

PERMANENTA STAGFÖRANKRINGAR I BERG

Carl-Olof Söder
Mats Burtu

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

PERMANENTA STAGFÖRANKRINGAR I BERG

Permanent ground anchors in rock

Carl-Olof Söder, Mats Burtu, SWECO VBB AB

SveBeFo Rapport 68

Stockholm 2005
ISSN 1104 - 1773
ISRN SVEBEFO-R--68--SE

Förord

Förankring av tunga konstruktioner med hjälp av stag ingjutna i berg förekommer i olika tillämpningar. Då förankringen ska vara permanent måste man förvissa sig om att förankringssystemet är beständigt över konstruktionens hela livslängd. Det gäller både val av system och installation av stagen.

I samband med projekteringen av Citytunneln i Malmö gjordes en serie försök för att prova och demonstrera förankringars prestanda genom montering och provdragning på en försöksplats i kalkberget i centrala Malmö. Det bedömdes att undersökningen kunde ha ett bredare intresse än bara för detta tunnelprojekt, och att resultaten därför borde ges en bredare spridning, tillsammans med en allmän översikt över olika förankringslösningar, deras egenskaper och tillämpningsområden. Med detta syfte har föreliggande rapport tagits fram för SveBeFo's räkning av Carl-Olof Söder och Mats Burtu vid SWECO VBB.

Rapporten redovisar olika förankringstyper och systemlösningar, vilka krav som ska ställas och hur de kan verifieras.

I bilaga redovisas sammanfattade erfarenheter från de nämnda försöken, vilka också redovisats vid Bergmekanikdagen 2004.

Rapportarbetet har fått stöd av några personer som varit engagerade i dessa frågor, och särskilt bör nämnas Gösta Ericson, SWECO VBB Malmö.

Stockholm i maj 2005

Tomas Franzén

Sammanfattning

Dragna konstruktionselement av stål som förankrar en konstruktion till underliggande berg eller jord är i flera avseenden mindre robusta än en lösning där enbart konstruktionens egentygnd utnyttjas. Förankringar bör därför enbart väljas då fördelarna är stora ifråga om ekonomiska besparingar eller att förankringslösningen ger en avgörande teknisk fördel som till exempel ett reducerat schaktdjup för det fall en djup schakt innebär betydande risker.

Man kan antingen välja en typ av förankring där spänningar i förankringen uppstår efter det att nettolasten förs på eller en förankring som spänns före det att nettolasten förs på. I denna rapport benämns dessa båda typer för passiv respektive aktiv förankring.

Olika förankringstyper skiljer sig åt i fråga om sårbarhet under byggfas och driftfas. Det är därför viktigt att man vid projektering, tillverkning, placering, ingjutning och eventuell fortlöpande övervakning av dessa konstruktionselement tar hänsyn till varje typs speciella egenskaper för att säkerställa den robusthet och beständighet som krävs.

Följande principiella krav skall ställas på förankringssystemet:

- Förankringssystemet skall vara godkänt av relevant statlig myndighet/testorgan.
- Det skall finnas dokumenterat att förankringssystemet har fungerat utan problem under lång tid (minimum 30 år) under likartade förhållanden i andra projekt. Orsak till eventuella problem skall vara avklarade.
- Vid projekteringen skall konsekvensen bortfall av förankring belysas. Normalt krävs att bortfall av förankring beaktas
- Tillverkaren av systemet skall vara välkänd.
- Förankringssystemet skall hanteras och installeras av en entreprenör med erfarenhet av systemet ifråga

Installation och kontroll av förankringar skall inte ligga på kritiska linjen och vid aktiva förankringar måste hänsyn till uppspanning av förankringarna göras i produktionstidplanen. Man bör räkna med två uppspanningar per förankring på grund av till exempel den påverkan som sker på redan uppspända förankringar när omgivande förankringar spänns.

Erfarenheten har visat att det är detaljerna i konstruktionen som avgör om det skall bli ett lyckat resultat. Infästningen i bottenplattan och utformningen av korrosionsskyddet är typiska exempel på detaljer som ställer höga krav på genomtänkta och fungerande lösningar både vid projektering och vid utförande. Normalt är inte utdragskapaciteten kritisk.

Förankringssystem skall verifieras med både beräkningar och provning som delas upp i:

1. Grundläggande provning
2. Systemprovning
3. Godkännandeprovning av enskild förankring

Grundläggande provning utförs normalt endast i "ny" geologi, det vill säga i områden där värden på relevanta geotekniska parametrar saknas. Systemprovning är en verifiering av geotekniska parametrar, arbetsmetoder och den valda förankringens lämplighet som produktionsförankring. Det är viktigt att denna typ av provning utförs tillräckligt tidigt i ett projekt så att justeringar av arbetsmetoder osv kan göras utan stor tidspress.

Summary

The use of ground anchors to stabilize a structure is in many ways a less robust solution than relying solely on the structures dead weight. Thus ground anchors shall only be used if a dead weight solution imposes a heavy cost penalty or if ground anchors give significant technical advantages such as a reduced excavation depth if a deep excavation means large construction risks.

A ground anchor can either be stressed or not be stressed before the net load is applied. In this report these two types of anchors are called active and passive anchors respectively.

Separate types of anchors differ regarding their susceptibility during construction and operation. Hence it is important to consider the qualities of each type of anchor during design, manufacturing, installation and a possible subsequent surveillance to ensure robustness and durability.

The following main requirements shall be met by the anchor system:

- The anchor system shall be approved by a relevant authority.
- It shall be documented that the anchor system has operated with no problems for a long time (min 30 years) under similar conditions in other projects. The cause of any problem shall have been clarified.
- During design anchor failure shall be considered. Normally this situation shall be incorporated in design.
- The manufacturer of the anchor system shall be well established.
- The anchors shall be installed by a contractor with relevant experience.

Installation and control of ground anchors shall not be a critical activity in the time schedule. If active anchors are used sufficient time must be incorporated in the time schedule for the stressing operation. Two stressing operations for each anchor may be necessary due to for instance influence from adjacent anchors.

Experience shows that anchor detailing is an important factor to achieve a good result. One typical example is the corrosion protection at a detensionable anchor head. Normally pull out capacity is not critical.

Anchor systems shall be verified with both calculations and testing. The following tests may be performed.

1. Investigation tests
2. Suitability tests
3. Acceptance tests

Investigation tests are normally only performed when “new” ground conditions are at hand i.e. relevant ground parameters are not available.

A suitability test is a verification of the assumed ground parameters, installation method and if the selected anchor is right for the purpose. It is important that suitability tests are performed early in the construction process giving sufficient time to change construction method and/or type of anchor if necessary.

Acceptance tests are individual tests of installed anchors. All anchors or part thereof may be tested.

Innehållsförteckning

Förord	i
Sammanfattning.....	iii
Summary.....	v
Innehållsförteckning	vii
1 Inledning.....	1
1.1 Allmänt	1
1.2 Definitioner.....	1
1.2.1 Benämningar.....	1
1.2.2 Beteckningar.....	2
1.3 Grundkrav.....	4
1.4 Överordnade principer.....	4
1.5 Allmänna krav på förankringssystem.....	5
1.6 Regelverk.....	5
2 Förankringssystem	7
2.1 Passiva förankringar	7
2.1.1 Stålkärnepålar	7
2.1.2 GEWI-påle.....	9
2.1.3 Ischebeck Titan.....	12
2.2 Aktiva förankringar	14
2.2.1 Stångförankringar utförda i höghållfast stål	14
2.2.2 Spännlinor.....	16
2.2.3 Stångförankringar utförda i medelhållfast stål	16
3 Beständighet.....	19
3.1 Allmänt	19
3.2 Passiva förankringar	19
3.2.1 Stålkärnepålar	19
3.2.2 GEWI-pålar.....	19
3.2.3 Ischebeck Titan.....	19
3.3 Aktiva förankringar	20
3.3.1 Korrosionsskydd.....	20
3.4 Skadefall	21
3.4.1 Allmänt	21
3.4.2 Nya Knutpunkten i Helsingborg.....	22
4 Principer för verifiering av förankringssystem med beräkning	25
4.1 Inledning.....	25
4.1.1 Allmänt	25
4.1.2 Utmattning	25
4.2 Lasteffekt.....	26
4.2.1 Allmänt	26
4.2.2 Lastkombinationer	26
4.3 Inre bärförmåga	26

4.4	Yttre bärförmåga.....	26
4.4.1	Brott mellan injekteringsbruk och berg	26
4.4.2	Bergbrott	28
4.5	Förankringens totala längd	29
5	Verifiering med provning	29
6	Utförande.....	31
6.1	Borring.....	31
6.1.1	Registrering av borrparametrar för att bestämma förankringslängd.....	32
6.2	Montering av stag.	32
6.3	Injektering.....	33
6.4	Infästning av stag, provning och uppspanning.....	34
6.5	Speciella arrangemang vid sättning av stag under vatten.....	34
6.5.1	Allmänt	34
6.5.2	Passiva förankringar	35
6.5.3	Aktiva förankringar	37
7	Kontroll	39
7.1	Kontrollplan.....	39
7.2	Borrhålets täthet.....	39
7.3	Utvärdering av fri längd	39
7.4	Efterkontroll	40
7.4.1	Allmänt	40
7.4.2	Metoder för efterkontroll.....	40
8	Grundläggande provning ("Investigation Test")	43
8.1	Syfte.....	43
8.2	Utformning av försök vid grundläggande provning.....	43
8.2.1	Kontroll av utdragskapacitet.....	43
8.2.2	Kontroll av långtidseffekt.....	44
8.2.3	Kontroll av effekt från cyklisk last.....	44
8.3	Erfarenheter från tidigare förankringsförsök.....	45
8.3.1	Förankringsförsök utförda i geologi liknande den vid Malmö C	45
8.3.2	Inverkan på bärförmåga från långtidseffekter	46
8.3.3	Försök med cyklisk (utmattande) last.....	47
8.4	Sammanfattning av förankringsförsök för Citytunneln i Malmö	48
8.4.1	Utdragsförsök	48
8.4.2	Långtidseffekter, statisk last	48
8.4.3	Långtidseffekter, cyklisk last.....	48
8.5	Slutsatser.....	49
9	Refererade författare	51

Bilagor

Bilaga 1: Permanenta förankringar, exempel på anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll

Bilaga 2: Förankringsförsök för Malmö Citytunnel

Bilaga 3: Referensprojekt

1 Inledning

1.1 Allmänt

Föreliggande rapport baseras på det omfattande material om permanenta förankringar som låg till grund för framtagandet av förfrågningsunderlag för entreprenad E101, Malmö C Nedre, ingående i Citytunnelprojektet i Malmö. För Malmö C Nedre begränsas problemet till att förhindra hydrauliskt uppflyt av stationstunneln vid Malmö C men de krav som formulerades för denna kan även ligga till grund för specificering av krav för stabilisering av andra typer av konstruktioner med permanenta förankringar.

Enligt Europanormen, (SS-EN 1537) avses med permanenta förankringar sådana som har en krävd livslängd på mer än 2 år.

De geologiska förhållanden som är aktuella för Malmö C Nedre och övriga delar av Citytunneln utgörs av sedimentär kalksten av två olika typer; Köpenhamnsledet och Limhamnsledet. Den del som framförallt berörs av förankringar utgörs av Bryozokalkstenen som utgör den större delen av Limhamnsledet. En närmare beskrivning av dess egenskaper anges i Bilaga 2, avsnitt 2.1. Rapporten innehåller även beskrivningar av andra försök som utfördes i olika typer av geologier. Det är nödvändigt att den aktuella geologin i varje enskilt projekt analyseras och hur denna påverkar utformningen av en lösning med förankringar.

1.2 Definitioner

1.2.1 Benämningar

Egentyngdslösning	Med egentyngdslösning menas tunnel/tråg där egentyngden räknad från underkant bottenplatta/geomembran och inom vertikala begränsningslinjer utgående från utsida vägg(alt. tass) balanserar vattnets lyftkraft.
Passiv förankring ¹⁾	Spänningar uppstår i förankringen på grund av yttre nettolast
Aktiv förankring ¹⁾	Förankring som spänns och låses innan yttre nettolast påförs
Inre bärförmåga	Den inre bärförmågan är den minsta av följande värden: <ul style="list-style-type: none"> - Stålets dimensionerande dragkapacitet. - Den kraft som kan överföras från stål/korrugerat plaströr eller likvärdigt till

injekteringsbruk

Yttre bärförmåga

Den yttre bärförmågan är den minsta av följande värden:

- Den kraft som kan överföras till omkringliggande jord/berg via injekteringsbruk.
- Tyngden av medverkande bergkon inklusive ev. jordlast på bergkonen inom vertikala begränsningsytor. Vid fastställande av denna tyngd skall påverkan från närliggande förankringar beaktas. Se även figurer i bilaga 1

Geoteknisk förmåga

Yttre bärförmåga

- 1) *Inom förspänningstekniken används begreppen aktiv och passiv ände för en spännenhet, där den passiva änden gjuts in i betongen och den aktiva änden är fri för att kabeln/stången skall kunna spännas. Hanna (1982) använder "pre-stressed anchors" och "dead anchors" och i Eurocode 7 "pre-stressed anchors" och "non-prestressed anchors" för att beteckna aktiva respektive passiva förankringar. Den brittiska standarden BS 8081 använder beteckningarna "post-tensioned anchors" och "passive anchors"*

