cdot D_1 \; \gamma_2 \cdot D_2}$$

med beteckningar enligt figur 4.32.1:2, b.



a) b)

FIG 4.32.1:2 Definition av storheter vid bestämning av erforderlig förankringslängd

Ur nomogram, figur 4.32.1:3, erhålls förankringslängden L_f som funktion av verksam diameter, läggningsdjup och tunghet.

Observera att förankringslängden blir oberoende av brytvinkeln. Detta i förstone kanske något oväntade förhållande beror på att förankringen (sammanbojningen) sker för vardera kraftkomponenten för sig (som är oberoende av brytvinkel) och inte för kraftkomponenternas resultant (som däremot är beroende av brytvinkeln). För små brytvinklar i fast jord kan dock en reducering av angiven förankringslängd tillåtas med hänsyn till sidostöd från omgivande jord. Normalt torde dock bojning och liknande dragsäkra förankringar utföras i lösare jordar och/eller vid större brytvinklar varför reducering av angiven förankringslängd sällan torde bli aktuell.

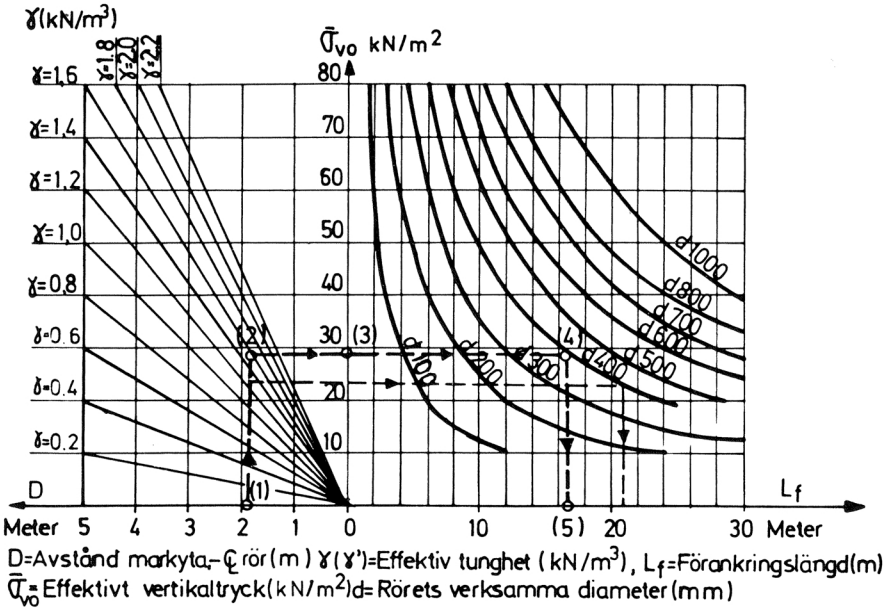


FIG 4.32.1:3 Nomogram för bestämning av erforderlig förankringslängd för ledning kringfylld med friktionsjord, Ø = 30°; vid inre vattentryck 1 MPa. För andra tryck proportioneras rätlinjigt.
Beräkningsexempel: 4.45

Även i fallet varierande tunghet eller ledningsbelägenhet under grundvattennivån kan erforderlig förankringslängd bestämmas med hjälp av nomogrammet. Två olika metoder kan tillämpas. Antingen kan förankringslängden bestämmas genom att "medeltungheten" utnyttjas eller också kan de olika vertikala deltrycken för var jorddel beräknas.

I det första fallet bestäms medeltungheten, γ_{med}, ur uttrycket

$$\gamma_{med} = \frac{D_1 \ \gamma_1 + D_2 \ \gamma_2}{D}$$

Medeltungheten γ_{med} används sedan vid bestämning av förankringslängden ur nomogrammet.

I det andra fallet beräknas de vertikala deltrycken $\Delta\bar{\sigma}_{vo}$ för respektive skikt ur skikttjocklek och tunghet med hjälp av nomogrammet. Därefter summeras deltrycken $\Delta\bar{\sigma}_{vo}$, vilket ger $\bar{\sigma}_{vo}$ för bestämning av förankringslängden.

Ingen hänsyn tas till olika ytbeläggningar mot korrosion och inte heller till inverkan av skakningar som i ogynnsamma fall kan sätta ner friktionen till 0. Av den anledningen föreligger ett behov av att (helst med fullskaleförsök) undersöka hur stor den totala friktionskraften är. Sannolikt är friktionskoefficienten mot plast och betong högre, särskilt om skarpkantigt material används. (Skarpkantigt material större än 8 mm får, enligt Mark AMA, inte användas som kringfyllning för plastledning.) Hur olika korrosionsskydd inverkar är dock svårt att bedöma utan fullskaleförsök och kontroll av korrosionsskyddens långtidsdeformationer och nötningsegenskaper.

Den dimensioneringsprincip som tillämpas ger dock i de flesta fall värden på L_f som ligger på säkra sidan.

Beräkningsexempel: 4.45. Dimensionering av bojförankring.

4.32.2 Förankring med gravitationsfundament

För stora förskjutningskrafter och stora läggningsdjup eller när jorden på ledningsnivån är lös (torv, dy, gyttja eller lös lera) och djupet till friktionsjord är måttligt är ofta förankring med gravitationsfundament en ekonomiskt lämplig lösning. Med sådan förankring, figur 2.2:2, överförs förskjutningskraften genom friktion till jorden under ledningen.

När ledningen ligger nära markytan kan uppfyllning över marknivån behöva utföras för att den erforderliga friktionskraften skall kunna utbildas. Förankringen utförs i armerad betong. Förekommer lösa jordlager under förankringen bortschaktas dessa. Fyllning under förankringen utförs med grov friktionsjord som packas. Före täthetsprovning av ledningen skall fyllning på vardera sidan om förankringen ha skett till sådan bredd att packning kan utföras till full höjd.

Förankringen dimensioneras så att friktionskraften som uppkommer under plattan genom tyngden av förankring, fylld ledning och ovanförliggande jord kan ta upp förskjutningskraften vid högsta förekommande tryck. Förankringen gjuts direkt mot underliggande jord. Tillåten friktionskoefficient μ sätts till (tan $\emptyset$)/1,5.

Förankring med gravitationsfundament dimensioneras oftast enbart med utnyttjande av friktion mot underliggande jord. Det förekommer dock att hänsyn tas till eventuellt stöd mot schaktväggar i förskjutningsriktningen. I detta fall fås således en kombination av friktions- och stödförankring. Härvid måste alltid beaktas att det krävs en rörelse för att erhålla mothållande horisontalt jordtryck. Ofta är den erforderliga rörelsen så stor att det inte går att medräkna mothållande horisontalt jordtryck annat än som extra säkerhet vid exceptionellt belastningsfall.

Beräkningsexempel: 4.46: Dimensionering av förankring med gravitationsfundament

4.32.3 Modifierad bojförankring

Modifierad bojförankring är relativt enkel att dimensionera. De krafter som påverkar denna förankring framgår av figur 4.32.3:1.

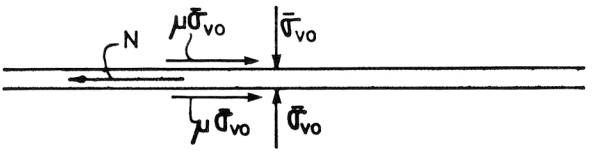


FIG 4.32.3:1 Krafter påverkande modifierad bojförankring

Den mothållande kraften är $2\,\bar{\sigma}_{VO}B\tan\emptyset$ per längdenhet där $\bar{\sigma}_{VO}$ är det effektiva vertikala jordtrycket, B plattans bredd och Ø kringfyllningens inre friktionsvinkel. Om plattans längd sätts till L_M blir den totala kraftupptagningen $2\,\bar{\sigma}_{VO}\,BL_M\,(\tan\emptyset)/F_\emptyset$.

Säkerhetsfaktorn $F_\emptyset$ sätts till 1,5. När plattan utgörs av platsgjuten betong är ytans råhet så stor att någon reduktion av värdet på Ø inte erfordras. I andra fall måste oftast värdet på Ø reduceras.

Den kraft som skall upptas är pA. Vertikaltrycket $\bar{\sigma}_{VO}$ kan skrivas γD där γ är jordens tunghet. Under grundvattenytan ersätts γ av γ', jordens tunghet under vatten. Av detta samband erhålls plattans area A_{pl}.

$$A_{pl} = BL_M = \frac{F_\emptyset\ pA}{2\gamma D\ \tan\emptyset}$$

Denna dimensionering gäller enbart den mothållande friktionskraften. På samma sätt som för bojor måste kraftöverföringen mellan kringfyllning och eventuellt förekommande (naturligt lagrad) kohesionsjord kontrolleras. Dessutom får draghållfasthet och töjningen inte överstiga tillåtna värden.