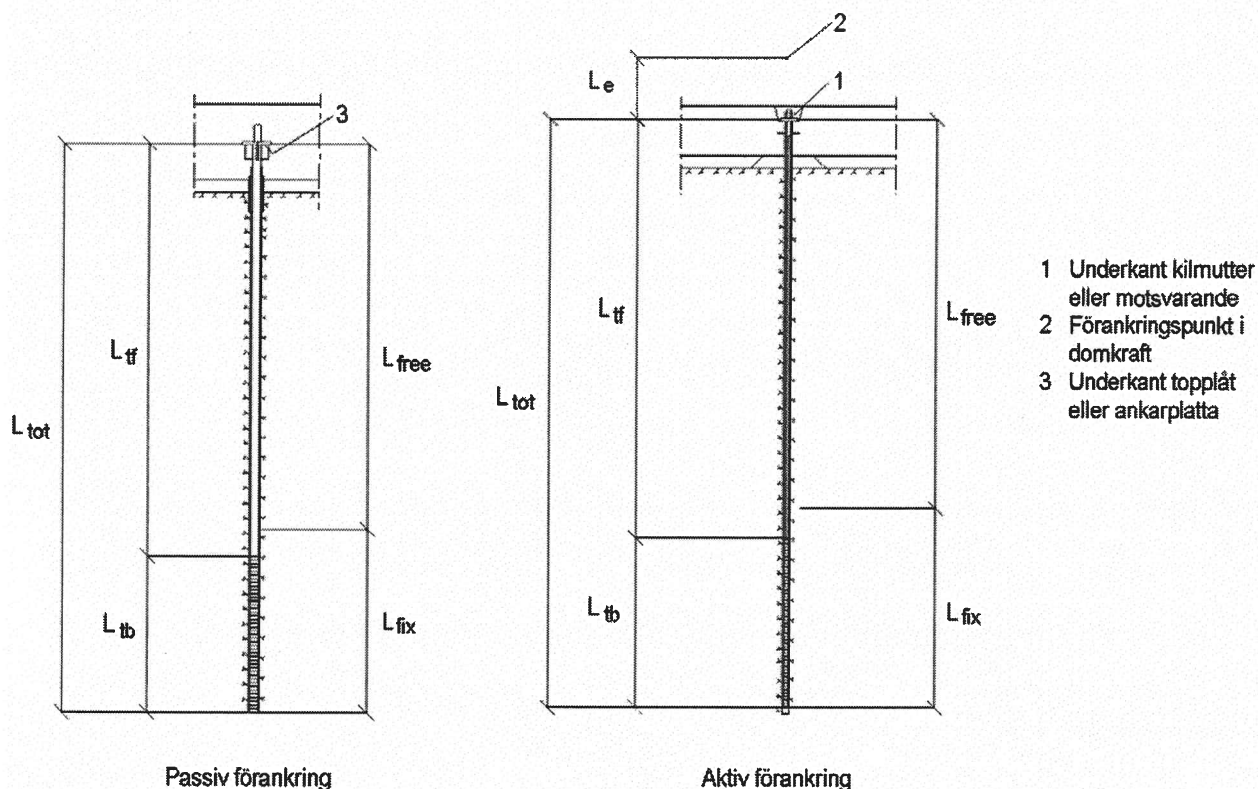
1.2.2 Beteckningar

För det fall karakteriserande indexbeteckning saknas enligt svensk praxis har beteckning enligt SS-EN 1537 använts där ej annat anges.

- P_{sd} Dimensionerande statisk dragkraft i förankring beräknad i brottgränstillståndet i allmänhet.
- P_{scd} Dimensionerande cyklisk kraft i stag eller påle på grund av till exempel tåglast,
- P_{uk} Dragkapacitet för stål vid brottgräns.
- P_{yk} Karakteristisk dragkapacitet för stål.
- P_{yd} Dimensionerande dragkapacitet för stål.
- P_{rd} Maximalt tillåten dimensionerande kraftändring vid utmattande last.
- P_p Provdagningskraft.
- P_o Spännkraft i förankring efter uppspänning och låsglidning. ("lock-off")
- P_w Brukskraft. Spännkraft i aktiv förankring efter förluster. (Index w enligt

BS 8081, "working load")

- K_{Δ} Krypning i förankringszon
- L_{tot} Förankringens totala längd mellan nedre spets och underkant kilmutter, ankarplatta eller motsvarande. Se Figur 1-1.
- L_{fix} Förankringszon, vilket är den längd där kraften från staget/pålen överförs till omgivande berg via injekteringsbruk. Se Figur 1-1.
- L_{free} Fri längd, vilket är längden mellan överkant av förankringszon och underkant ankarplatta eller kilmutter (eller motsv). Se Figur 1-1.
- L_{tb} Förankringslängd, vilket är den längd av staget eller pålen som överför dragkrafter till injekteringsbruket. Se Figur 1-1.
- L_{tf} Fri längd, vilket är förankringens längd mellan överkant förankringslängd och underkant kilmutter, ankarplatta eller motsvarande. På denna sträcka finns ingen vidhäftning mellan stål och omgivande injektering. Se Figur 1-1.
- L_{app} Verklig elastisk fri längd för förankring. Beräknas ur data från provdragning.
- L_e Stagets yttre längd, vilket är längden mellan underkant kilmutter eller motsvarande och förankringspunkt i domkraft. Se Figur 1-1.
- R_{di} Dimensionerande inre bärförmåga.
- R_{dy} Dimensionerande yttre bärförmåga.
- S_d Dimensionerande lasteffekt.



Figur 1-1. Beteckningar

1.3 Grundkrav

Grundkravet är att vald lösning med förankring skall ha samma säkerhet för bärförmåga och livslängd som övriga delar i bärande huvudsystem.

1.4 Överordnade principer

Egentyngdslösningen är utan tvivel den enklaste och mest robusta lösningen. Fördelarna är främst att den normalt utförs relativt lätt utan hjälp av specialister, samt att den kan fungera väsentligt längre tid än även den längsta stipulerade livslängden enligt regelverken vilket är 120 år.

Dragna konstruktionselement av stål som förankrar konstruktionen till underliggande berg eller jord är i flera avseenden mindre robusta än en egentyngdslösning. Vidare bör noteras att olika typer av förankringar skiljer sig åt i fråga om sårbarhet under byggfas och driftfas. Det är därför viktigt att man vid projekteringen, tillverkning, placering, ingjutning och eventuell fortlöpande övervakning av dessa konstruktionselement tar hänsyn till varje typs speciella egenskaper för att säkerställa den robusthet och beständighet som krävs.

En viktig princip vid utformning av den konstruktion som skall förankras är att arbetet med att installera förankringarna inte får ligga på kritiska linjen. Skälet är framförallt att det är nödvändigt med tid för eventuella kompletteringar om resultat från provdragningen inte uppfyller uppställda krav.

1.5 Allmänna krav på förankringssystem

Följande principiella krav skall ställas på förankringssystemet:

- Förankringssystemet skall vara godkänt av relevant statlig myndighet/testorgan.
- Det skall finnas dokumenterat att förankringssystemet har fungerat utan problem under lång tid (minimum 30 år) under likartade förhållanden i andra projekt. Orsak till eventuella problem skall vara avklarade.
- Vid projekteringen skall konsekvensen bortfall av förankring belysas. Normalt krävs att bortfall av förankring beaktas
- Tillverkaren av systemet skall vara välkänd. Komplexa system skall tillverkas på fabrik med relevant certifiering.
- Förankringssystemet skall hanteras och installeras av en entreprenör med erfarenhet av systemet ifråga

1.6 Regelverk

Idag finns, eller är under utarbetande, flera regelverk och anvisningar för dragna förankringar. Här kan nämnas:

- Pålkommisionens rapport 97 "Stålkärnepålar, anvisningar för projektering, dimensionering utförande och kontroll"
- Europastandard SS-EN 1537 "Execution of special geotechnical works – Ground anchors", fastställd som svensk standard 31/3 2000
- Europastandard prEN14199 "Execution of special geotechnical works – Micropiles", som dock ännu inte är godkänd som Europastandard utan endast finns som "draft".

Regelverken är mycket detaljerade med hänsyn till material och produkter, korrosion, metoder för utförande, tester, övervakning samt dokumentation av utförandet.

Härutöver finns flera andra utmärkta regelverk för förankringar bland annat

- British Standard BS8081:1989, British Code of Practice for Ground Anchorage
- Deutsche Industri Norm (DIN) nr. 4125, Verpreßanker, Kurzzeitanker und Dau-anker, Bemessung, Ausführung und Prüfung.

Dessa regelverk har existerat i flera år och bildat skola för utförande av förankringar även utanför Storbritannien och Tyskland.

Eftersom SS-EN 1537 är antagen som svensk standard och eftersom den i stora delar bygger på regelverken BS 8081 och DIN 4125 rekommenderar vi att SS-EN 1537 används för alla typer av förankringar. När prEN 14199 uppnår status som Europastandard bör denna kunna tillämpas på passiva förankringar.

2 Förankringssystem

2.1 Passiva förankringar

Per definition uppstår spänningar i passiva förankringar efter det att nettolasten förs på, vilket leder till nedanstående fördelar.

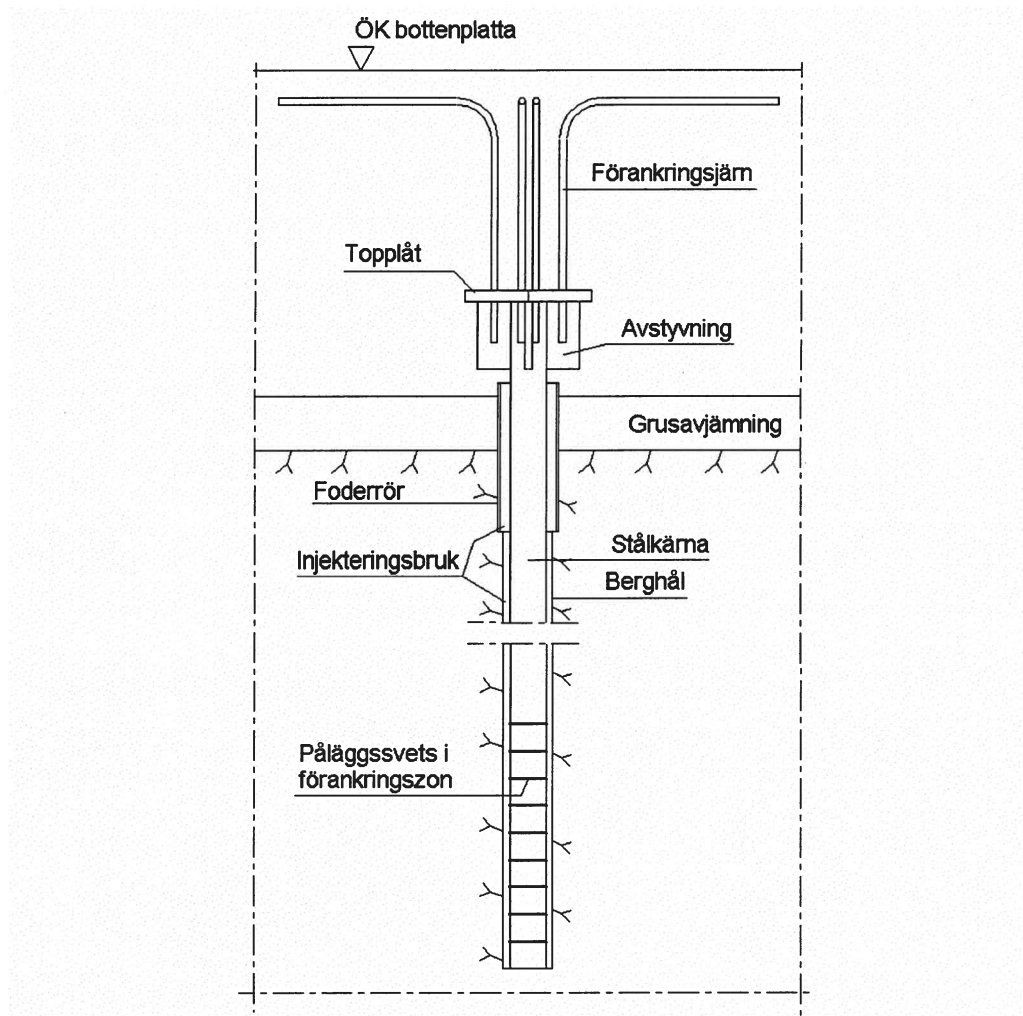
- Då förankringen kan gjutas in i ett enda sammanhang i plattan förhindras potentiella läckvägar för vatten.
- Inga ursparingar för ankarplattor behövs, vilket ger en förenklad formsättning.

Eftersom förankringen och ankarplattan är ingjuten i bottenplattan är det inte möjligt att inspektera förankringen under konstruktionens livslängd.

2.1.1 Stålkärnepålar

Stålkärnepålar har använts i Sverige sedan början av 1960-talet främst för att ta upp tryckkrafter. Pålen kan även dimensioneras att ta dragkrafter om stålkärnan förses med kammar av påläggssvets i förankringszonen och topplattan förstärks för att även kunna överföra dragkrafter. Ett principutförande för en sådan stålkärnepåle visas i Figur 2-1.

Stålkärnan utförs normalt i kvalitet S355JG3(J0) med $f_{yk}=315$ MPa. Kärnor med diametrar varierande mellan 70 till 210 mm finns normalt tillgängliga.



Figur 2-1 Exempel på stålkärnepåle som kan ta både tryck- och dragkraft

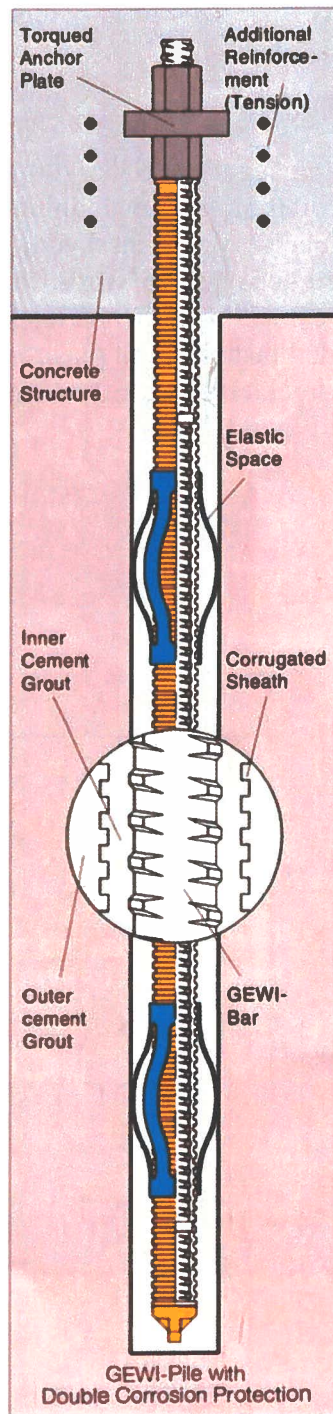
Nedan redovisas några fördelar med att använda stålkärnepålar som dragförankring.

- Stålkärnepålar har använts i Sverige i 40 år. Erfarenheterna är goda
- Svenska anvisningar finns för projektering, dimensionering, utförande och kontroll. [Pålkommissionens rapport 97]
- Hög utförandeklass (GA, GB) vid tillverkning av stålkärnor
- Kärnan utförs i föga korrosionskänsligt stål.
- Enkelt (och okomplicerat) korrosionsskydd.
- Relativt okänsliga för åverkan under byggnadstiden

- Relativt knäckstyv (kan användas som tryckpåle).

2.1.2 GEWI-påle

Stålämnet i GEWI-pålar utgörs av medelhållfast kamängat stål S555/700 för diameter 63.5mm och BSt 500 S för diametrarna 32, 40 och 50 mm. Vid användning som permanenta förankringar förses stålämnet med "dubbelt" korrosionsskydd, vilket enligt system DYWIDAG innebär att stången placeras i ett korrugerat plaströr, varefter mellanrummet mellan stång och plaströr fylls med cementbruk. Denna injektering sker på fabrik för att få en extra god kontroll. Stången med fastinjekterat plaströr förses med distanshållare och placeras därefter i borrhålet och injekteras fast. Ett exempel på en GEWI-påle med "dubbelt" korrosionsskydd visas i Figur 2-2.



Figur 2-2 GEWI-påle med "dubbelt" korrosionsskydd

GEWI-pålar kan förses med ett yttre slätt plaströr för att på så vis åstadkomma en "markerad" fri längd.

GEWI-pålar är typgodkända i Tyskland som permanenta drag- och tryckpålar enligt Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung no. Z-20.1-17.

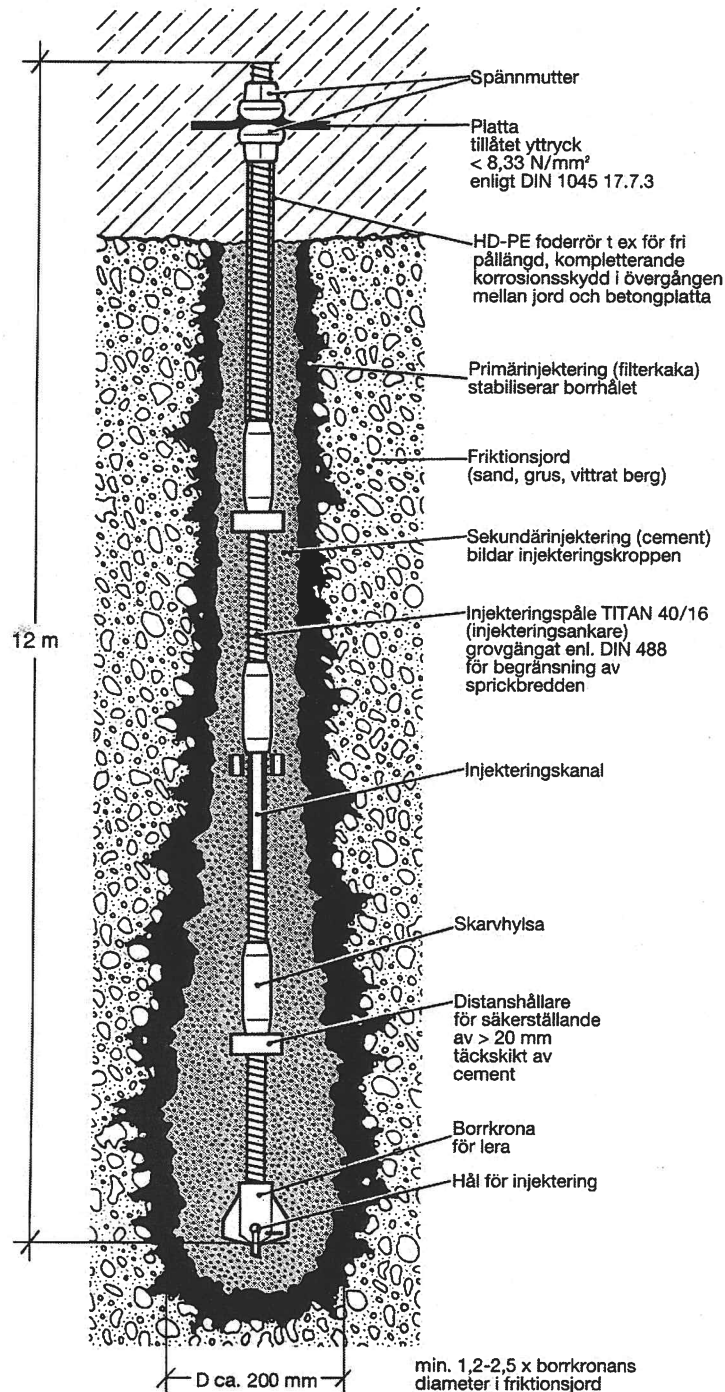
Nedan redovisas några fördelar med att använda GEWI-pålar som dragförankring.

- GEWI-pålar med "dubbelt" korrosionsskydd har använts i minst 30 år
- Godkända i Tyskland som permanenta förankringar. Tillverkaren (DSI) kan lämna en livslängdsgaranti på 100 år under förutsättning att pålarna tillverkas på en verkstad som är godkänd av DSI samt i övrigt uppfyller kraven i tyskt typgodkännande.
- Materialet i stålkärnan kombinerar medelhög hållfasthet med hög duktilitet.
- Standardiserat godkänt utförande finns (i Tyskland) för skarvning av påle och förankring av pålen i betongplatta.
- Bra korrosionsskydd på grund av små sprickvidder i injekteringsbruk, vilket beror på att stängen är försedd med kammar samt att plaströret har tät korrugering.
- Pålar som skadas under byggnadstiden kan kapas under skadan och skarvas med hylsa.
- Kan förberedas för efterinjektering under högt tryck, vilket förbättrar lastöverföringen i dåligt berg.
- Påle behöver inte specialutformas för provdragning.

Det bör nämnas att korrosionsskyddet är känsligt för åverkan under transport och under byggnadstiden.

För pålar som utsätts för växlande last (drag och tryck) skall ankarplattan låsas med en mutter på respektive sida ("kontras"). Förbandet dras åt med föreskrivet moment.

2.1.3 Ischebeck Titan



Figur 2-3 Ischebeck Titan stag

Installation sker genom samtidig borrning och injektion. En engångsborrkrona, anpassad efter jord- och/eller bergart, skruvas fast på det helgängade, ihåliga stålet. Injektionsbruket går genom stålet och ut i borrkronan genom ett eller flera utlopp, riktade radiellt eller vertikalt (beroende på borrkrona). Skarvning sker med skarvhylsor,

som gängas. Genom att använda ett högt injekteringstryck skapas ett täcksikt längs hela stålets längd och pålens diameter beror på omgivande jords egenskaper enligt följande tabell:

Berg/block:	1,0 ggr borrkronans diameter
Lera:	1,0-1,2 ggr borrkronans diameter
Lös grus/sand:	2,0-2,5 ggr borrkronans diameter
Fast grus/sand:	1,5-2,0 ggr borrkronans diameter

Lastintervallet ligger mellan 120 – 2700 kN.

Stålet kan fås som vanligt svartstål, varmgalvaniserat, rostskyddsbehandlat med plastöverdrag eller combi-coating (varmförzinkat och överdraget med en epoxibeläggning) samt som INOX (rostfritt). Stålmaterialet består av ett finkornigt byggnadsstål, som har en sträckgräns efter kallvalsning på mellan 500 – 700 MPa och en brottgränstjörning på ca 15 %.

Kontrollen utgörs av ett installationsprotokoll, där det framgår cementåtgång, injekteringstryck, kontroll av att man hela tiden haft cementbruk uppe vid markytan samt en verifiering av bärförmågan genom statisk provbelastning. Påtypen kan användas för både tryck- och dragkrafter och den är mantel- och/eller spetsburen.

Det finns ett flertal fördelar med systemet;

- Ingen omgivningspåverkan till följd av skadliga vibrationer eller massundanträngning.
- Betong och stenar i undergrunden kan lätt penetreras.
- Cementinjekteringen utgör dels spolvätska under borrar, dels bildar den en betongkropp omkring stålet för en effektiv lastöverföring samt enkelt korrosionsskydd.
- Det är enkelt att skarva och förlänga med skarvhylsor. De helgängade stålen kan kapas till valfri längd.
- Installationen går fort, eftersom borrar och injektering sker samtidigt.
- Enkel rakhetskontroll, eftersom stålet är ihåligt.
- Stålets kammar är så utformade att det blir mycket täta sprickanvisningar vid dragbelastning. Det medför att sprickfördelningen blir omfattande och därmed sprickvidden så liten att cementskiktet runt stålet klassas som rostskyddande.

Ischebeck TITAN kan tillämpas i ett brett område bl a inom spontförankring (i både berg och lösmassor), jordspikning för både naturliga och schaktade slänter, pålar för såväl ny grundläggning som grundförstärkning, spiling i tunnlar vid svaghetszoner eller under jordtäckning.

2.2 Aktiva förankringar

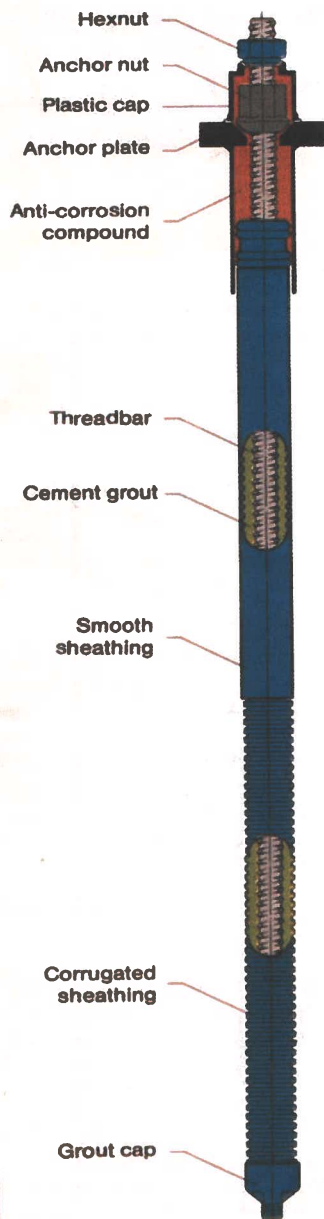
En aktiv förankring spänns före det att nettolasten förs på, vilket leder till nedanstående fördelar.

- Kraftvariationen i staget på grund av växlande last beror på spänningsvariationer i grunden. Spänningsvidden i staget blir därmed liten och utmattningen blir mindre än för passiva förankringar.
- Alla stänger provdras vid uppspanning.
- Förankringarna kan spännas så att bottenplattan ständigt trycks mot grunden, vilket innebär att horisontalkrafter tas med friktion.
- Krypning i förankringszonen kan kompenseras med återuppspanning före det att anläggningen tas i drift. (återuppspanning kan även behöva göras av andra skäl som till exempel för att kompensera för elastiska förluster förorsakade av uppspanning av ”intelligande” stag).
- Endast kraft i en riktning skall överföras från staget till bottenplattan även för konstruktioner utsatta för växlande last, vilket innebär att plattan kan göras relativt sett tunnare jämfört med ett system med passiva förankringar.

2.2.1 Stångförankringar utförda i höghållfast stål

Ett exempel på spända stag i höghållfast stål är DYWIDAG:s GWS-stänger. Dessa tillverkas i stål St 835/1030 eller St1080/1230 och i dimensionerna $\Phi 26.5$, $\Phi 32$ och $\Phi 36$ mm. Maximal standardlängd för stängerna är 12 m, men vid behov kan längder på upp till 18 m erhållas.

Vid användning av GWS-stänger som permanenta förankringar förses stålämnet med ”dubbelt” korrosionsskydd, vilket enligt system DYWIDAG innebär att stången placeras i ett korrugerat plaströr, varefter mellanrummet mellan stång och plaströr fylls med cementbruk. Denna injektering sker på fabrik för att få en extra god kontroll. Rörelse inom den fria längden säkerställs genom att ett slätt plaströr dras över det korrugerade röret. Stången med fastinjekterat plaströr förses med distanshållare och placeras därefter i borrhålet och injekteras fast. Stången spänns sedan och låses innan yttre nettolast förs på. Ett exempel på en förankring bestående av en GWS-stång visas i Figur 2-4.

Basic Type

Threadbar:
 ϕ 26.5 mm; ϕ 32 mm; ϕ 36 mm
 in the steel grades:
 St 835/1030 [N/mm²]
 St 1080/1230 [N/mm²]

Figur 2-4 GWS-stång med "dubbelt" korrosionsskydd

GWS-stag är godkända i Tyskland som permanenta förankringar enligt Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung no. Z-20.1-17 från Deutsches Institut für Bautechnik.

Nedan redovisas några fördelar med att använda GWS-stag som dragförankring.