I det betongalternativ som visas i figur 5.24:1 är armeringsstängerna kraftupptagande och betongen fungerar endast som rostskydd och för ytökning. Den erforderliga armeringsarean är $A_{ar} = pA/\sigma_{ar}$, där σ_{ar} är tillåten påkänning i armeringsstängerna och A_{ar} är den armeringsarea som erfordras invid rörkrökèn. Efterhand som armeringsspänningen sjunker med ökat avstånd från förankringspunkten kan antalet stänger reduceras. Förlängningar i stängerna blir, med antagande om triangulärt avtagande belastning, enligt Hookes lag

$$\Delta L_{ar} = \frac{pA\ L_M}{2EA_{ar}}$$

där E är stålets elasticitetsmodul $2{,}1 \cdot 10^5$ N/mm^2

Förlängningen ΔL_{ar} får inte vara större än hälften av tillåten utdragning i rörfogen, se bilaga. Om armeringsarean minskas med hänsyn till sjunkning av stålspänningen enligt ovan måste hänsyn tas till förändring av förlängningen.

Nedanstående tabell 4.32.3:1 kan användas vid dimensionering av modifierad bojförankring av armerad betong.

TAB 4.32.3:1 Modifierad bojförankring av armerad betong. Armeringsarea, förlängning och erforderlig förankringslängd vid inre vattentryck 1 MPa. Avstånd markyta-rörcentrum 1,8 m. Plattbredd 0,5 m, γ = 18 kN/m^3, ϕ = 30°.

Ledningsdimension mm	Dragkraft, N kN	Armeringsarea (N/σ_{ar}) A_{ar} mm^2	Armering ϕ_{ar} mm	Förankringslängd m	Förlängning ΔL_{ar} mm
	ϕ_{ar} 16 mm, σ_{ar} = 220 N/mm^2 ϕ_{ar} 16 mm, σ_{ar} = 200 N/mm^2				
100	7,9	36	1 ϕ_{ar} 10	0,6	0,3
200	31,4	143	2 ϕ_{ar} 10	2,5	1,3
300	70,7	321	2 ϕ_{ar} 16	5,7	3,0
400	125,7	571	3 ϕ_{ar} 16	10,1	5,3
500	196,4	893	5 ϕ_{ar} 16	15,7	8,2
600	282,7	1285	7 ϕ_{ar} 16	22,6	11,8

I tabellen angiven förlängning ΔL_{ar} minskar om armeringsarean ökas.

Beräkningsexempel: 4.47 Dimensionering av modifierad bojförankring.

4.33 Förankring med stödvägg med dragstag

Förankring med dragstag dimensioneras med avseende på högsta förekommande inre tryck. För detaljer av stål och betong får härvid utnyttjas de högre påkänningar som enligt SBN 75 tillåts för exceptionellt belastningsfall. Dragstag och spont utförs med de säkerhetskrav Mark AMA ställer. Således skall dragstag provdras varvid provdragningskraften får uppgå till högst 75% av brottlasten. Stagen och sponten skall vidare kunna uppta förskjutningskraftens komposanter med 2-faldig säkerhet. Spont stoppslås så att förskjutningskraftens vertikalkomposant kan upptas med 2-faldig säkerhet. Vid dimensionering måste alltid den elastiska förlängningen i stagen beaktas. Ofta erfordras någon form av förspänning eller efterspänning.

Beräkningsexempel: 4.48 Dimensionering av förankring med stödvägg med dragstag.

4.34 Förankring med pålat ok

Pålar ingående i förankring skall stoppslås enligt SBN 75 och inte som pålar för ledning enligt Mark AMA. Detta motiveras av att de sänkta stoppslagskriterier som anges i Mark AMA förutsätter att små deformationer kan accepteras för en ledning, som där betraktas som en flexibel konstruktion. En förankring kan däremot inte tillåtas röra sig i samma grad.

Beräkningsexempel: 4.49 Dimensionering av förankring med pålat ok.

4.35 Förankringar mot vertikala förskjutningskrafter

Nedåtriktade förskjutningskrafter ger ökat vertikalt effektivtryck i jorden. Såväl risk för brott som risk för skadliga förskjutningar måste beaktas. Uppåtriktade förskjutningskrafter fordrar normalt mindre hänsynstagande. Speciell förankringsanordning för uppåtriktade förskjutningskrafter behöver inte utföras när förskjutningskraften är mindre än summan av krok- eller grenrörets vikt (inklusive vätska) och ovanför-

liggande jord. Dessutom tillgodoräknas, som mothållande kraft, hälften av anslutande rakrörs vikt jämte ovanförliggande jord i de fall fogarna kan överföra uppkommande tvärkrafter och rören är tillräckligt böjstyva. För att minska risken för skadliga deformationer bör återfyllningen, som skall packas, utföras med friktionsjord enligt grupp 2 eller 3a, Mark AMA.

Boja, svetsfog och flänsförband är ofta lämpliga förankringsanordningar för vertikala förskjutningskrafter.

Finns berg i ledningsgravens botten kan förankring mot nedåtriktade förskjutningskrafter utföras med klack mot berget. Återfyllningen under ledningen på sidorna om förankringen utförs med friktionsjord som packas. Förankring med stödblock i friktionsjord kan dimensioneras enligt nomogram, figurerna 4.31.2:2 till 5. Alternativt kan stödblocket dimensioneras mot jordbrott och skadliga deformationer enligt Svensk Byggnorm 1977 (SBN 77), "Rekommendationer för plattgrundläggning". Återfyllning under ledningen på sidorna om förankringen utförs med friktionsjord som packas.

I de fall berg förekommer nära schaktbotten bortschaktas lös jord och ersätts med friktionsjord som packas. Stödblocket dimensioneras enligt figurerna 4.31.2:2 till 5. Risken för ojämna sättningar mellan förankrad och icke förankrad ledningsdel måste motverkas, exempelvis genom någon form av utspetsning, figur 2.5:1.

Rustbädd eller betongplatta, som ofta används till förstärkning av schaktbotten i lös jord, kan användas som förankringsanordning om konstruktionen utformas med avseende på förskjutningskraften. Vid beräkning av erforderlig förankringslängd får i första hand friktionen respektive kohesionen på undersidan av plattan tillgodoräknas som mothållande kraft. Dessutom kan vid lämplig återfyllning friktion mot plattans översida tillgodoräknas, varvid kraften överförs via kringfyllningen till ledningsgravens väggar, figur 2.5:2 (se även modifierad bojförankring, avsnitt 4.32.3).

Tillåten skjuvspänning i övergångszonen mellan kringfyllning och kohesionsjord, beräknad med avseende på förskjutningskraften som uppkommer för brukstryck i ledningen, får inte överstiga 0,25 τ_{fu}.

Förankring för nedåtriktade förskjutningskrafter i lös lera kan utföras med pålad platta. Denna typ av förankring bör ingå i en kontinuerlig pålad platta, figur 2.5:3. Om pålning utförs enbart för förankringsanordningen finns stor risk för att skadliga ojämna sättningar uppkommer i övergången mellan pålad och inte pålad ledning.

Vid förankring av uppåtriktade förskjutningskrafter med underliggande platta utgörs mothållande kraft av vikten av förankrad fylld ledningsdel samt vikten av plattan och jorden över denna. Hänsyn tas till eventuellt grundvatten över plattan. Återfyllningen bör utföras med friktionsjord grupp 2 eller 3a, Mark AMA, som packas.

För stora uppåtriktade förskjutningskrafter kan förankring med dragstag krävas, figur 2.5:4. Stagen dimensioneras och utförs som vid förankring med stödvägg med dragstag. Från stagen överförs kraften med svep av stål eller kringgjutning med armerad betong. Stagens förlängning på grund av förskjutningskraften måste beaktas. Vid behov förspänns stagen.

I de fall berg ligger nära ledningen kan förankring utföras med injekterade armeringsstänger. Vid förankring där kohesionsjord finns under ledningsnivån måste risk för ojämna sättningar mellan ledning och förankringsanordning uppmärksammas.

4.4 DIMENSIONERINGSEXEMPEL

4.41 Bestämning av förskjutningskraft och tillåten förskjutning

Förskjutningskraften beräknas enligt figurerna 4.1:1 till 4 eller bestäms enligt nomogram, figur 4.21:1. I nomogrammet har inlagts en streckad linje som visar förskjutningskraften för en ledning med verksam diameter 400 mm (se kommentar till figur 4.1:5), en avvinkling α = 55° och ett inre vattentryck = 1 MPa = 1000 kN/m^2. Bestämningen av förskjutningskraften tillgår så att α_1 insätts (1). Därefter går man vertikalt upp till aktuell rördimension (2) och sedan horisontalt ut till vänster där T avläses. Förskjutningskraften T blir i exemplet 116 kN. Som också framgår motsvarar 116 kN en avgrening om ca 68°,(4).