- GWS-stänger med "dubbelt" korrosionsskydd har använts i minst 30 år.
- Godkända i Tyskland som permanenta förankringar.
- Små borrhålsdiametrar medför ett ekonomiskt och relativt sett enklare borrhörfarande.
- Bra sprickfördelning i injekteringsbruk beroende på att stången är försedd med kammar samt att plaströret har tät korrugering. Tillverkaren anger att sprickvidden i det inre injekteringsbruket vid brukslast blir maximalt 0.03 mm, vilket ger ett bra korrosionsskydd. Sprickvidden har mätts vid försök som i princip var utformade enligt SS-EN 1537 Annex B

Andra typer av aktiva förankringar finns som till exempel engelska Macalloy Baranchors. Detta system uppfyller kraven i BS 8081. Den förväntade livslängden anges till 120 år.

2.2.2 Spännlinor

En aktiv förankring kan även utföras med spännlinor av samma typ som används i, till exempel, förspända betongkonstruktioner. Förankringen byggs upp med ett antal spännlinor för att uppnå erforderlig dragkapacitet.

Varje lina ligger längs den fria längden i ett separat, fettfyllt, plaströr och sedan ligger alla linorna och plaströren i ett yttre, korrugerat plaströr. Utrymmet mellan de mindre plaströren samt mellan det yttre, korrugerade plaströret och borrhålsväggen fylls med injekteringsbruk.

Förutom de fördelar som redovisats för aktiva förankringar bestående av stänger, är en fördel med spännlinor den lägre kostnaden. Förankringarna monteras på plats och flertalet delar kan införskaffas lokalt.

Under 2004 installerades i ett projekt vid Kastrup i Danmark ett stort antal permanenta linförankringar.

2.2.3 Stångförankringar utförda i medelhållfast stål

Det tyska godkännandet (Zulassungsbescheid) nr, Z-20-1-17 från 1999-02-24 innehåller även förspända stag producerade av GEWI-stål, vilket har inneburit att denna typ av aktiv förankring blivit alltmer vanlig även i Sverige. Fördelarna jämfört med de mer höghållfasta stagen är att förankringarna blir mer robusta och mindre korrosionsbenägna.

Man skall dock vara observant på att uppspänningen av ett ankare i medelhållfast stål ger relativt sett små töjningar i stålet och krypningen i förankringszonen har därmed större betydelse än för ett höghållfast stag. Dessutom har ett medelhållfast obehandlat

stål en större relaxation än de höghållfasta spännstålen, vilket måste kompenseras vid uppspänningen.

Utformningen är i princip identisk med GWS-staget.

3 Beständighet

3.1 Allmänt

Krav på korrosionsskydd enligt SS-EN 1537 bör uppfyllas. I exemplen i 3.2 nedan tas inte ställning huruvida respektive förankring uppfyller kraven i SS-EN 1537.

3.2 Passiva förankringar

3.2.1 Stålkärnepålar

Kringgjutning av stålkärnan regleras till exempel i BRO 2004, 33.14. Där anges att avståndet mellan foderrör och stålkärna skall vara minst 25 mm. Denna regel bör också tillämpas för avståndet mellan berghålets mantelyta och stålkärnan. Enligt Pålkommissionens rapport 97 ger foderröret och kringgjutningen ett mycket bra korrosionsskydd även vid aggressiv miljö. Till detta bör tilläggas att stålet är föga korrosionskänsligt. Dragpåkänningarna i den omgivande ingjutningsbetongen kan behöva analyseras och sprickvidder beräknas.

3.2.2 GEWI-pålar

DYWIDAG:s dubbla korrosionssystem beskrivs i 2.2.1

För en GEWI-påle $\Phi 63.5$ är innerdiametern för det korrugerade plaströret 90 mm vilket innebär att den inre injekteringen har en tjocklek på drygt 10 mm. DWYDAG har tillverkat sitt system under ca 40 år och flera miljoner meter påle har installerats. Inga korrosionsproblem har konstaterats enligt tillverkaren.

3.2.3 Ischebeck Titan

I fråga om korrosionsskydd finns det olika varianter att tillgå:

- Täckande betongskikt.
- Stålbeklädnad (varmförzinkning och/eller combi-coating).
- INOX – rostfritt stål.
- Foderrör av plast eller stål.
- En kombination av ovanstående.

Ischebeck TITAN-stålets gängor är utformade enligt DIN 488 och på så sätt begränsas sprickvidden till 0,1 mm enligt DIN 4128 del 9.2. Tester på Tekniska Högskolan i München, i syfte att bestämma sprickvidden i betongkroppen omkring en dragen Ischebeck TITAN 30/11, bekräftar att den karaktäristiska sprickvidden understiger 0,1 mm enligt EC2 upp till en stålspänning på 300 MPa.

För speciellt höga krav på skydd mot korrosion eller i en extremt aggressiv miljö ger en kombination med foderrör, combi-coating eller INOX (rostfritt stål) ett gott skydd.

Combi-coating innebär att stålet förses med en varmförzinkning samt ett lager epoxibeläggning.

3.3 Aktiva förankringar

3.3.1 Korrosionsskydd

För en aktiv förankring ställs ett antal krav på korrosionsskyddet förutom den rent korrosionsskyddande funktionen. Inom förankringslängden måste korrosionsskyddet kunna överföra krafter till berget och inom den fria längden måste tillses att stången kan längdändras utan att korrosionsskyddet skadas. Vid ankarplattan skall dessutom de korrosionsskyddande åtgärderna både medge att stången kan förlängas och att den eventuellt skall kunna återspännas i ett senare skede.

Cementbruk med sitt höga PH-värde är det bästa sättet att korrosionsskydda stål. Nackdelen är att materialet är sprött och kan därmed inte utan vidare användas att skydda den fria längden. Denna olägenhet kan elimineras genom att till exempel ett slätt plaströr träs utanpå det korrugerade plaströret för att medge rörelser. Även för den fria längden bör injektering ske utanför plaströret som ett extra skydd. Om den fria längden ligger i styvt berg bör man överväga att använda injekteringsbruk med inblandning av bentonit för att försäkra sig om att inga låsningar uppstår vid uppspanning av staget.

Plast har visat sig vara ett bra material att använda för de korrugerade och släta rören. Tidigare användes PVC som har bra förmåga att motstå kemisk påverkan och har en tryckhållfasthet som är större än cementbrukets. Lastöverföring kan därmed ske i förankringszonen utan att det korrugerade röret skadas. PVC har numera ersatts av PEH.

Vid den övre förankringen måste korrosionsskyddet utformas extra noga. Denna del är inte enbart den mest utsatta delen på grund risken för tillgång på syre utan stången måste även, som nämnts, kunna röra sig genom ankarplattan vid uppspanning. Här används en plastisk massa som korrosionsskydd. Utförande av korrosionsskyddet av den övre förankringen enligt BS 8081 framgår av Figur 3-1.

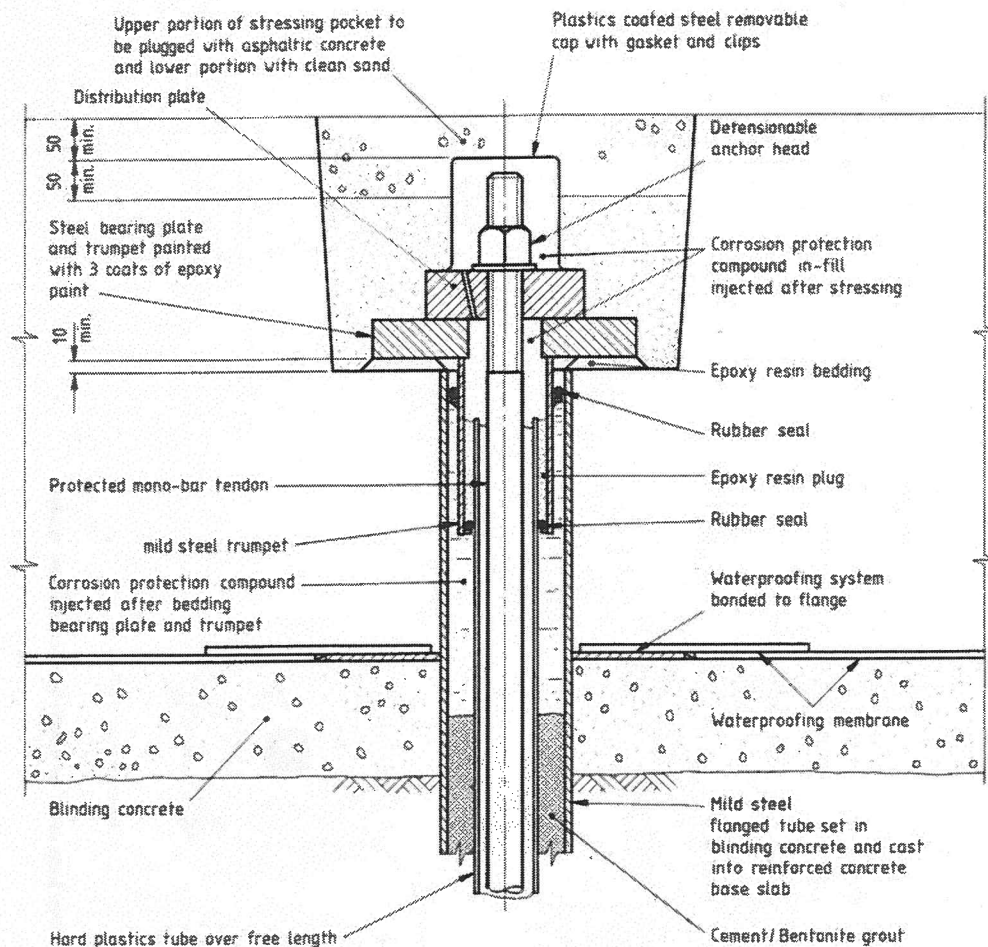


Figure 27. Typical detensionable anchor head detail for double protection of bar tendon in a water retaining structure

Figur 3-1. Korrosionsskydd av övre förankring enligt BS 8081.

3.4 Skadefall

3.4.1 Allmänt

I en "state of the art" rapport från FIP's arbetsgrupp för jord/bergförankringar (ISBN 0 7277 0265 3) finns förankringsbrott redovisat för 35 konstruktioner förankrade med spända stag/linor. De redovisade fallen skall ställas i relation till de miljontals spända ankare som installerats världen över. Av de 35 skadefallen hänför sig 24 till permanenta förankringar varav 3 i marin miljö och 11 fall till temporära förankringar. Förankringsbrottet skedde efter några veckor och upp till 31 år efter installation av förankringen. I ett fall ledde brott i förankringen till total kollaps av konstruktionen.

Utförande och omgivande miljö för de betraktade förankringarna varierar högst avsevärt men en sammanställning av orsak till skada och läge för brott ger ändå en fingervisning om vad som är känsligt för förspända förankringar. I inget av de 35 rapporterade

skadefallen var förankringarna utförda med ett korrosionsskydd som uppfyller dagens krav för permanenta förankringar. Skadefallen är sammanställda i Tabell 3.4-1 där även de två stag med lastceller i stationstunneln i Nya Knutpunkten i Helsingborg som gått till brott lagts in som ett skadefall. Se 3.4.2.

Tabell 3.4-1. Rapporterade skadefall för aktiva förankringar

Läge för stagbrott	Antal	Orsak till brott och antal fall			
		Korrosion	Skador under byggtid	Försprödning	Skador under drift
Förankringszon	3	3 ¹⁾	-	-	-
Under ankarplatta, inom fri längd	33	22 ²⁾	3 ³⁾	5	3 ⁴⁾

1. I de tre fall som rapporterats har dåligt utförande av injekteringen konstaterats vara huvudorsak till skadan, vilket innebär att stagen varit dåligt kringgjutna.
2. Dåligt eller inget korrosionsskydd.
3. Dålig förvaring av stålet på arbetsplats. Skada vid installation av stag.
4. Markrörelser, utmattning från tåglast

Av tabellen framgår att övervägande delen skadefall har skett under ankarplattan och inom fria längden mestadels beroende på dåligt korrosionsskydd.

3.4.2 Nya Knutpunkten i Helsingborg

Nya Knutpunkten i Helsingborg byggdes mellan 1987 och 1991. Anläggningen omfattar en färjeterminal på 15000 m², bussterminal och Helsingborgs centralstation, 23000 m² kontor, hotell med 200 rum samt ett parkeringshus med plats för 700 bilar.

Järnvägsstationen är underjordisk och är den första i sitt slag i Sverige.

Stationstunneln är förankrad mot uppflyt med ca 1100 aktiva förankringar typ GWS ϕ 36, stålqualität 1080/1230 MPa. Medellängden är ca 12 m. Förankringszonens längd är ca 6 m. Förankringarna har dubbelt korrosionsskydd enligt 2.2.1.

Åtta stag är försedda med lastceller som kontinuerligt mäter kraften i stagen. Av dessa åtta stag har två stycken brustit. Det ena staget brast i december 1992 och det andra staget brast i början av 1996. Brottet skedde vid lastcellerna i stagens övre del.

Med anledning av stagbrotten har ett antal utredningar gjorts bland annat av Korrosionsinstitutet och SP.

Den slutsats som kan dras är att brotten i stagen med lastceller med stor sannolikhet startat med korrosionsangrepp på stagen. Vilken typ av korrosion det är fråga om är osäkert. Korrosionen har skett efter att stagen monterats och beror på att de lastcellförsedda stagen har sämre korrosionsskydd än övriga stag. När korrosionsskadan blivit tillräckligt stor (=några mm² i yta och någon mm djup) har brottet inträffat.

Ren utmattning, överlast, materialfel eller mekaniska skador är inte troliga brottorsaker.

Undersökningen av stag utan lastceller visar att infettningen varit god och att fettet är opåverkat av vatten. Vidare har inga korrosionsskador kunnat observeras på stagen vid okulärbesiktning. Utanför förankringen i bottenplattan var betongen torr, vilket tyder på att inget syresatt vatten läcker genom ursparingen.

Det är därför troligt att alla stag utan lastceller har fullt tillfredställande korrosionsskydd och att risken för att dessa stag skall få samma korrosionsskador som de lastcellförsedda stagen är liten.

Sedan 1991 har genomförts ett kontrollprogram med avvägningar, okulärbesiktningar och mätning av vatteninflöde. Inget tyder på att något anmärkningsvärt inträffat med konstruktionen i sin helhet.

4 Principer för verifiering av förankringssystem med beräkning

4.1 Inledning

4.1.1 Allmänt

I allmänhet installeras förankringar i samband med "torr utgrävning" med ett temporärt sänkt grundvattentryck, vilket innebär att flera faser bör uppmärksammas vid dimensioneringen av system för hantering av hydrauliskt uppflyt:

- Efter uppspanning sker en relaxation i förankringen på grund av relaxation i stålet och krypning i jorden/berget samt på grund av deformationer i jorden/berget vid ökad last på bottenplattan under byggtiden.

(Följande faser gäller för både aktiva och passiva förankringar även om inverkan på dimensioneringen kan skilja sig åt.)

- Vid återställandet av grundvattentrycket sker en spänningsökning i förankringen vilket ökar krypningen i stålet och i jorden/berget.
- Spänningsvariation i förankringen som orsakas av växlande last medför sannolikt ytterliggare krypning i jorden/berget samt att förankringen behöver dimensioneras för utmattningslast.

Det är således en komplex spänningshistoria. Vid dimensionering av förankringen bör därför hänsyn tas till osäkerheten på storleken av spänningsvariationen i ankaret på grund av krypning och elastiska rörelser. För en aktiv förankring görs det genom att använda en tillräckligt stor fri längd för att säkra ett rimligt förhållande mellan vertikal rörelse och spänningsändring i ankaret.

4.1.2 Utmattning

Vid dimensionering av stålet i förankringsenheter för att klara hydraulisk uppflyt för till exempel järnvägstunnlar intar utmattningsproblematiken en central roll. Här är skillnaden mellan en passiv och aktiv förankring påtaglig.

Den aktiva förankringen spänns så att kontaktrycket mot berget vid staget kvarstår efter att vattenupptricket verkar mot bottenplattan och efter stålets relaxation och andra krypfenomen i, till exempel, ankarplattan och förankringszonen. En tågpassage innebär därmed att staget förkortas en längd som endast motsvaras av bergets sättning, vilket är gynnsamt eftersom förkortningen, och därmed lastväxlingarna i staget, blir avsevärt mindre än om hela lastväxlingen måste tas upp i staget. Förspänningen betyder dessutom att bergmassans styvhet ökar.

För en passiv förankring innebär stålets relaxation och andra krypfenomen i förankringszonen och i ankarplattan att det med tiden utbildas en spalt mellan bottenplattan och bergytan. Denna spalt innebär att hela lastväxlingen vid en tågpassage

tas i förankringen, vilket betyder att denna måste ha små dragspänningar vid enbart vattenuppträck för att inte utmattningsbrott skall uppstå.

Det finns exempel på lösningar med passiva förankringar där spalten mellan berg och bottenplatta injekteras efter att vattentrycket släppts på. Det är dock mycket tveksamt om man vid dimensionering för utmattning på lång sikt kan tillgodoräkna sig den ”låsning” av dragkraften i förankringen som detta förfarande innebär.

Det beror på att man trots en lyckad kontaktinjektering ändå kan få en spalt mellan bottenplatta och berg beroende på krypning i förankringszonen och relaxation i stålet

4.2 Lasteffekt

4.2.1 Allmänt

Flera dimensioneringsfall bör beaktas så att både global och lokal stabilitet säkerställs. För passiva förankringssystem bör behovet av numerisk samverkansanalys övervägas

4.2.2 Lastkombinationer

Då lastkombinationstabellerna i BKR inte är specifikt anpassade till samverkanskonstruktioner mellan betong och berg/jord rekommenderas att använda lasttabellerna i Banverkets BV Tunnel eller Vägverkets Tunnel 2004 för att räkna ut dimensionerande lasteffekt i förankringen.

4.3 Inre bärförmåga

Den inre bärförmågan motsvaras av det minsta av stålets kapacitet eller den kraft som kan överföras från stålet till injekteringsbruket. Nedsättning av kapaciteterna på grund av utmattning skall beaktas. Den inre bärförmågan beräknas utifrån gällande regelverk för betong- och stålkonstruktioner.

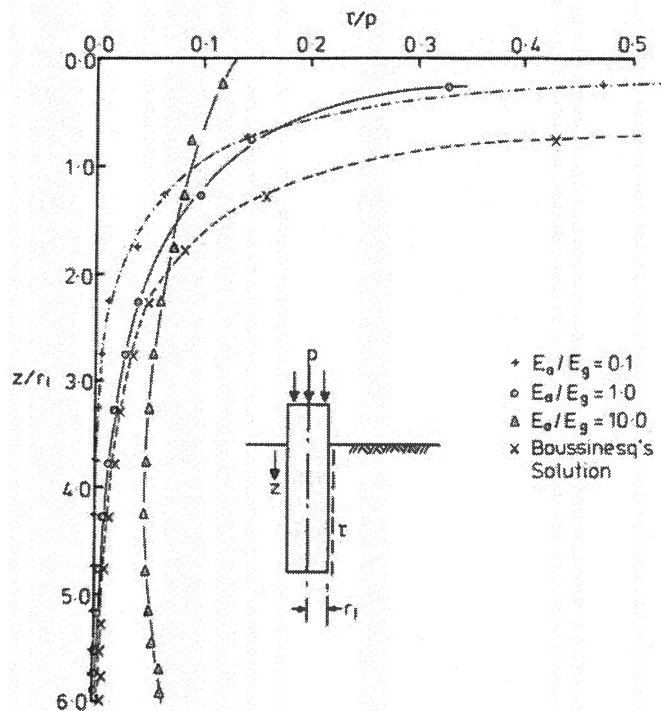
4.4 Yttre bärförmåga

Den yttre eller geotekniska bärförmågan vid dragna förankringar avser den bärförmåga som begränsas av brott i bergmaterialet kring staget/pålen samt brott mellan ingjutningsbruket och berget.

4.4.1 Brott mellan injekteringsbruk och berg

4.4.1.1 Statisk last

Vidhäftningsspänningen injekteringsbruk-berg brukar ibland förenklat antas vara konstant längs hela förankringslängden. I verkligheten är vidhäftningsspänningen fram till att brott/flytning börjar uppträda mellan bruk och berg störst i toppen av den förankrade delen och minst vid stagets/pålens spets. Spänningsvariationen längs den förankrade delen är en funktion av kvoten mellan E-modulerna för staget/pålen (E_a) och berget (E_g), se Figur 4-1



Figur 4-1. Variation av vidhäftningsspänning i förankringszonen. (Från Hanna, 1982)

Förankringszonen i Figur 4-1 har ett förhållande mellan längd och radie på 6,0, vilket motsvarar en kort förankringslängd. Resultatet visar ändå att för ett "stvt berg" med $E_a/E_g = 1,0$ koncentreras skjuvspänningarna till toppen av förankringszonen, medan för ett "mjukt berg" med $E_a/E_g = 10,0$ så är fördelningen av skjuvspänningar längs förankringszonen betydligt jämnare.

En följd av att vidhäftningsspänningen är större i toppen av förankringen än i botten är att utdragskraften inte är linjärt proportionell mot förankringslängden. Försök som utförts i Köpenhamn (Sandgaard Kristensen et al, 2000) i Köpenhamnskalksten visar på detta; en ökning av förankringslängden från 3 till 6 m ökade utdragskapaciteten med endast ca 30%.

Detta förhållande är dock av akademisk karaktär. Man bör välja sådana minimivärden för förankringslängden att man säkerställer vidhäftningen i de starka delarna av berget och att förankringszonen överbryggas svagare partier i tillräcklig omfattning. Värden på vidhäftningskapaciteten som använts i praktiken för olika bergtyper återfinns till exempel i BS 8081 tabell 24.

4.4.1.2 Cyklisk belastning

Exakt hur lasteffekten i förankringens påverkas av till exempel passerande tåg beror av hur förankringen är placerad i förhållande till spåret samt om förankringen är aktiv eller passiv.

En cyklisk belastning kan påverka den geotekniska bärförmågan negativt men kunskapen om de inblandade processerna är ofullständig och antalet dokumenterade försök är mycket begränsat. I 8.2.3 redovisas resultaten från ett fältförsök med cyklisk belastning men man kan inte dra alltför långtgående slutsatser från detta försök.

I dagsläget bedöms att det endast är genom försök på plats som det går att uttala sig om hur den geotekniska bärförmågan påverkas av en cyklisk last. Behovet och omfattningen av sådana försök måste bedömas från fall till fall.

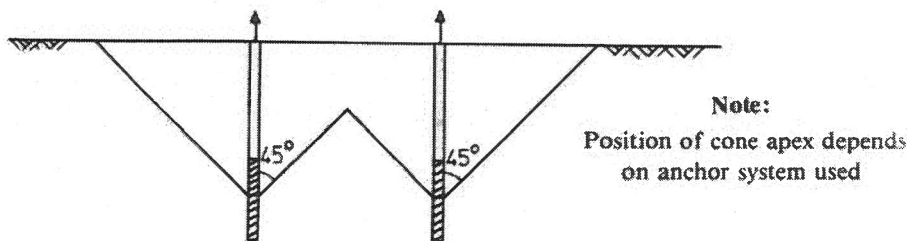
4.4.1.3 Gruppsamverkan

Vid grundförsök i höglastisk lera (Bustamente u. a. 1977) framkom att för förankringskroppar med en diameter på ca 200 mm och ett c/c på 2 m har grupsamverkan ringa påverkan på utdragskapaciteten. Däremot vid ett c/c på 1 m minskade utdragskraften med 20% och krypdeformationerna ökade kraftigt.

Om behov finns att placera förankringarna tätare än i rutnät 1.5 m finns det därmed anledning att överväga att utföra provdragningen på flera närbelägna förankringar samtidigt. Se även DIN 4125 avsnitt 10.6.

4.4.2 Bergbrott

Vid dragna förankringar kan lasten då brott antas uppträda i berget beräknas genom att en kon av bergmassan antas samverka med förankringen. Konens volym kan bestämmas enligt i Figur 4-2.



Figur 4-2 Medverkande bergvolym vid grupp av förankringar. Observera att vinkeln 45° skall väljas utgående från bergmassans egenskaper (Från Hanna, 1982).

I figuren skall vinkeln vid konens spets väljas utifrån bergmassans hållfasthet och sprickighet. Som en undre gräns då bergmassan är "soft, heavily fissured or weathered" (BS 8081) kan vinkeln antas till 30° . Djupet till konens spets skall antas ligga någonstans inom förankringslängden. Det exakta läget beror på bergmassans hållfasthet.

Detta betraktelsesätt inkluderar ingen inverkan från bergmassans draghållfasthet i brottytan utan det är endast bergmassans egenvikt som motverkar draglasten i förankringen. För en bergmassa med hög hållfasthet och få sprickor är detta normalt ett konservativt antagande. Det är dock inte möjligt att med någon stor säkerhet fastställa en korrekt brottyta om hänsyn skall tas till bergmassans och sprickplanens hållfasthet samt sprickgeometrier, framförallt inte vid flera samverkande förankringar.

4.5 Förankringens totala längd

Den minsta möjliga totallängden för förankringen väljs så att den medverkande bergvolymen enligt Figur 4-2 ger en tillräckligt stor motvikt mot dragkraften i förankringen. Längden kan utökas om förankringszonen skulle hamna i en del av bergmassan med ogynnsamma egenskaper för förankringens utdragskapacitet.

För en aktiv förankring kan även behovet av fri längd innebära att förankringens totala längd blir större än vad som motiveras av behovet av tyngd från medverkande bergmassa.

5 Verifiering med provning

I SS-EN 1537, avsnitt 9 finns angivet tre typer av provningar, "Investigation Test", "Suitability Test" samt "Acceptance Test".

"Investigation Test" kan kortfattat beskrivas som en grundläggande provning som utförs i "ny" geologi eller med en ny typ av förankring. Ett lämpligt svenskt ord är "Grundläggande provning".

"Suitability Test" är en verifiering av arbetsmetod och den valda förankringens lämplighet som produktionsförankring. Ett lämpligt svenskt ord är "Systemprovning". Det är viktigt att denna typ av provning utförs i tiden så att justeringar av arbetsmetoder osv kan göras utan stor tidspress.

"Acceptance Test" är godkännandeprovning av varje enskild produktionsförankring. På svenska kan ordet "Godkännande provning" användas.

Exempel på olika "Investigation tests" beskrivs i avsnitt 8. Exempel på procedurer för "Suitability Test" och "Acceptance Test" återfinns i Bilaga 1.

6 Utförande

Installation av stagförankringar kan delas upp i fyra olika huvuddelar:

- Borrning
- Montering av stag.
- Injektering
- Infästning av stag i konstruktionen, provning och uppspanning.

Dessa delar beskrivs med avseende på installation av stag i mer detalj nedan. Beskrivningarna avser stag som installeras i torrhet.

6.1 Borrning

Det finns många olika borrar metoder som idag används för installation av stag.

Några exempel är:

- Rotationsborrning med vattenspolning.
- Slag- och rotationsborrning med topphammare (vattenspolning).
- Slag- och rotationsborrning med sänkborrhammare (luft- eller vattenspolning).

I Sverige och övriga Norden är de geologiska förutsättningarna sådana att slag- och rotationsborrning erfordras i de flesta fall.

Vid val av borrar metod bör man beakta vilka eventuella skadliga effekter borringen kan medföra på befintliga konstruktioner. Vattenspolning är att föredra framför luftspolning eftersom luftspolning bygger på att stora mängder luft används vid borringen. Kaviteter kan uppstå i jorden eftersom en för stor mängd jordmaterial kan spolats upp. Luftspolning bör aldrig användas vid borring i närhet av befintliga byggnaders grundläggning.