De exakta värdena beräknas enligt figurerna 4.1:1 och 4.1:2

$$\text{Krokrör } T = 2\,pA \sin\frac{\alpha_1}{2} = 2\,\frac{2 \cdot 1000 \cdot 0{,}4^2 \cdot \pi}{4} \cdot \sin\frac{55}{2} = 116{,}5 \text{ kN}$$

$$\text{Grenrör } R_1 = pA \sin\alpha_2 = \frac{1000 \cdot \pi \cdot 0{,}4^2}{4} \cdot \sin 68^o = 116{,}5 \text{ kN}$$

Tillåten förskjutning bestäms enligt nomogram, figur 4.22:3. I nomogrammet har inlagts en streckad linje som visar tillåten förskjutning för en ledning med tillåten utdragning ur fog uppgående till 15 mm vid en avvinkling α = 22,5°. Vinkeln α insätts (1), därefter går man vertikalt upp till tillåten utdragning (2) och därefter horisontalt ut till vänster där tillåten förskjutning avläses (3). Tillåten förskjutning δ blir i exemplet ca 80 mm.

Inte endast ren utdragning är avgörande utan hänsyn måste även tas till avvinkling av anslutande rakrör, som i detta fall förutsätts vara 2 m. Förskjutningen 80 mm insätts i nomogrammet, figur 4.22:5, (1), därefter korrigeras för rakrörets förskjutning vinkelrätt mot röret genom att man går vertikalt upp till vinkeln (2). Därefter går man horisontalt till höger om heldragen linje (2000) (3) och därefter vertikalt ner (4) där ΔL avläses till ca 2 mm, vilket skall dras ifrån tillåten utdragning i fog.

Korrigerad tillåten utdragning blir således 13 mm, varför tillåten förskjutning måste korrigeras. Om man följer linjen horisontalt från (3) ytterligare åt höger till den streckade linjen 2000 (5) och därefter vertikalt upp till (6) kan rakrörets avvinkling β på grund av förskjutningen avläsas. I exemplet blir avvinklingen ca 2,2°.

Av exemplet framgår att ΔL oftast är försumbar medan avvinklingen β ofta är av betydelse eftersom tillåten avvinkling i fogar är liten. Dessutom har många gånger avvinklingen eller delar av den utnyttjats för att korrigera ledningsriktningen. Avvinklingen kan kompenseras genom föravvinkling vid rörläggningen.

4.42 Bestämning, enligt förslag till ny metod, av om förankring erfordras

En ledning har diametern 300 mm, inre vattentryck = 1 MPa (1000 kN/m^2) och 4 m långa anslutande rakrör samt avvinkling 10°. Vidare gäller att ledningen ligger i fast lagrad sand med grundvattennivån under ledningen.

Rörets tryck mot jorden blir (ekvation s 64)

$$\Delta\sigma = 2{,}36\ pd\ (\tan\ \tfrac{\alpha}{2}\ )/L = 2{,}36 \cdot 1000 \cdot 0{,}3\ (\tan\tfrac{10}{2}\ )/4 = 15{,}5\ kN/m^2$$

Grundtryckskoefficienten enligt SBN 75 vid 1,5 m djup under markytan är 205 kN/m^2. Hälften av detta värde tillåts, s 65, alltså 102,5 kN/m^2. Tillåtet grundtryck beräknas sedan enligt SBN 25:5332. Härvid blir i allmänhet för rörledningar samtliga faktorer försumbara, utom bn, i SBNs uttryck för tillåten medeltryckpåkänning. (Faktorn b sätts här lika med rördiametern och n hämtas ur tabellen i SBN.) I detta exempel blir således tillåtet tryck mot jorden = 0,3 · 102,5 = 30,8 kN/m^2 Eftersom detta värde är större än $\Delta\sigma$ behöver i detta fall ledningen inte förankras.

4.43 Dimensionering av stödblock i friktionsjord

I avsnitt 4.31.2 redovisas metoder för dimensionering av stödblock i friktionsjord. Dimensioneringen gentemot brott kan utföras enligt klassisk jordtrycksteori men också halvempiriskt vad gäller kvadratiska plattor. I båda fallen skall rörelserna beräknas. Nedan redovisas exempel på beräkning med de båda metoderna för dimensionering gentemot brott i jord samt beräkning av rörelser. I exemplen förutsätts nedanstående gälla:

Förskjutningskraft	T	= 90 kN
Säkerhetsfaktor	F_ϕ	= 1,2
Avstånd markyta-centrum rör	D	= 1,5 m
Jordens tunghet	γ	= 18 kN/m^3
Jordens tunghet under vatten	γ'	= 10 kN/m^3
Jordens inre friktionsvinkel	ϕ	= 35°
Bäddmodul	k_0	= 20 MN/m^3
Grundvattennivån under stödblocken		

4.43.1 Rektangulära stödblock

Rektangulära stödblock kan varieras mycket i form, varför entydiga nomogram är svåra att framställa. Därför blir beräkningsarbetet ett passningsförvarande. Enklast förfar man genom att anta en lämplig höjd, här 0,7 m. Plattan ligger djupare än platthöjden, B, under markytan, varför medeltrycket mot plattan skall vara dimensionerande enligt sid 69.

Först bestäms den passiva jordtryckskoefficienten, sid 69.

$$K_p = \frac{1 + (\sin \phi)/F_\phi}{1 - (\sin \phi)/F_\phi} = \frac{1 + (\sin 35^o)/1,2}{1 - (\sin 35^o)/1,2} = \frac{1,49}{0,51} = 2,9$$

Därefter uträknas det passiva jordtryckets medelintensitet, sid 69,

$$I_{pm} = K_p D\gamma = 2,9 \cdot 1,5 \cdot 18 = 78,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Erforderlig area } A_{pl} = \frac{90}{78,3} = 1,15$$

Eftersom platthöjd B bestämts till 0,7 blir plattans längd
$L = A_{pl}/B = 1,15/0,7 = 1,64$ m.

(Beräkningen har gjorts med avseende på medelintensiteten varför plattan kan varieras $A_{pl} = BL$. Om plattan görs kvadratisk blir således bredden B och höjden $L = \sqrt{A_{pl}} = \sqrt{1,15} = 1,07$ m.)

Sedan plattan dimensionerats måste förskjutningens storlek kontrolleras, sid 71.

$$\delta = \frac{\Delta\sigma}{k} = \frac{\Delta\sigma B}{0,3\, k_o\, DF}$$

där $\Delta\sigma = \frac{T}{A_{pl}} = 78,3$ kN/m^2,

B = 0,7 m, k_o = 20 MN/m^3 = 20 · 10^3 kN/m^3, D = 1,5 m och F = 0,8.
F = formfaktorn som bestäms ur tabell 4.31.2:2. Om dessa värden insätts erhålls förskjutningen

$$\delta = \frac{78,3 \cdot 0,7}{0,3 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 1,5 \cdot 0,8}$$

4.43:2 Kvadratiska stödblock

Kvadratiska stödblock kan dimensioneras enligt nomogrammen i figurerna 4.31.2:2 - 6. För här givna förutsättningar gäller figur 4.31.2:3. Förskjutningskraften T avsätts på den vertikala axeln, varefter man går horisontalt ut till djupet för centrumlinje rör D = 1,5 m och sedan vertikalt ner till den undre skalan, där arean avläses till 0,45 m^2. Även här måste rörelsen kontrolleras. Detta görs enklast enligt nomogrammet i figur 4.31.2:6. Först avsätts T = 90 kN (1), sedan går man vertikalt upp till aktuell bäddmodul k_o (2), här 20, därefter horisontalt till djupet för centrumlinje rör D = 1,5 m (3) och vertikalt ner till den undre skalan, där A_{pl} avläses (4) till 1,05 m^2. Detta innebär, eftersom nomogrammet är upprättat med avseende på 10 mm förskjutning, att förskjutningen för ett stödblock på 0,45 m^2 är större än 10 mm. Om större förskjutning tillåts kan blocket göras mindre än 1,05 m^2. Tillåts t ex 15 mm förskjutning följer man de böjda linjerna i det nedre diagrammet till förskjutningen δ = 15 mm (5) och därefter upp till areaskalan (6) och arean A_{pl} = 0,45 m^2, dvs samma area som för dimensionering mot brott avläses. Således måste en större förskjutning än 10 mm kunna tillåtas eller blocket göras större än erforderlig area (0,45 m^2) gentemot brott i jord.

Kommentar: I exemplen 4.43.1 och 4.43.2 erhålls med samma förutsättningar olika plattstorlekar. Förklaringen härtill är att olika beräkningsmetoder har använts vid dimensionering mot brott för rektangulära och kvadratiska stödblock. Exemplen visar också att om brottkriteriet kompletteras med förskjutningskriteria erhålls god överensstämmelse.

4.44 Dimensionering av stödblock i fast överkonsoliderad kohesionsjord

Stödblock i fast överkonsoliderad kohesionsjord, t ex torrskorpelera eller fast moränlera, dimensioneras enligt avsnitt 4.31.3. Stödblock kan i allmänhet inte användas i andra kohesionsjordar. Detta beror på att långtidsdeformationerna blir för stora när förkonsolideringstrycket överskrids. Förkonsolideringstrycket är det tryck leran tidigare varit utsatt för. Överskrids inte detta tryck uppstår endast elastiska deformationer som i allmänhet är små.

I de följande exemplen har nedanstående parametrar förutsatts:

Säkerhetsfaktor	F_c	= 1,5
Avstånd markyta-centrum rör	D	= 1,5 m
Jordens tunghet	γ	= 18 kN/m^3
Jordens skjuvhållfasthet	τ_{fu}	= 40 kN/m^2
Jordens konflytgräns	W_F	= 60%

Grundvattennivån under stödblocket.

4.44.1 Rektangulära stödblock

Förskjutningskraften är 90 kN.

Plattan ligger grunt varför ekvationen $Q_{brott} = 2\tau_{fu} A$ bör användas, sid 78. Tillåten last blir, med säkerhetsfaktorn F_c = 1,5, $T_{till} = 2\tau_{fu} A/F_c = 2 \cdot 40 \cdot A/1,5$. T = 90 kN insätts i ekvationen: $90 = 2 \cdot 40 \cdot A/1,5$, vilket ger en erforderlig area $A_{pl} = 2 (90 \cdot 1,5)/(2 \cdot 40) = 1,69$. Välj B = 1 m och L = 1,69 m.

Det blivande horisontala tillskottstrycket $\Delta\sigma$ blir då 90/1,69 = = 53,3 kN/m^2.

Blockets rörelse beräknas för det elastiska fallet. E-modulen uppgår enligt sid 81 till 250 à 500 τ_{fu}, här väljs 250 τ_{fu},

vilket ger en E-modul = 250 • 40 = 10 000 kN/m^2. Beräkningen utförs för det första halvmetersskiktet ΔZ enligt

$\Delta\delta = \frac{\Delta\sigma_z \Delta Z}{E}$, sid 81.

Spänningen mitt i skiktet, $\Delta\sigma_z$, blir p g a lastspridning mindre än $\Delta\sigma$.

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\sigma \cdot B \cdot L}{(B + Z)(L + Z)} = \frac{53{,}3 \cdot 1{,}69 \cdot 1}{(1+0{,}25)(1{,}69+0{,}25)} = 37 \text{ kPa.}$$

$$\text{Förskjutningen} = \frac{\Delta\sigma_z \Delta Z}{E} = \frac{37 \cdot 0{,}5}{10\,000} = 0{,}0018 \text{ m} = 1{,}8 \text{ mm}$$

Beräkningen fortsätter därefter för de följande skikten 0,5 - 1 m, 1 - 2 m, 2 - 3 m osv. Rörelsen $\Delta\delta$ i skikt 2 blir mindre eftersom lastspridningen ytterligare minskar $\Delta\sigma_z$.

$$\Delta\sigma_z = \frac{53{,}3 \cdot 1{,}69 \cdot 1}{(1+0{,}75) \cdot (1{,}69+0{,}75)} = 21{,}1 \text{ kPa}$$

$$\text{Härvid blir } \Delta\delta = \frac{21{,}1 \cdot 0{,}5}{10\,000} = 0{,}0011 \text{ m} = 1{,}1 \text{ m}$$

Eftersom rörelsen är så liten som 1,1 mm i skikt 2 behöver inte beräkningen fortsätta. Den totala rörelsen blir summan av skiktens sammantryckning $\Delta\delta + \Delta\delta$ osv. I detta fall blir totala rörelsen 1,8 + 1,1 mm = 2,9 mm och med säkerhet mindre än 10 mm.

4.44.2 Kvadratiska stödblock

I detta exempel är förskjutningskraften 65 kN.

Kvadratiska stödblock kan givetvis beräknas som i föregående exempel men enklast enligt nomogrammet i figur 4.31.3:3. Värdet T = 65 avsätts på den vertikala kraftskalan (1) varefter man går vidare åt höger till linjen för djupet D = 1,5 (2) och sedan vertikalt ner där arean avläses till 0,85. Rörelsen behöver inte kontrolleras i de fall tillåten förskjutning av ledningen är > 10 mm eftersom nomogrammets värden ger rörelser < 10 mm i det elastiska området. I detta exempel uppgår skjuvhållfastheten till τ_{fu}= 40 kN/m^2, vilket ger en större säkerhet mot brott än som förutsatts i nomogrammet, som beräknats för τ_{fu} = 30 kN/m^2. Arean bör trots detta inte reduceras eftersom även deformationsbegränsningen 10 mm måste innehållas och högre E-modul än 10 000 kN/m^2 oftast inte tillämpas.

Man måste alltid kontrollera att det horisontala förkonsolideringstrycket $\bar{\sigma}_{hc}$ inte överskrids. Mellan det horisontala och det vertikala förkonsolideringstrycket gäller sambandet $\bar{\sigma}_{hc} = K_o \bar{\sigma}_{vc}$ där K_o i torrskorpelera vanligen kan sättas till 1. Det vertikala förkonsolideringstrycket $\bar{\sigma}_{vc}$ erhålls ur ödometerförsök, men kan överlagsmässigt beräknas enligt Hansbo, $\bar{\sigma}_{vc} = \frac{\tau_{fu}}{0,45 \cdot W_F}$, där W_F är lerans konflytgräns.

Här blir då $\bar{\sigma}_{vc} = 1 \cdot \frac{40}{0,45 \cdot 0,6} = 148$ kN/m^2. Detta värde skall reduceras med rådande vertikaltryck $\bar{\sigma}_{vo} = D \cdot \gamma = 1,5 \cdot 18 = 27$ kN/m^2. Den vertikala överkonsolideringen blir då $\bar{\sigma}_{vc} - \bar{\sigma}_{vo} = 148 - 27 = 121$ kN/m^2.

Aktuell ytbelastning är här $\Delta\sigma = T/A = 65/0,85 = 76,5$ kN/m^2, vilket är klart mindre än överkonsolideringstrycket $\bar{\sigma}_{hc}$.

4.45 Dimensionering av bojförankring

Följande förutsättningar antas gälla

Verksam diameter	d	= 0,4 m
Inre vattentryck	p	= 0,8 MPa = 800 kN/m^2
Vinkelavvikelse	α	= 45°
Avstånd markyta-centrumrör	D	= 1,8 m
Jord i ledningsgrav	ϕ	= 30°, γ = 16 kN/m^3, γ' = 10 kN/m^3
Jord i schaktvägg, lera	τ_{fu}	= 15 kN/m^2

Vid dimensionering av bojförankring behöver inte den resulterande förskjutningskraften beräknas eftersom kraften som skall upptas av bojorna är oberoende av vinkelavvikelsen, sid 88. Kraften som skall upptas är $T_b = pA$. Ur nomogrammet i figur 4.21:1 erhålls kraften $T_b = 126$ kN för ett inre vattentryck av 1 MPa. Eftersom vattentrycket här är 0,8 MPa skall $T_b = 126$ kN korrigeras. Härvid proportioneras rätlinjigt och T_b blir således $0,8 \cdot 126$ kN = 101 kN. Nedan redovisas hur lång sträcka som behöver sammanbojas (förankringslängd L_f) på var sida om rörkröken, dels

när grundvattennivån är belägen under ledningen, dels när grundvattennivån är belägen 1 m över ledningens centrum. Kontroll av skjuvspänningarna i övergångszonen mellan kringfyllning och naturligt lagrad jord redovisas också.

Dimensioneringen utförs enligt avsnitt 4.32.1.

4.45.1 Över grundvattennivå

Förankringslängden L_f kan beräknas ur uttrycket $L_f = \frac{1,2\ p\ d}{\gamma\ D}$

L_f blir i detta fall $\frac{1,2 \cdot 800 \cdot 0,4}{1,6 \cdot 1,8} = 13,3$ m.

L_f kan också bestämmas med hjälp av nomogrammet i figur 4.32.1:2. Härvid avprickas först D = 1,8 m (1) nederst till vänster i nomogrammet, därefter går man vertikalt upp till aktuell tunghet, här 1,6 kN/m^2 (2), sedan går man horisontalt till den grova mittlinjen (3), där rådande vertikaltryck $\bar{\sigma}_{vo}$ avläses, i detta fall 29 kN/m^2. Därefter fortsätter man till linjen för aktuell ledningsdimension (4), här d = 400 mm och därefter vertikalt ner till (5) där förankringslängden avläses till 16,5 m. Eftersom nomogrammet är uppgjort för ett inre vattentryck p = 1 MPa måste L_f korrigeras med för i detta exempel rådande lägre tryck, p = 0,8 kPa. Erforderlig L_f erhålls genom rätlinjig proportionering, vilket ger L_f = 0,8 •16,5 m = 13,3 m.