Borringen bör utföras med ett dubbelt borrsystem bestående av ett yttre foderrör och en inre borrarstång. Vattenspolning sker genom den inre borrarstången och det uppborrade jord- eller bergmaterialet förs upp med spolvattnet mellan det yttre foderröret och den inre borrarstången.

Dubbelt borrsystem bör alltid användas vid borring i jord och inhomogent berg tex kalkberg. I homogent berg utan risk för ras i borrhålet kan borring utföras med enkelt borrsystem, då med utvändigt vattenspolning mellan borrhålets vägg och borrarstången.

Vid användande av vattenspolning är topphammarborring idag den vanligaste borrar metoden. Topphammaren slår på både foderröret och innerstången samtidigt som dessa roteras. Det finns idag på marknaden vattendrivna sänkborrhammare som ett alternativ till topphammare.

Vid vattenspolning kan uppborrat material samlas upp i en specialkonstruerad låda under maskinen. Spolvattnet och borrkaxet pumpas från lådan till en sedimenteringsbassäng eller container där borrkaxet avskiljs.

Det är viktigt att ha kunskap om de geologiska förutsättningarna innan man väljer borrhmetod. En felaktigt vald borrhmetod kan innebära en för låg produktionstakt eller i värsta fall skador på befintliga konstruktioner.

6.1.1 Registrering av borrhparametrar för att bestämma förankringslängd

Vid Nya Knutpunkten i Helsingborg användes registrering av borrhparametrar för att upprätta en prognos över kryplast och förankringslängd för varje enskilt stag.

Den geologiska lagerföljden som förankringarna utfördes i bestod av lersten, växellagrad lersten/siltsten samt sandsten.

En förprovning genomfördes med målet att ge underlag för val av erforderlig förankringslängd med hänsyn till vidhäftning mellan berg och förankringskropp.

Förprovningen omfattade kärnprovtagning, provborring med MWD och statisk provbelastning av stag (med "kort" respektive "lång" förankringslängd).

Borring utfördes som foderrörsborring med topphammare och ett dubbelt borrsystem för att säkra att energin förs ner till borrkronan. Spolning utfördes med vatten genom innerstängerna.

Förprovningen visade att man med hjälp av utvärdering av filtrerade borrhparametrar, främst borrsjunkningshastighet och matartryck, samt kalibrering mot kärnproverna kunde göra en realistisk prognos över kryplast och därmed erforderlig staglängd. En god kontrast mellan de olika bergmaterialen erhöles i den aktuella geologiska formationen.

Genom olika kombinationer av borrhparametrar kunde en automatisk tolkning av bergmaterialet och en beräkning av det enskilda stagets kryplast sedan göras direkt i samband med produktionsborringen. Det enskilda stagets totallängd och förankringslängd bestämdes med detta underlag.

Detta förfarande fungerad väl i produktionen och inga problem med stagens förankring i berget har observerats.

6.2 Montering av stag.

De flesta permanenta stag har sk dubbelt korrosionsskydd och är förtillverkade när de levereras till arbetsplatsen. Stagen består av en stång eller av en eller flera linor.

Stållinorna brukar dessutom vara infettade och individuellt förlagda i plaströr.

Vid montering av det förtillverkade staget i borrhålet så är det mycket viktigt att tänka på hur stagen hanteras. Stagen får inte utsättas för slag eller för kraftiga böjningar så att

det yttre eller inre korrosionsskyddet skadas. Det krävs ofta specialanpassade lyftutrustningar för att hantera stagen.

Om borring har utförts med dubbelt borrsystem så lyfts stagen på plats ner i foderröret. Innan staget lyfts på plats så har foderröret fyllts med injekteringsbruk och den inre borrstången har dragits upp.

För att centrera staget i borrhålet har detta försetts med distanser. Det finns idag fjädrande distanser som trycks ihop när de monteras i foderröret och sedan expanderar till full storlek efter det att foderröret dragits upp.

Hantering av stag under transport, lossning och vid lyft ner i borrhålet är en mycket viktig del av det totala arbetet för att erhålla en högkvalitativ slutprodukt.

Skador kan även uppkomma efter det att stagen är installerade. Grävmaskiner och lastbilar som rör sig på arbetsplatsen kan lätt köra på ett stag och skada detta. Det är mycket viktigt att stagen besiktigas innan uppspanning. Om stagen har skadats skall dessa repareras enligt stagtillverkarens anvisningar.

För att inte sådana skador skall förbises är det viktigt att det är samma entreprenör som ansvarar för borring, montering och uppspanning av stagen.

6.3 Injektering

Stagen skall gjutas fast i jorden eller berget längs sin förankringslängd.

Det är vanligast att man använder ett cementbruk utan ballastmaterial.

Injektering kan utföras som självtrycksinjektering eller som tryckinjektering.

Tryckinjektering är att föredra eftersom denna metod ger en bättre kringgjutning av stagen och en dokumenterat högre bärförmåga. Vid injektering i kalkberg eller i en uppsprucken kristallin bergmassa är det extra viktigt med tryckinjektering eftersom den extra mängd cementbruk som blir följd vid användande av övertryck, förstärker den kringliggande bergvolymen.

Tryckinjektering utförs genom foderröret samtidigt som detta dras upp. Injekteringsstrycket varierar för olika jordar, men bör ligga mellan 5 – 15 bar.

Om trycket skulle sjunka under uppdragning av rören så avstannar uppdragningen tills det att trycket återigen stiger till rätt nivå.

Självtrycksinjektering innebär att injekteringsbruket förs ner i borrhålet utan övertryck. Denna metod är inte att rekommendera om arbetet utförs i en schaktgrop under grundvattenytan. I de nedre delarna av borrhålet kan grundvattnet läcka in även om borrhålet är delvis fyllt med cementbruk och ingjutningen av förankringszonen kan försämrats.

6.4 Infästning av stag, provning och uppspanning.

I huvudsak består infästningen i konstruktionen av en lastfördelande stålplatta, en stagmutter och någon form av skyddshuv över stagmuttern. Det är också vanligt att stålplattan är försedd med ett trumpetformat rör som sluter tätt kring stagets yttre plaströr. Se Figur 3-1.

Utrymmet i det trumpetformade röret och i skyddshuven brukar fyllas med fett.

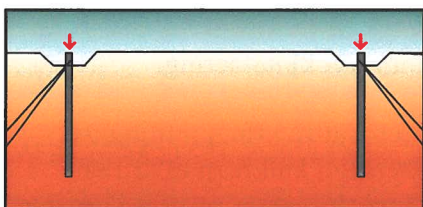
Infästning av linstag utförs på liknande sätt men här har stagmuttern ersatts av ett sk ankarstycke med tillhörande kilar.

Infästningen måste för varje stagprojekt utformas på ett sådant sätt att staget både skyddas mot korrosion och mot mekanisk påverkan. Stagtillverkarna har vissa föreskrifter för hur infästningen skall utformas men den slutliga konstruktionen måste alltid anpassas för varje projekt.

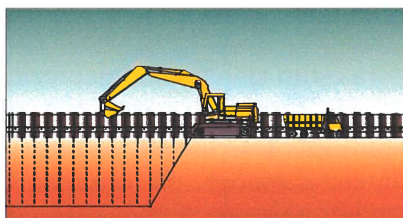
6.5 Speciella arrangemang vid sättning av stag under vatten

6.5.1 Allmänt

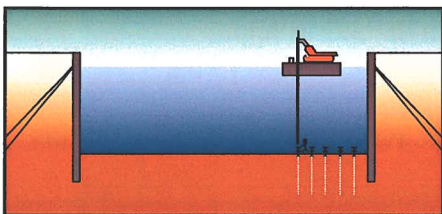
Med våt utgrävning avses en öppen, vattenfylld schakt med en vattenyta på samma nivå som grundvattenytan utanför schakten. Efter schaktning till fullt djup utförs en undervattensgjuten bottenplatta som förankras och ansluts till en tät väggkonstruktion innan schakten töms på vatten. Därefter utförs en armerad bottenplatta i torrhet som även den förankras.



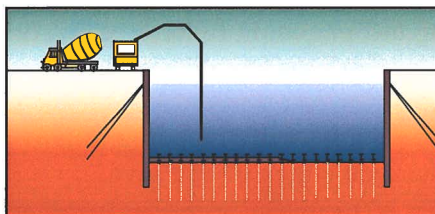
1



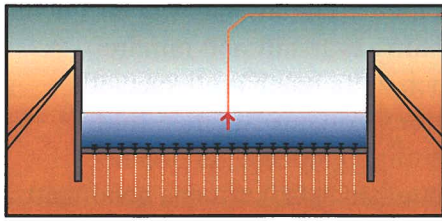
2



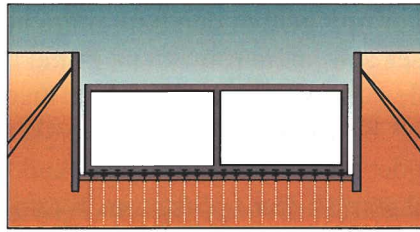
3



4



5



6

Bildserien ovan visar principutförandet vid våt utgrävning. Bild 3 visar borrhning och installation av förankringar. I denna fas utförs även provdragning av förankringarna. Allt arbete utförs från flottar med assistans av dykare och/eller undervattensrobot. Bild 4 visar gjutning av den första (temporära) bottenplattan med undervattensbetong. Denna platta kan utföras oarmerad, armerad eller stålfiberarmerad. Plattan ansluts till förankringarna med ankarplattor som monteras under vatten. Ett speciellt problem är att uppnå tillräcklig vattentäthet i anslutningen mellan temporär bottenplatta och spontvägg och mellan olika gjutetapper för bottenplattan. I bild 5 töms schakten på vatten. Detta innebär att lasten ökar på både väggar och bottenplatta och, beroende på de temporära väggarnas styvhet, kan det vara nödvändigt att installera fler stagnivåer i väggarna under avsänkningen. Den uppåtriktade kraften från vattentrycket på bottenplattan kommer att vara som störst i denna fas. I bild 6 har man gjutit en armerad (permanent) bottenplatta mot den befintliga och anslutit denna mot förankringarna. Detta innebär att förankringarna behöver ankarplattor på två nivåer, en för varje bottenplatta.

Användning av förankringar i samband med våt utgrävning diskuteras nedan mer i detalj.

6.5.2 Passiva förankringar

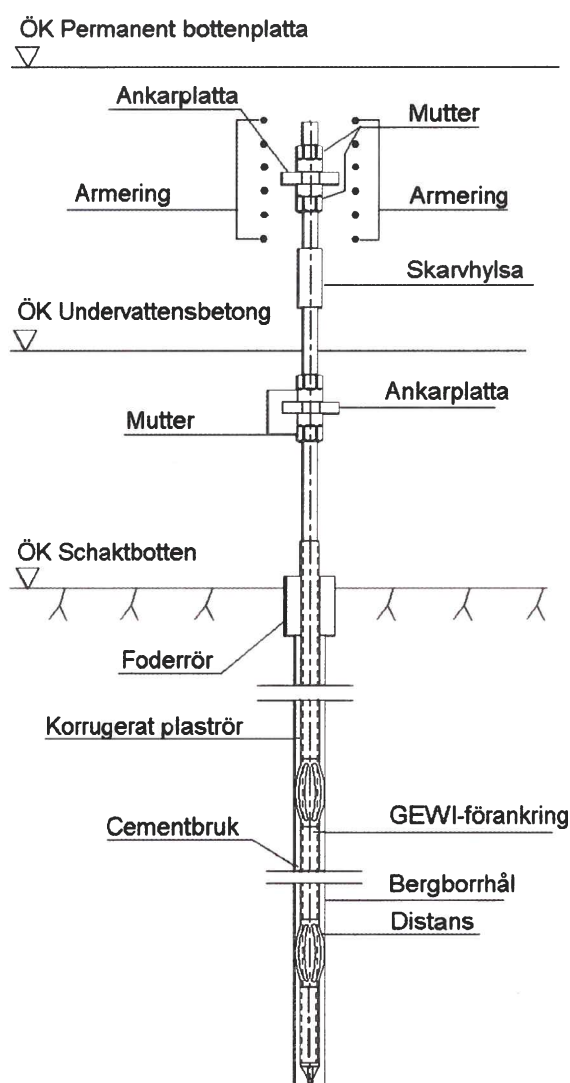
Från en flotte borrar ett yttre foderrör ned ca 2 m under schaktbotten och därefter borrar man i foderröret med mindre diameter till fullt djup för förankringen. Efter detta finns det två metoder att tillgripa.

Metod 1 innebär att förankringen sänks ned inne i det yttre foderröret och efter fastgjutning av stålämnet kapas det yttre foderröret en bit över schaktbotten. Nästa steg är att montera ankarplattan på förankringen, vilket då sker under vatten och med hjälp av dykare eller en undervattensrobot. Denna metod lämpar sig bäst för GEWI-pålarna där monteringen av ankarplattan är relativt enkel.

Metod 2 innebär att det yttre foderröret kapas en bit över schaktbotten och först därefter installeras förankringen i den del av foderröret som står kvar. Med denna metod kan förankringen förberedas med ankarplattor och annat på land vilket minimerar arbetet med dykare. Eftersom foderröret är kapat vid schaktbotten krävs det speciella arrangemang för att leda förankringen rätt vid installationen, alternativt krävs dykare.

Efter installation och tömning av schakten på vatten påbörjas armeringen av den permanenta bottenplattan. Vid dessa arbeten finns en risk för skador på de delar av

pålarna som sticker upp genom den temporära bottenplattan. Stålkärnepålarna får i detta sammanhang anses som mera robusta på grund av sitt större tvärsnitt och mindre sprödhet. Skadade pålar kan behöva ersättas med nya och detta innebär ett speciellt problem genom att borrning och installation sker genom en bottenplatta med fullt vattentryck på undersidan. Problemet med skador kan troligen minska genom att minimera den del som sticker upp genom betongen. Detta kan åstadkommas genom att skarva på den övre delen av pålarna inklusive ankarplatta när man armerar den permanenta bottenplattan. För till exempel GEWI-pålar finns skarvhylsor medan stålkärnepålar kan skarvas med en så kallad API-skarv eller svetsas. I Figur 6-1 ges ett exempel på hur en bottenplatta kan förankras med hjälp av GEWI-förankring vid våt utgrävning.