4.45.2 Under grundvattennivå

Förankringslängden L_f kan beräknas enligt figur 4.32.1:2 b. Grundvattenytan 1 m över centrumledning ger D_1 = 0,8 m och D_2 = 1,0 m respektive γ_1 = 16 kN/m^3 och $\gamma_2 = \gamma'$ = 10 kN/m^3.

L_f blir härvid $\frac{1,2 \cdot 800 \cdot 0,4}{16 \cdot 0,8 + 10 \cdot 1,0} = 16,8$ m.

L_f kan också bestämmas enligt nomogrammet i figur 4.32.1:3. Eftersom olika tungheter förekommer måste medeltungheten beräknas

$$\gamma_{medel} = \frac{D_1 \gamma_1 + D_2 \gamma_2}{D} = 12{,}7 \text{ kN/m}^3$$

Därefter förfars som ovan (streckprickad linje i nomogrammet) och L_f avläses till 21 m. Även här måste L_f justeras för det lägre rådande trycket och verklig L_f blir $0{,}8 \cdot 21 = 16{,}8$ m.

4.45.3 Kontroll av övergångszon

Skjuvspänningarna i övergångszonen mellan kringfyllning och naturligt lagrad jord måste kontrolleras. Kraften som skall överföras är T_b = = 101 kN enligt ovan. Farligaste fallet är här när ledningen är belägen över grundvattenytan, eftersom L_f då är kortast. Kraften som skall överföras blir per längdenhet $T_b/L_f = 101/13{,}3 = 7{,}6$ kN/m.

Totala arean av övergångszonen blir (vid en schaktbottenbredd B = 1,0 m) $> 2\ D + B = 1 + 2 \cdot 1{,}8 = 4{,}6$ m. Medelskjuvspänningen blir då $> 7{,}6/4{,}6 = 1{,}65$ kN/m^2, vilket är mindre än $0{,}25\ \tau_{fu} = 0{,}25 \cdot 15 =$ 3,75 kN/m^2, sid 85. Alltså är förankringslängden tillräcklig även med avseende på skjuvspänningarna i övergångszonen mellan kringfyllning och naturligt lagrad jord.

4.46 Dimensionering av förankring med gravitationsfundament

Gravitationsfundament utnyttjas ofta i lösa jordar där ringa hållfasthet finns i schaktväggarna. Därför medräknas vanligen endast friktionen i plattans underkant.

Samma ledning som i avsnitt 4.45 skall förankras med gravitationsfundament.

Förskjutningskraften bestäms enligt nomogram 4.21:1. Härvid blir förskjutningskraften T = 96 kN.

Eftersom nomogrammet är uppgjort för 1 MPa måste även här T reduceras med hänsyn till rådande lägre tryck. T blir 0,8 • 96 = 77 kN.

Mothållande kraft per ytenhet beror av förankringsplattans djup H under markytan; H = D + d/2 + a där a är summan av förankringsplattans tjocklek här 200 mm, och avståndet mellan rörs underkant och plattans överkant, här 150 mm. H blir då 1,8 + 0,4/2 + 0,2 + 0,15 = 2,35 m. Mothållande kraft är σ_{vo} tan Ø. Som tidigare förutsatts är Ø = 30°. Då blir, med säkerhetsfaktorn 1,5, den mothållande kraften per ytenhet F_D = HY (tan Ø)/1,5 = 2,35 • 16 (tan 30°)/1,5 = 14,5 kPa. Erforderlig plattarea blir $A_{pl} = \frac{T}{F_D} = \frac{77}{14.5}$ = 5,32 m^2.

Förskjutningskraften överförs från ledningen till plattan via en betongkonsol. Konsolen blir utsatt för momentbelastning och måste armeras. Vidare bör grundtrycket kontrolleras så att det inte blir för ojämnt på grund av det stjälpande momentet.

När grundvattennivån är belägen över ledningen eller olika tunghet förekommer i kringfyllningen förfars som i avsnitt 4.45.2 medeltungheten uträknas eller de olika deltrycken beräknas och summeras.

4.47 Dimensionering av modifierad bojförankring

Modifierade bojförankringar dimensioneras enligt avsnitt 4.32.3. Om ledningen enligt 4.45 skall förankras med modifierad bojförankring används som där T_b = 101 kN, vilket motsvarar pA i ekvationen sid 91. Härvid blir erforderlig plattarea (1,5 pA/(2 D tanØ) = (1,5 • 800 • π • 0,4^2 /4)/ /(2 • 16 • 1,8 • tan 30°) = 4,6. Sätts plattbredden till 0,5 m blir plattlängden L_m = 4,6/0,5 = 9,2 m på var sida om rörkröken.

Erforderlig längdarmering $A_{ar} = T_b/\sigma_{ar}$. För σ_{ar} = 0,22 kN/mm^2 blir armeringsarean A_{ar} = 101/0,22 = 460 mm^2, vilket ger 3 st armeringsstänger $Ø_{ar}$ 16 mm.

Förlängningen L_{ar} i armeringsstängerna erhålls ur uttrycket

$$L_{ar} = pAL_m/(2EA_{ar}) = T_b \cdot L_m/(2EA_{ar}) = 101\ 9200/(210 \cdot 600) = 7,4 \text{ mm}$$

4.48 Dimensionering av förankring med stödvägg med dragstag

Förskjutningskraften T i detta exempel sätts till 300 kN och dragstagens lutning α = 45° och ω = 0°, figur 2.3:5. Sponttypen förutsätts vara Larssen II ny.

Sponten utsätts här för en vertikallast $T_1 = T \tan \varnothing = 300 \tan 45°$ = 300 kN = 300 000 N

Kraften i dragstagen $T_2 = \frac{T}{\cos\alpha \cos\omega} = \frac{300}{\cos 45 \cdot \cos 0°} = 424$ kN

Antalet spontplankor skall vara minst 3 varigenom totala sponthöjden blir bestämmande för styvheten. (Samtidigt underlättas också monteringen av stagen.) Spontens tvärsnittsarea är för 3 plankor 3 • 0,4 (m) • 15600 (mm^2/m) = 18700 mm^2.

Tryckpåkänningen i sponten blir då σ_T = 300 000/18700 = 16 N/mm^2 vilket är långt under tillåten tryckpåkänning i spontmaterialet. Spontplankorna måste slås till stopp så att de var för sig kan uppta en vertikallast $T_1/3$ = 100 kN med 2-faldig säkerhet. Två dragstag monteras. Vart och ett av dem skall då kunna ta upp halva dragkraften $T_2/2$ = 424/2 = 212 kN med 2-faldig säkerhet gentemot beräknad brottlast. Stagen skall provdras med en kraft = 75 % av brottlasten, således 0,75 • 2 • 212 = 318 kN.

För att man skall kunna provdra och förspänna stagen utformas foderrören så att mothåll erhålls mot dessa. Stagen bör förspännas för aktuell belastning, således med 212 kN. I och med att förspänningslasten sätts lika med T_2 kommer ingen rörelse att uppstå. Det är i flesta fall omöjligt att underlåta att förspänna stagen eftersom förlängningen och rakspänningen ger för stora rörelser.

Val av stag och infästningsanordning utformas från fall till fall beroende av stagleverantörens utrustning och stagtyp.

4.49 Dimensionering av förankring med pålat ok

Förankring med pålat ok kan utföras när stora horisontala förskjutningskrafter skall upptas i mycket lös jord. Principen för denna typ av förankring är att förskjutningskraften upptas av sneda pålar som belastas vertikalt av exempelvis jord. I extremfallen där mycket liten vertikallast kan mobiliseras kan det vara nödvändigt att åstadkomma vertikallasten med exempelvis vertikala dragstag som genom förspänning ger pålgruppen erforderlig last.

I och med att förskjutningskraften varierar mellan 0 och full last måste även 0-lastfallet beaktas. Detta innebär att förutom de mothållande pålarna ytterligare pålar måste insättas. Förankringen får då pålar i olika riktningar och skall beräknas som pålgrupp. Nedan redovisas dimensionering av pålat ok för det enklaste fallet där pålarnas kraftresultanter skär varandra i förskjutningskraftens kraftriktning. Skär inte pålarnas och förskjutningskraftens resultanter varandra i samma punkt utsätts pålarna för belastning av moment eller tvärkrafter.

I nedanstående exempel antas att förskjutningskraftens storlek är 350 kN, avståndet markyta centrum-ledning är D = 2,5 m och jordens tunghet γ = 18 kN/m^3 samt att de mothållande snedpålarna kan slås i lutning 2:1. (Denna extrema pållutning kräver omräkning av fallhöjd och stoppslagskriterier. Lutningen 2:1 har här valts för att ge tydliga kraftpolygoner.)

Dimensioneringen inleds med bestämning av erforderlig vertikallast Q på förankringen. I figur 4.49:1 a visas att Q/n = T vilket ger Q = = T n. Eftersom samtliga hållfasthetsparametrar är kända kan en säkerhetsfaktor om 1,2 vara tillämpbar. Härvid medräknas endast i undantagsfall dragmotstånd i pålar. I detta exempel blir då Q = 1,2 T n = = 1,2 · 350 · 2 = 840 kN. Om pålplattans underkant förutsätts ligga 1,0 m under centrum ledning blir det vertikala jordtryckets intensitet (2,5 + 1,0) · 18 = 63 kN/m^2. Härvid har ingen hänsyn tagits till betongens avvikande tunghet eftersom denna normalt inte inverkar nämnvärt. Erforderlig horisontal area för förankringen blir då 840/63 = 13,3 m^2.

Välj plattan 4,5 m x 3,0 m. Från armeringssynpunkt är det lämpligt att utforma plattan som ett upp och nedvänt T, se figur 4.49:1 b. I denna figur har också pållasterna P_1 och P_2 för stadiet T = 0 kN bestämts grafiskt med kraftparallellogram till 470 kN. Härvid har antagits att de extra pålarna för detta stadium också har lutningen 2:1. I och med att pålarna är symmetriskt placerade under centrumplatta erhåller de samma last.

I figur 4.49:1 c visas hur pållasterna P_1 och P_2 förändras när lasten T = 350 kN läggs på. Först beräknas den resulterande kraften Q_R. Q_R lutar mindre än P_1. Detta visar säkerhetsfaktorns (1,2) inverkan. För stabilitet utan hänsyn till dragning i pålarna måste Q_R alltid ha mindre lutning än P_1. Nästa steg är att upprita kraftparallellogrammet för att erhålla pållasterna. Härvid parallellförflyttas pålkrafternas riktning. Pållasten P_1 blir då 860 kN och P_2 = 100 kN.

Av ovanstående framgår att P_1 varierar mellan 460 och 860 kN beroende på förskjutningskraftens (T) storlek medan P_2 varierar mellan 470 och 100 kN. Om betongpålar B 450 används sätts två pålar mothållande (P_1) och en påle vertikallastupptagande (P_2) symmetriskt kring kraften T enligt figur 4.49:1 d. Betongkonstruktionen dimensioneras därefter på konventionellt sätt. Pålarnas armering bör friläggas på ca 300 mm längd och ingjutas i plattan. I figur 4.49:1 e visas principen för pålarnas ingjutning och huvudarmeringen.

Om skärningspunkten mellan pålarnas kraftriktningar (rotationscentrum) inte ligger i förskjutningskraftens kraftriktning (exempelvis på grund av felslagning av pålar) skall i första hand ledningen flyttas i höjdled så att rotation undviks. Är detta inte möjligt måste extra påle eller pålar slås på så sätt att rotation undviks. Rotation ger upphov till moment och tvärkraftsbelastningar av pålarna och detta kan leda till att konstruktionen på grund av varierande lastintensitet börjar vandra.

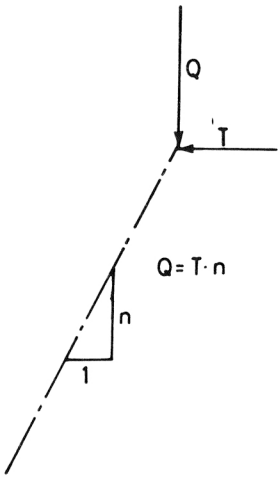


FIG 4.49:1 a

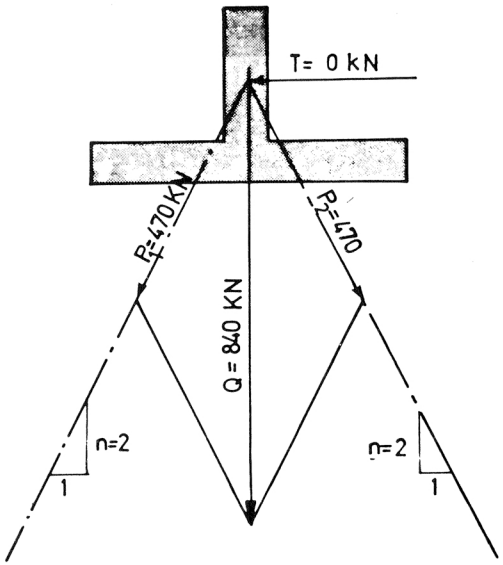


FIG 4.49:1 b

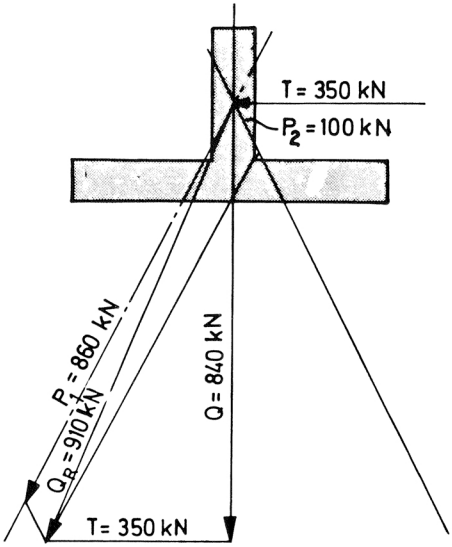


FIG 4.49:1 c

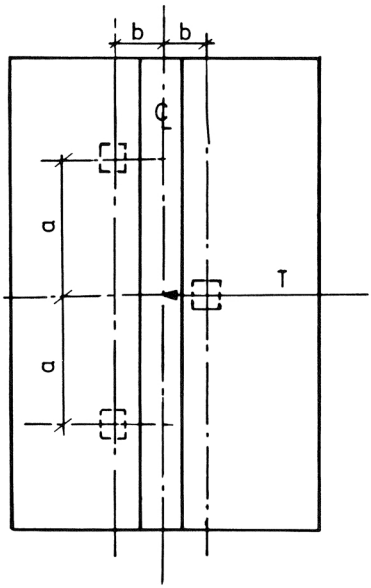


FIG 4.49:1 d

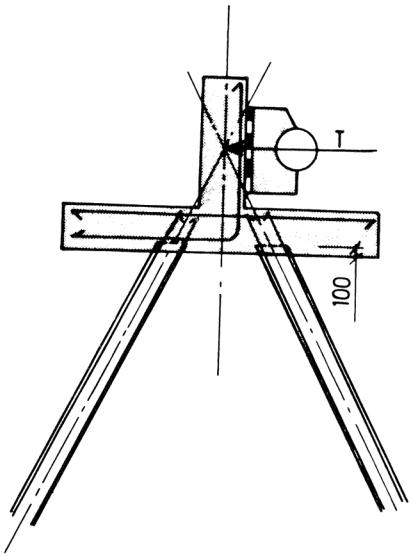


FIG 4.49:1 e

5 ANVISNINGAR FÖR UTFÖRANDE AV FÖRANKRINGSANORDNINGAR

5.1 SCHAKTNING

5.11 Öppen schakt

I de fall förankringsanordning skall stödja mot schaktvägg tillses att väggen inte får tillfälle att förskjutas inåt eller utsätts för nederbörd som kan ge upphov till ytuppluckring. Schaktväggen får inte heller utsättas för tjäle. För att undvika att schaktväggen förskjuts inåt kan temporär uppstämpning erfordras eller kan slänterna utläggas i flack lutning, 1:1,5 till 1:2. Tjäle och ytuppluckring kan förhindras genom täckning av schaktväggen. Det är väsentligt att schaktväggen flyttas ut så mycket att packning kan ske mellan schaktvägg och förankring.

5.12 Spontschakt

I de fall sponten skall användas som förankring skall sponten avsträvas och helst förspännas så att den inte kan röra sig in mot schakten. Om sponten inte skall användas i förankringen bör den ändå stagas på samma sätt. Vidare bör sponten kvarlämnas på viss sträcka vid förankring eftersom ett tomrum i annat fall uppstår med en volym motsvarande spontvolym och medföljande jord vid uppdragning. Detta innebär exempelvis att ett stödblock kan flytta sig i motsvarande grad. Spontdragning påverkar också förankringar typ bojning eftersom packningsgraden hos kringfyllningen minskar. Om sponten ändå av någon anledning måste dras skall återpackning ske sedan spontdragningen avslutats.

5.2 FÖRANKRINGSANORDNING

5.21 Stödblock

Tidigare göts stödblock ofta på platsen direkt mot schaktväggen. Detta innebar att primärdeformation (avsnitt 3.12) i schaktväggen uppstod.