Figur 6-1. Principskiss som visar hur förankring av en bottenplatta med en passiv GEWI-förankring kan utformas vid våt utgrävning

6.5.3 Aktiva förankringar

En aktiv förankring måste förspännas efter det att den permanenta bottenplattan är utförd och för att detta skall vara möjligt måste förankringen kunna löpa fritt igenom den temporära bottenplattan och fungera som en passiv förankring i byggskedet. Detta förhållande innebär en relativt komplicerad lösning för den övre förankringen. Skriftlig information om projekt utförda med denna metod har ej stått att finna.

Det finns exempel på projekt där aktiva förankringar har spänts med hjälp av en dykarklocka eller med en fjärrstyrd undervattensfarkost. Utförlig information har inte funnits tillgänglig.

7 Kontroll

7.1 Kontrollplan

Innan arbetet startar skall en kontrollplan vara upprättad av entreprenören där det skall framgå vilka kontrollåtgärder som skall utföras på arbetsplatsen, när de skall utföras och vem som ansvarar för kontrollen samt hur resultaten distribueras.

Kontrollplanen skall innehålla vilka specifikationer som måste uppfyllas samt vilka åtgärder som skall vidtas i de fall specifikationerna inte kan innehållas.

De kontroller som skall utföras finns beskrivna i t ex SS-EN 1537.

7.2 Borrhållets täthet

Borrhållets täthet påverkar kvaliteten på korrosionsskyddet av staget/pålen. Vid läckande borrhål kan en urspolning av cement ske i det färska bruket vilket leder till en försämrad täthet för bruket. För att motverka detta skall tätheten för borrhålen uppfylla föreskrivna krav. I dessa krav skall hänsyn tas till grundvattnets aggressivitet.

Kontrollen utförs som vattenförlustmätningar med en föreskriven maximal vattenförlust per tidsenhet och vid föreskrivet tryck.

Då vattenförlusten överstiger föreskrivna krav utförs injektering av borrhålet. De kontroller som erfordras för detta skall avse kontroller av både injekteringsbruket och utförandet.

SS-EN 1537 anger som riktvärde en vattenförlust på högst 5 l/min vid ett övertryck på 0,1 MPa. Mätningen utföres under 10 min.

Detta resulterar i höga värden, ca 10-15 Lugeon om förankringszonen är 3-5 m. Avsikten är dock inte att täta omgivande berg utan endast att täta borrhålet så att ingjutningen kan ske med god kvalitet.

7.3 Utvärdering av fri längd

Den fria längden är den del av förankringen där ingen vidhäftning finns mellan stål och omgivande injektering. I verkligheten finns alltid ett visst mått av vidhäftning beroende på friktion längs förankringen.

Syftet med en fri längd är att lasten skall överföras från förankringen till berg/jord på tillräckligt djup så att erforderlig mothållande last kan erhållas. Den mothållande lasten utgörs av tyngden av berget/jorden för respektive förankrings influensområde. Se dimensioneringsfall 1 i Bilaga 1, avsnitt 2.1.1. Förankringar med stora skillnader i den fria längden resulterar i olika styvheter där de med kortast fri längd uppträder styvast, vilket i sin tur kan ge en ojämn belastning i bottenplattan.

I DIN 4125 beskrivs hur den fria längden samt förankringslängden kan utvärderas vid provning. Den fria längden bestäms för ett flertal laststeg vid avlastning utifrån provdragningslast samt uppmätt deformation och utifrån detta kan den fria längden beräknas.

Erfarenheten från provningar är att den beräknade fria längden i många fall är kortare än vad den borde vara och att skillnaderna är större för förankringar i berg än i jord eller svagt berg. Orsaken är troligen friktionskrafter längs förankringen.

7.4 Efterkontroll

7.4.1 Allmänt

Med efterkontroll menas den kontroll och övervakning som utförs regelbundet efter idrifttagande av anläggningen under hela eller del av tunnelns livslängd.

Utförande av efterkontroll och övervakning finns angivet i regelverken. I DIN 4125 avsnitt 13 och SS-EN 1537 avsnitt 9.11 beskrivs efterkontrollen i allmänna ordalag medan BS 8081 i avsnitt 11.5 behandlar övervakning och efterkontroll ingående med följande huvudrubriker:

- Generella krav
- Bestämning av övervakningsbehov
- Övervakningsfrekvens och varaktighet
- Omfattning

För att upptäcka fel som har en liten frekvens skall man vara observant på att rent statistiskt måste provningens omfattning vara betydligt högre än vad som normalt är fallet. Dessutom kan efterkontrollen i sig innebära ett visst bryderi på grund av mätfel och att de kontrollerade stagen inte är representativa för hela systemet.

7.4.2 Metoder för efterkontroll

Efterkontroll av aktiva förankringar består ofta av provdragnings ("check lifting"), vilket innebär att kraften i ett antal stag kontrolleras genom att staget spänns tills låsmuttern går att vrida eller att den "lättar" från ankarplattan ("lift-off"). Stagets kan vid denna operation göras spänningslöst och återspännas på nytt. Under provdragnings skall stor försiktighet iaktas så att korrosionsskyddet inte skadas eller att andra delar av konstruktionen överbelastas.

Om man vill övervaka variationen i stagkraft över tiden kan lastceller användas. Här bör man vara medveten om att installation av lastceller kan försämra korrosionsskyddet. Livslängden för en lastcell är sällan längre än 10 år.

Andra kontroller som kan tillämpas är okulärbesiktning av stagpottor och precisionsavvägning av bottenplatta. Den senare kontrollen görs för att upptäcka en eventuell hävning av plattan. Precisionsavvägning kan användas för att övervaka en bottenplatta som är säkrad mot uppflyt med passiva förankringar. I samband med

efterkontroll med provdragning har avvägning av bottenplatta gjorts som visar att brott i en enstaka förankring inte upptäcks med precisionsavvägning.

Elektrisk testning av korrosionsskyddet (ERM I, electrical resistance measurement I) beskrivs ingående i SS-EN 1537 Annex A. Metoden kräver speciellt utformade förankringar.

8 Grundläggande provning ("Investigation Test")

Den grundläggande provning, som beskrivs nedan, utförs tidigt i ett projekt för att erhålla information om hur ett system med förankringar i det specifika projektet skall dimensioneras och utföras. De fortsatta provningarna som sedan utförs utgörs av Lämplighets provning ("Suitability tests") och Godkännande provning ("Acceptance test"). Dessa beskrivs i Bilaga 1, avsnitt 5.1 och 5.2.

8.1 Syfte

Det övergripande syftet med en grundläggande provning är att de skall utgöra underlag för dimensionering av förankringar i ny geologi, med en ny typ av förankring eller med en ny metod. För att uppnå detta syfte bör en strategi utarbetas enligt det följande:

1. Provnings genomförs med avsikt att först och främst bestämma brottlasten för förankringszonen. Detta innebär att ett antal förankringar dras till brott.
2. Om långtidseffekter bedöms viktiga att undersöka bör provningen inkludera att bestämma krypning i förankringszonen för brukslasten.
3. Om cyklisk last i stagen/pålarna är en viktig faktor att ta hänsyn till bör det övervägas om förankringskapacitetens beroende av cyklisk last skall ingå i provningen. Detta är avsevärt mer komplicerat än provning med statisk last.

Utifrån provningen utarbetas dimensioneringsmetoder för projektering och ett kontrollprogram upprättas.

För det fall stagets fria längd ligger i "styvt" berg kan det vara lämpligt att testa friktionen på den fria längden, vilket görs med ett stag som saknar förankringszon. Genom att kompensera för friktionen längs den fria längden kan verklig last i förankringszonen bestämmas med en högre grad av säkerhet.

Bärförmågan på grund av den medverkande bergvolymen bestämmas utifrån verifierade värden på egenvikt samt en bedömning av bergmassans hållfasthetsegenskaper.

8.2 Utformning av försök vid grundläggande provning

Utformning av försök och hur dessa skall utvärderas är beskrivna i olika referenser och normer som till exempel Hanna (1982), DIN 4125, BS 8081 och SS-EN 1537.

8.2.1 Kontroll av utdragskapacitet

För att kontrollera utdragskapaciteten dras förankringen till dess att brott uppstår i vidhäftningen mellan injekteringsbruk och berg. Dessa försök utförs normalt med linförankringar som kan fås med en högre brottlast än stänger. För att få en jämförbar töjning av den ingjutna förankringen skall produkten EA (stålets E-modul x stålets area) vara i samma storleksordning som för det stag/påle man primärt gör förankringsförsöken för.

Vägledning vid val av partialkoefficient för bestämning av dimensionerande bärförmåga utifrån förankringsförsök kan fås i BS 8081, tabell 24.

För att definiera brott i förankringszonen brukar normalt det så kallade kryptalet användas. Kryptalet definieras som:

$$k_s = \frac{s_2 - s_1}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

där s_1 och s_2 är deformationen vid tiden t_1 respektive t_2 .

Lämpligt förfarande, som val av laststeg, vid denna typ av provning anges utförligt i DIN 4125 eller SS-EN 1537, Annex E, Test Method 1.

Kontroll av utdragskapacitet utfördes inom ramen för Citytunneln i Malmö och redovisas i Bilaga 2, avsnitt 3.

8.2.2 Kontroll av långtidseffekt

Förspända förankringar genomgår med tiden en process som innebär att spännkraften avtar. En del av spännkraftsminskningen hänförs till relaxation i stålet och en del uppstår som en effekt av rörelser i förankringszonen och i berget/jorden ovanför förankringsnivån. Motsvarande påverkan på en passiv förankring innebär att deformationerna ökar. Man bör överväga om denna typ av långtidseffekter skall ingå i försöken eller om tidigare erfarenheter är tillräckliga.

Erfarenheten från utförda långtidförsök är att försöken kan behöva pågå i upp till ca 7 månader för att man med säkerhet skall kunna extrapolera resultatet till förankringens krävda livslängd.

Kontroll av långtidseffekt utfördes inom ramen för Citytunneln i Malmö och redovisas i Bilaga 2, avsnitt 4.

8.2.3 Kontroll av effekt från cyklisk last

Enligt avsnitt 4.1.2 utgör utmattning på grund av en cyklisk last ett viktigt lastfall vid framförallt passiva förankringar. Rapporterade försök där effekterna från en cyklisk last har provats är dock begränsade till ett fåtal fall.

Effekten på förankringskapaciteten från en cyklisk last finns bland annat beskriven av Benmokrane et al (1995). Dessa försök tyder på att effekten från en cyklisk last är starkt beroende av om förankringen är aktiv eller passiv. Passiva förankringar där maxlasten hos den cykliska lasten översteg 30% av den statiska brottlasten erhöll en krypning som ökade med tiden medan aktiva förankringar där motsvarande maxlast inte översteg förspänningskraften inte erhöll någon krypning.

Dessa försök ger endast en generell bild av problemet och det bör göras en grundlig genomgång av de erfarenheter som finns publicerat beträffande cykliskt belastade

förankringar i projekt där cyklisk last bedöms vara en viktig faktor för stagen eller pålarna..

Kontroll av effekt från en cyklisk last utfördes inom ramen för Citytunneln i Malmö och redovisas i Bilaga 2, avsnitt 5.

8.3 Erfarenheter från tidigare förankringsförsök

En litteratursökning genomfördes på SGI's databas med syfte att hitta referenser som beskriver försök som kunde utnyttjas vid planeringen av förankringssystem för Malmö C. Följande kriterier användes vid litteratursökningen:

- Förankringens funktion, och framförallt utdragskapaciteter, i bergmassor där framförallt hållfasthet och E-modul motsvarar det som råder för entreprenad E101 i Citytunneln, Malmö.
- Långtidseffekt på bärförmåga vid aktiva förankringar
- Effekten av cyklisk last på en förankrings bärförmåga, både aktiva och passiva

De referenser som studerats och som här återges kortfattat är endast ett urval av de som befanns mest intressanta.

8.3.1 Förankringsförsök utförda i geologi liknande den vid Malmö C

Sandgaard Kristensen et al (2000) rapporterar från försök som utförts i Köpenhamnskalk för ett parkeringsgarage under mark.

Förankringszonen valdes till den Övre Köpenhamnskalken vilken kan beskrivas med följande egenskaper: drygt 60% av borrhärdigheter har klassificerats med en hårdhet på H2-H3 och RQD ligger i medeltal på ca 20%. Borrhärdigheterna för Citytunneln uppvisar en medelhårdhet som för Bryozokalkstenen snarare ligger på H3-H4 men RQD ligger i samma storleksordning som för den övre Köpenhamnskalken i Köpenhamn.

H2-H3 motsvarar ISRM's Rock Grade R1-R2 och H3-H4 motsvarar R2-R4. Angivna tryckhållfastheter, som maximalt uppgår till 9 MPa, är däremot väsentligen lägre än ISRM's rekommendationer.

För förankringstesterna användes linstag med en brottlast på 1750 kN samt 2600 kN. Stagen delades in i tre grupper med avseende på förankringslängd och -djup och förankringarnas djup under kalkbergets överyta fördelades enligt följande: grupp A: 2-5 m under kalkstenens överyta, grupp B: 5-8 m och grupp C: 2-8 m. Grupp A och B utfördes alltså med 3 m förankringslängd och grupp C med 6 m.

För grupp A och B uppgick utdragslasten till 1400-1900 kN och för grupp C 1500-2600 kN. I medeltal och om hänsyn tas till skillnader i styvhet för ankarna i grupperna A och B respektive grupp C så ökade utdragslasten för grupp C med ca 30 %. Den last som

kan överföras från ingjutningen till berget var alltså inte proportionell med den ingjutna längden.