Numera prefabriceras oftast stödblocken vilket innebär att tillbakapackning, figur 3.12:4, av uppluckring m m kan ske. Stödklackar mellan rör och stödblock gjuts dock oftast på platsen. Stödklackar är tidsödande att göra i och med att formen måste skäras ut mot röret och återfyllning inte kan utföras förrän betongen härdat. Av den anledningen finns det skäl att utföra också stödklacken prefabricerad. Stödklacken skall vara helt fri att röra sig i höjdled så att inga påkänningar utbildas genom upphängning. Stödklackar kan utföras standardiserade för olika rörtyper. Val av konstruktionsmaterial är relativt fritt eftersom påkänningarna är tämligen små och den hoptryckbara sträckan är liten. Om stödklackens bredd sätts minst lika med rörets diameter erhålls en tryckspänning $\sigma_T = 1{,}57\ p \cdot \sin(\alpha/2)$, vilket vid trycket 1 MPa ger $\sigma_T = 1{,}57 \sin(\alpha/2)$ MPa. Följande värden på σ_T erhålls vid p = 1 MPa.

$\alpha = 15°$	$\sigma_T = 0{,}21\ N/mm^2$
$\alpha = 30°$	$\sigma_T = 0{,}41\ N/mm^2$
$\alpha = 45°$	$\sigma_T = 0{,}60\ N/mm^2$
$\alpha = 60°$	$\sigma_T = 0{,}79\ N/mm^2$
$\alpha = 75°$	$\sigma_T = 0{,}96\ N/mm^2$
$\alpha = 90°$	$\sigma_T = 1{,}11\ N/mm^2$

Som framgår av ovanstående är tryckpåkänningarna mycket små.

Stödklacksmaterialet måste dock vara gjutbart så att bästa passform erhålls. Lokala ojämnheter på grund av variationer i rörgods och stödklack överbryggas enklast genom att ett elastiskt mellanlägg inläggs mellan rör och stödklack.

Eftersom stödklacken normalt har sin underkant lägre än rörets underkant är det önskvärt att stödblocket kan sättas på plats innan ledningen läggs. Eftersom ledningarna oftast inte ligger exakt i projekterat läge erfordras någon form av passbitar för att erhålla god anliggning. Om passbitarna utförs något kilformiga kan en viss nyttig förspänningseffekt erhållas. Kilarna eller passbitarna bör utformas så att de hålls kvar mellan block och stödklack. Givetvis kan gjutning med betong mellan stödblock och stödklack utföras. Detta är ett lätt

arbete i och med att ingen formsättning erfordras. Dessutom blir betongmängden ringa, varför snabbhårdnande och expanderande betongkvaliteter kan användas. Även speciella undergjutningsmassor avsedda för pelare och maskinfundament kan användas.

5.22 Stödvägg

Stödvägg av stålspont erfordrar, liksom stödblock, en stödklack som tidigare motgjutits mellan spont och ledning. Denna platsgjutna konstruktion kan, som för stödblocken, ersättas av en prefabricerad, förslagsvis kompletterad med kraftöverförande balk eller enhet, figur 2.1:5.

5.23 Bojförankringar och liknande

Bojförankringar och liknande förankringar (dragsäkra kopplingar etc) utförs enligt leverantörens anvisningar.

Allmänt gäller för bojförankring att åtdragningskraften måste kontrolleras så att tillräcklig friktion erhålls om inte påsvetsade klackar eller dylikt förekommer. Leverantör lämnar normalt anvisningar om erforderlig åtdragningskraft. Åtdragningskraften kan mätas med momentnyckel.

Vid montering av boja kan korrosionsskyddet skadas. Därför är det viktigt att åtgärder för återställande av korrosionsskydd föreskrivs. Sådana åtgärder kan vara kompletterande rostskyddsmålning i kombination med inbakning i bitumen eller fett som skyddas med väv eller dylikt. På senare tid har olika typer av krympslangar av plast tagits fram. Dessa krympslangar är invändigt försedda med ett bitumenskikt. Vid montering upphettas krympslangen med hjälp av blåslampa, varvid slangen krymper. Samtidigt smälts också bitumenskiktet och ett bra och mekaniskt skyddat korrosionsskydd erhålls.

5.24 Modifierad bojförankring

Den version av modifierad bojförankring som hittills använts har varit i platsgjutet utförande. Ingenting hindrar dock att denna typ prefabriceras av betong, stål eller glasfiberarmerad plast. I vissa enklare fall kan förankringen utföras av trä. Härvid görs mothållet mot röret i en separat del och dragdelarna för sig. Sammanfogningen kan ske på många olika sätt, dock måste alltid korrosionsrisken beaktas eller, i de fall trä används, risken för röta uppmärksammas. I utförande av betong bör alla ståldelar vara ingjutna, varvid en korrosionsbeständig förankringsanordning erhålls. I mycket korrosiv miljö kan tryckimpregnerat trä vara att föredra. Ett exempel på utförande av modifierad bojförankring visas på figur 5.24:1.

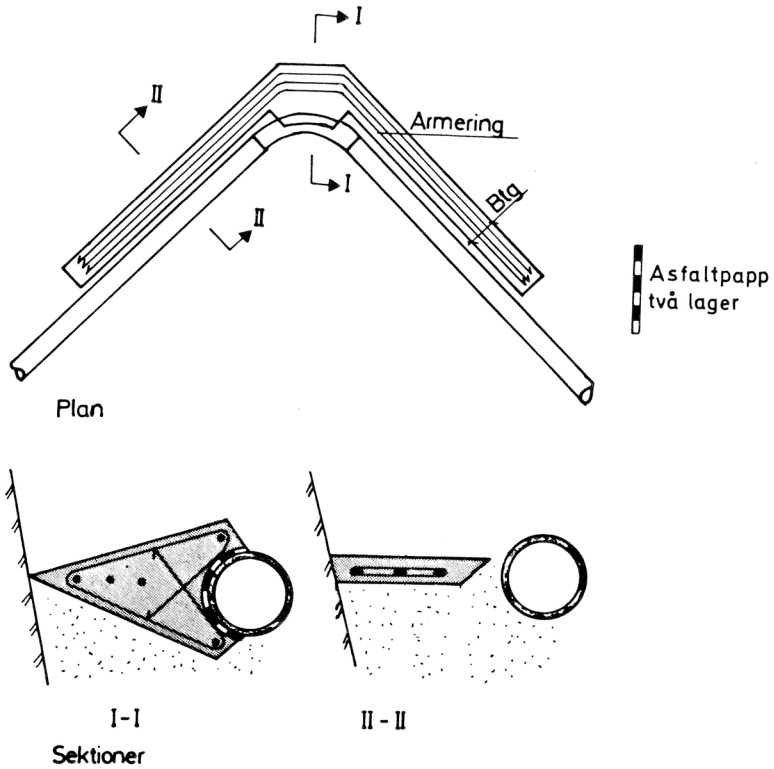


FIG 5.24:1 Exempel på modifierad bojförankring, utförd av betong.

5.25 Konsol från berg

Förankring med konsol från berg måste platsgjutas. Det är härvid mycket viktigt att stödklacken utformas så att den kan röra sig i vertikalled. I övrigt utförs stödklack enligt avsnitt 5.21. Rörelsemöjligheten säkras genom inläggning av asfaltpapp eller neopren mellan konsol och klack. Det är annars mycket lätt att erhålla skadliga upphängningseffekter. I övergångszonen mellan berg och betong uppstår ofta sprickor som kan bli vattenförande. Därför skall inspänningsstängerna i övergångszonen rostskyddas genom rostskyddsmålning. Målningen skall skyddas med exempelvis lindning med bitumenindränkt väv eller montering av krympslang, figur 5.25:1.

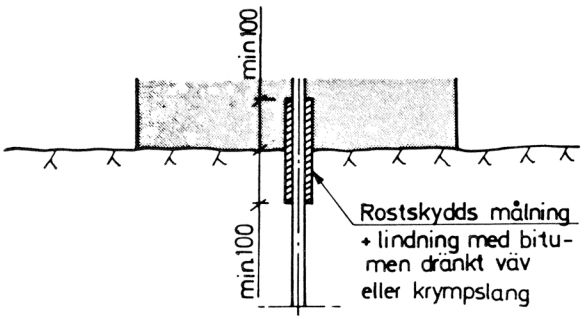


FIG 5.25:1 Korrosionsskydd av inspänningsstång i övergång mellan berg och betong

5.26 Förankring med gravitationsfundament

Stödklack utformas enligt 5.21 och ges rörelsemöjlighet i vertikalled. Undersidan skall utföras så att inte risk uppstår för finmaterialansamling under plattan. Finmaterialansamling kan uppstå på grund av strömmande eller uppströmmande grundvatten eller genom att läckvatten spolar med sig finpartiklar som lätt ansamlas under släta ytor. Plattans undersida förses därför med tvärgående fördjupningar, figur 2.2:2.

5.27 Klack mot bergschakt

Klack mot bergschaktvägg gjuts mot väl rensat berg. Eventuella slag injekteras och bultas om så erfordras.

I de fall klacken blir skjuv- eller momentbelastad så att dragstänger erfordras skall dessa rostskyddas i övergångszonen mellan berg och betong, avsnitt 5.25, figur 5.25:1.

5.28 Stödvägg med dragstag

Dragstagsförankrad spont erhåller lätt otillåtna rörelser om inte dragstagen förspänns. Som tidigare nämnts kan förspänning ske mot foderröret eller liknande. Stagen förspänns med en last som är större än den last som förskjutningskraften ger. Härvid erhålls inga rörelser. I andra fall måste förspänning utföras sedan rören lagts och kringfyllts. Härvid kan uppspänningslasten i de flesta fallen inte göras lika stor som lasten av förskjutningskraften eftersom ledningen då belastas med, ofta skadliga, tryckkrafter. Beroende på stagens längd kan antingen stagen uppspännas till del av brukslasten eller förankringen utföras så att möjlighet till efterspänning finns efter det att ledningen tagits i bruk. Även här måste risken för uppkomst av skadliga tryckkrafter beaktas.

5.3 ÅTERFYLLNING

För alla förankringar som överför förskjutningskrafter till schaktbotten eller schaktvägg genom friktion eller genom jordtryck i kringfyllningen erfordras att kringfyllningen har sådan sammansättning att dimensionerande spänningar kan upptas. Således bör under inga förhållanden lera eller silt användas i samband med ovannämnda förankringar. Materialkvaliteten bör vanligen helst vara motsvarande grupp 2 enligt Mark AMAs tabell C/1.

Eftersom jordens packningsgrad påverkar både inre friktionsvinkel och deformationens storlek är det viktigt att så god packning som möjligt

erhålls. Packning av material grupp 2 ger normalt gott resultat om packningen utförs enligt Mark AMA tabell C/3 (klass 2). Vid fuktig väderlek eller i och invid grundvattenytan kan packning försvåras av flytjordsfenomen, materialseparering eller ansamling av finjord mot fasta ytor. Därför bör under dessa förhållanden den tillåtna finjordshalten 16 % sänkas till ca 5 % för att ett gott slutresultat skall erhållas.

När ledning läggs i lera, torv, dy och gyttja eller blandningen därav och detta material återanvänds som resterande fyllning måste alltid beaktas att dessa jordar kan ha låg tunghet och därmed ge lägre vertikaltryck. Det kan ofta vara nödvändigt att till resterande fyllning använda friktionsjord för att erhålla tillräcklig vertikallast. Det skall dock härvid beaktas att sättningar kan uppkomma på grund av friktionsjordens normalt högre densitet än bortschaktat material.

BILAGA

Sammanställning av svar från tillverkare och leverantörer angående tillåten utdragning, dragkraft, tvärkraft, vinkeländring m m på olika typer av rör.

Förfrågning har ställts till rörleverantörer/fabrikanter beträffande nedanstående egenskaper för tryckrör.

A. 1) Tillåten utdragning (avser icke dragsäkra fogar, typ muff m fl)
   2) Tillåten dragkraft (avser "dragsäkra" fogar)
   3) Tillåten tvärkraft
   4) Tillåten vinkeländring
   5) Eventuella andra värden vid kombinationer av ovanstående

B. Vilka till rören hörande förankringsanordningar, typ bojor etc, tillverkas (saluförs) av Er? Ange typ och fabrikat.

Nedan redovisas i tabellform en sammanställning av de svar som inkommit.

Följande fabrikanter och tillverkare har tillfrågats:

Ahlsell VVS AB, Stockholm
Alvenius Industrier AB, Eskilstuna
Olof P Berg AB, Göteborg
Bröderna Edstrand, Stockholm
AB Eternitrör, Varberg
Fosselius & Alpen, Bromma
Gränges Hedlund AB, Stockholm
AB Gustavsberg, Stockholm
AB Gustavsberg Lubonyl, Fristad
Hobas Rör AB, Emmaboda
Rieber & Son Svenska AB, Hisingsbacka
Svenska Wavin AB, Halmstad
Sweténrör AB, Upplands Väsby
Tibnor AB, Stockholm
AB Tryckrör, Malmö
AB UPO, Solna
Von Roll (Tubman AB), Stockholm

Fabrikat leverantör	Dimension	Tillåten avvinkling efter montering							Tillåten utdragning i fog mm							Tillåten dragkraft	Drag-säker	Tillåten tvärkraft
	mm	0°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	0	5	10	15	20	25	30	kN		kN
Bröderna Edstrand																		
Segjärnsrör																		
Expresskoppling	100						x									22		
	150						x									32		
	200					x										37,7		
	250					x										49,1		
	300					x										56,5	-	
	350				x													
	400				x											88,2		
	500				x											98,2		
	600			x												129,0		
Expresskoppling med låsring	Alla	x															x	
Flänsar	Alla	x															x	
AB Eterniträr																		
Asbestcementrör																		
Rekakoppling	100							x			x							
	150-200						x				x							
	250-400					x					x							
	450-500				x						x							
	600			x							x							
Reka DRK	200							x								200		
	300						x									300		
	400					x										400		
	500				x											500		
	600			x												600		

Fabrikat leverantör	Dimension mm	Tillåten avvinkling efter montering 0° 1° 2° 3° 4° 5° 6° ( ) = ojämnt gradtal	Tillåten utdragning i fog mm 0 5 10 15 20 25 30	Tillåten dragkraft kN	Drag-säker	Tillåten tvärkraft kN
Gränges Hedlund Stålrör						
Svetsskarv	Alla				x	
Gummiringsskarv	300- 700	x				
	300-1000	(1,5)				
Gummiringsskarv med draglås	300	x		40		
	400	x		60		
	500	x		120		
	600	x		200		
	700	x		200		
	800	(1,5)		480		
	1000	(1,5)		800		
Dresser	Alla	x				
Dresser med skarvlås	300	x		40		
	400	x		60		
	500	x		120		
	600	x		200		
	700	x		200		
	800	x		480		
	1000	x		800		
Glidgummiskarv	Alla	(3,5)				
AB Gustavsberg Segjärnsrör						
Tytonfog	80-100	x	x	1,5- 2,2		59
	150	x		4,5		62
	200-300	x	x	7,7-17		117
	350-400	x	x	22 -29		203
	500-600	x		44 -63		203
Flänskoppling	Alla				x	
Bojor, standard	Alla			100		

Fabrikat leverantör	Dimension	Tillåten avvinkling efter montering							Tillåten utdragning i fog mm								Tillåten dragkraft kN	Drag-säker	Tillåten tvärkraft kN
	mm	0°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	0	5	10	15	20	25	30	35			
Hobas Rör AB																			
AP-rör, fog FWC	400				x						(x)					x			
	500				x						(x)					x			
	600			x							(x)					x			
	700			x							(x)					x			
	800			x						(x)						x			
	900			x						(x)						x			
	1000			x						(x)						x			
	1200		x								(x)					x			
	1400		x								(x)					x			
	1600		x								(x)					x			
AB Gustavsberg																			
Lubonyl																			
PVC-rör	63	x											x						
	90	x											x						
	110	x											x						
	160	x										x							
	225	x										x							
	280	x											x						
	315	x											x						
	400	x											x						
	500	x												x					
	630	x												x					

(x) avser tillåten utdragning i kombination med tillåten avvinkling

(Flänskoppling kan levereras)

Fabrikat leverantör	Dimension	Tillåten avvinkling efter montering							Tillåten utdragning i fog mm									Tillåten dragkraft kN	Drag-säker	Tillåten tvärkraft kN
	mm	0°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	0	5	10	15	20	25	30	35	40			
		( ) = ojämnt gradtal																		
Olof P Berg AB																				
Tyton-Sit, PN10																				
gummiringsfog	100						x											17,2		59
	150						x											34,3		62
	200						x											58,2		117
	250						x											120,0		117
	300						x											177,5		117
VON ROLL AB																				
Segjärnsrör,																				
muffglidfog	80							x		(x)				x						
	100							x		(x)					x					
	125							x		(x)					x					
	200							x		(x)						x				
	250							x		(x)						x				
	300							x		(x)						x				
	400							x		(x)							x			
	500				x					(x)						x				
	600				x					(x)						x				
Dragkraftupptagande																				
fog	100			x														46		
	125			x														68,8		
	150			x														95,2		
	200			x														100,5		
	250			x														153,0		
	300			x														217,7		
	400				x													237,7		
	500				x													362,4		
	600				x													517,9		

(x) avser tillåten utdragning i kombination med tillåten avvinkling

VAVs skrifter kan beställas hos
SVENSK BYGGTJÄNST
Box 7853
103 99 STOCKHOLM
Tel 08-730 51 00

ISSN 0347-1799
VAV P41 1979-11 4 000

AB REALTRYCK, STOCKHOLM 1979