Den provdragningslast som senare skulle verifieras för varje stag i godkännande provningen, uppgick till ca 950 kN och med dessa resultat drog man slutsatsen att det skulle vara möjligt att begränsa förankringslängden till 3 m utan att få annat än enstaka brott vid provdragningen.

8.3.2 Inverkan på bärförmåga från långtidseffekter

Långtidseffekten beskrivs av två refererade författare, Littlejohn och Bruce (1979) samt Benmokrane och Ballivy (1991).

De försök som utfördes av Benmokrane och Ballivy (1991) kan sammanfattas enligt följande:

Fältförsöken omfattade nio stycken förankringar av typen GWS med diameter 36 mm och brottlast på 1030 kN. Bergmassan (gråvacka) beskrivs som av god kvalitet med $RMR=75$, $\sigma_c=212$ MPa och $E=64$ GPa för intakta prov.

Fem olika förankringslängder (0,5 m till 2,0 m) och två olika fria längder, 1,5 m och 2,9 m, provades.

Förankringarna förspändes till ca. 80% av brottlasten och förändringar i lasten mättes med lastceller under totalt 5 år. Följande principiella slutsatser kunde dras efter försöken:

- A. Lastminskningen i förankringarna kan tidsmässigt delas in enligt följande:
1. Vid installationen sker en lastminskning när lasten skall föras över från domkraften till ankarplattan och mutter ("lock-off"). Denna uppgick till 6-11 % av påförd last. Minskningen beror av storleken hos den påförda lasten och den fria längden.
 2. Därefter följer den sk Fas I då lastminskningen är störst i början och gradvis avtar till att nå en konstant minskning per tidsenhet. Den konstanta minskningen uppträder inom 6 månader från uppspänning.
 3. Fas II är en direkt fortsättning på Fas I och under denna är lastminskningshastigheten konstant under hela förankringens livslängd. Den totala lastminskningen efter 62 månader uppgick till mindre än 10 % av den initialt påförda lasten.
- B En följd av slutsats A är att ett försöksprogram där långtidseffekterna skall studeras bör planeras att löpa minst 6 månader.
- C Inget klart samband kunde ses mellan lastminskning och förankringslängd, vilken varierade mellan 500-2000 mm.

D Lastminskningen under Fas I kan åtgärdas om förankringarna återspännes efter ca 6 månader.

De försök som utfördes av Littlejohn och Bruce (1979) gjordes med spännlinor som förankringar; 12 st 15,2 mm Dyform i varje förankring med förankringslängden 8 m och totalt 10 st förankringar testades i en geologi som var snarlik den som redovisades av Benmokrane och Ballivy (1991). Försöken löpte över ca 4 år. Snarlika slutsatser som ovan gjordes. Den totala minskningen av spännkraften begränsades till 0-5 % av startvärdet under de första 2 åren. En förklaring till detta kan vara den stora fria längden på 22 till 29 m.

8.3.3 Försök med cyklisk (utmattande) last

Effekten av cyklisk last har beskrivits av Benmokrane et al (1995) och principen för dessa försök beskrivs nedan.

Tre aktiva och sex passiva förankringar i form av Dywidag stångankare utsattes för en varierande last. Förspänningen för de aktiva förankringarna varierade mellan 22% och 73% av brottlasten och den cykliska lasten låg mellan 10% och 170% av förspänningen. För de passiva förankringarna varierade lasten mellan 10% och 73% av den statiska brottlasten.

Antalet lastcykler för de olika belastningsfallen låg mellan 1000-2000 och varje förankring utsattes för upp till fyra olika belastningsfall.

Försöken utfördes i berg med tryckhållfastheten 212 MPa och en elasticitetsmodul på 61 GPa med förankringslängder på 0.5 till 2.0 m för de aktiva ankarna och ca 0.5 m för de passiva ankarna.

Baserat på de relativt få försök som gjordes drogs följande slutsatser:

- Vid cyklisk belastning bör aktiva förankringar användas. Förspänningslasten väljs så att den cykliska belastningen inte överstiger förspänningslasten och den dimensionerande dynamiska bärförmågan väljes till 70% av den statiska bärförmågan.
- Försöken som utfördes på passiva förankringar kan tolkas så att om amplituden för den cykliska belastningen är mindre än 20% av den statiska brottlasten i förankringszonen påverkas inte livslängden hos förankringen.

Båda dessa slutsatser är baserade på ett fåtal förankringar och ett begränsat antal cykler varför försiktighet bör iakttagas vid praktisk tillämpning. Förståelsen av de mekanismer som påverkar lastkapaciteten vid cykliska belastningar är ofullständig och vid dimensionering och provning av passiva förankringar som kommer att utsättas för en cyklisk last måste utformningen baseras på de aktuella förutsättningarna.

8.4 Sammanfattning av förankringsförsök för Citytunneln i Malmö

Syftet med försöken var att (1) verifiera brottlasten i förankringszonen samt att säkerställa att (2) långtidseffekterna på grund av statisk och cyklisk last i bruksgränstillståndet är acceptabla.

Försöken planerades så att följande egenskaper hos förankringarna i första hand skulle kunna definieras:

- Vidhäftningskapacitet i förankringszonen för statisk last (utdragsbrott)
- Krypning i förankringszonen vid statisk långtidslast
- Krypning i förankringszonen vid cyklisk av- och pålastning för ett stort antal cykler

8.4.1 Utdragsförsök

Utdragsförsöken utfördes enligt DIN 4125. Försöken utfördes med en stegvis pålastning som startade vid 400 kN och ökade vid varje nytt laststeg med 400 kN upp till 3165 kN.

Försöken utfördes på totalt 11 st linstag med olika långa förankringszoner (3 st x 2,0 m, 5 st x 4,0 m och 3 st x 6,0 m) för att kunna bestämma en dimensionerande längd.

Ett av stagen med förankringslängd 2,0 m hade en utdragskapacitet på omkring 3165 kN.

Samtliga övriga stag hade utdragskapaciteter som översteg 3165 kN.

Dimensionerande förankringslängd valdes till 3 m.

8.4.2 Långtidseffekter, statisk last

Krypförsöken utfördes med 2 st GEWI-stag med en förankringslängd på 3 m.

Långtidslasten bestämdes som förspänningslasten för aktiva förankringar, $P_w = 1055$ kN, och för passiva beräknades den utifrån medelvattenståndet, $P_w = 500$ kN.

Ett stag utsattes för lasten 1055 kN under 180 dygn. Det andra staget startade på 530 kN och efter 120 dygn höjdes även denna last till 1055 kN under 60 dygn. Ingen krypning kunde registreras under denna tid.

8.4.3 Långtidseffekter, cyklisk last

Krypförsöken utfördes med 2 st GEWI-stag med en förankringslängd på 3 m.

Lasten under en lastcykel valdes för att representera en passiv förankring och varierande mellan 130 kN (vid tågpassage) och 415 kN (enbart vattenupstryck). En lastcykel varade 30 sekunder. Lastvariationen åstadkoms genom att en fast och en rörlig vikt påverkade en hydraulcylinder som var kopplad till en domkraft. Den rörliga vikten

lyftes och sänktes med en kuggväxelmotor. Efter 120 000 cykler ökades lasterna till 230 kN respektive 515 kN.

Stag S 102 utsattes för totalt 240 000 cykler utan att någon tendens till krypning. För stag S 101 skedde ett stagbrott efter 120 000 cykler ovanför ankarplattan där en mothållande mutter var gängad på staget. Efter konsultation med bland annat DYWIDAG kunde det fastställas att med en annan konstruktionslösning skulle detta brott inte ha inträffat. Efter reparation fortsatta försöket i ytterligare 120 000 cykler utan att någon krypning kunde upptäckas.

8.5 Slutsatser

Följande slutsatser kan dras av försöken:

- Försöken har verifierat en utdragskapacitet på minst 3165 kN för en förankringszon som är 3 m lång. Detta förutsätter att förankringszonen är belägen i Bryozokalkstenen.
- Ingen krypning i förankringszonen för en statisk långtidslast på 530 kN och 1055 kN under 180 dygn har registrerats.
- Försöken med cyklisk långtidslast utfördes först med en lastvariation mellan 415 kN och 130 kN under 120 000 cykler. Därefter med en variation mellan 515 kN och 230 kN under ytterligare 120 000 cykler. Ingen krypning i förankringszonen har registrerats under dessa cykliska försök.

9 Refererade författare

Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung no. Z-20.1-17.

G. S. Littlejohn and D. A. Bruce, Long term performance of high capacity rock anchors at Davenport, Ground Engineering Volume 12, Number 7, 25-33 (1979)

B. Benmokrane and G. Ballivy, Five-year monitoring of load losses on pre-stressed cement-grouted rock anchors, Can. Geotechn. J. 28, 668-677 (1991)

B. Benmokrane and G. Ballivy, Behaviour of grouted anchors subjected to repeated loadings in field, J. of Geot. Engineering, Vol. 121, No. 5, May, 1995

T. H. Hanna, Foundations in tension, Ground anchors, Trans Tech Publications, Series on Rock and Soil Mechanics, Vol. 6, 1982

P. Sandgaard Kristensen, J. Madsen och J. Nyman, Christiansbro, kontor. Permanente jordankre i Köbenhavn Kalk, Nordiska Geoteknikermötet, Helsinki, 2000

Thomas F. Herbst. Safety and Reliability in Manufacture of Rock Anchors. International Symposium on Rock Mechanics Related to Dam Foundations. Rio de Janeiro 1978.

Danish Geotechnical Institute. The Øresund Link. Durability of Rock Anchors under Marine Conditions. 6 March 1995.

Fédération Internationale de la Précontrainte (1986). Corrosion and corrosion protection of prestressed ground anchorages. State of the art report. Thomas Telford Ltd., London. ISBN 0 7277 0265 3.

J Tomkins, C Valentine, G Nilsson. The design of the Øresund Tunnel Anchored Ramps. IABSE COLLOQUIUM Stockholm 1998

H Falkner, V Henke. Steel Fibre Concrete for Underwater Slabs at Potsdamer Platz. Structural Engineering International 4/97.

M Bucher, W Bacharach, B Aeschenbacher. New Rail Tunnels under Central Berlin. Structural Engineering International 4/97.

Øresund Tunnel Contractors/Contract No. 1 – Tunnel. Long Term Monitoring of Ground Anchors.

Richard Lunnis, Symonds Travers Morgan co Øresund Tunnel Contractors. Monitoring of Ground Anchorages

INTERGRUND AB, ØTC. Report from the 1 st Long Term Monitoring of Ground Anchors on the Peninsula and Peberhol

Rapport från FIP's arbetsgrupp för jord/bergförankringar (ISBN 0 7277 0265 3)

Bengt Borheim, Kurt Martinsson, Ulf Ekdahl, Anders Jonsson, Leif Augustsson.
Stationstunneln, Knutpunkten Helsingborg. PM med anledning av brott i stagen 2:1 och
5:23

Bilaga 1**Permanenta förankringar, exempel på anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll**

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
1.1	Allmänt	1
1.2	Beständighet	1
1.3	Definitioner.....	2
2	Förutsättningar	2
2.1	Dimensioneringsprinciper.....	2
2.2	Karakteristiska hållfasthetsvärden och kapaciteter.....	4
2.3	Dimensionerande hållfasthetsvärden och kapaciteter.....	4
2.4	Krypning i förankringszon.....	5
2.5	Förspänningskraft för aktiv förankring.....	5
3	Lasteffekt	6
4	Verifiering med beräkning	6
4.1	Allmänt	6
4.2	Dimensionering i brottgränstillstånd, dimensioneringsfall 1 och 2.....	7
4.3	Dimensionering i brottgränstillstånd för dimensioneringsfall 3.....	9
4.4	Dimensionering i bruksgränstillstånd	9
5	Verifiering med provning.....	9
5.1	Verifiering av lämplighet hos produktionsförankringar	9
5.2	Provdragning av produktionsförankringar.....	10
6	Krav på utförande	10
6.1	Allmänt	10
6.2	Utökade krav för aktiva förankringar	11
7	Kontroll.....	11
7.1	Kontroll under byggnadstiden	11
7.2	Efterkontroll.....	12

1 Inledning

Denna specifikation följer i princip de handlingar som gäller för permanent förankring av betongtunnlar och ramper i Citytunnelprojektet i Malmö. Principer och upplägg torde dock i tillämpliga delar även gå att använda för andra typer av konstruktioner. Specifikationen gäller för både aktiva och passiva förankringar.

Förklaringar och förtydliganden ges med indragen kursiv text.

1.1 Allmänt

I föreliggande handling anges krav för användning av permanenta förankringar för att förhindra hydraulisk upptryckning av tunnel. Kraven avser:

- Förankringar installerade i torr utgrävning av schaktgrop.
- Vertikala förankringar enligt Figur 2-1: Dimensioneringsfall 1 och Figur 2-2: Dimensioneringsfall 3
- Förankring bestående av en stång.

Huruvida stång och/eller linförankring godkänns bör anges. Här kan man även styra val av förankring genom att ange typ och kräva "likvärdighet"

Permanent förankringar är en del av det bärande huvudsystemet.

I denna handling ingår anvisningar för dimensionering, material, utförande och kontroll.

Stagens förankringszon skall placeras i enlighet med vad som framgår av Teknisk Beskrivning Geoteknik.

Som medgällande dokument ingår SS-EN 1537 "Execution of special geotechnical works-Ground anchors" exklusive avsnitt 7 och bilaga D.

Avsnitt 7, inklusive bilaga D handlar om dimensionering.

Vid motstridiga krav i föreliggande kravspecifikation och SS-EN 1537 gäller kravspecifikationen.

1.2 Beständighet

Stålkärnepåle skall uppfylla kraven i Bro 2004.

Korrosionsskyddet skall uppfylla kraven för permanenta förankringar enligt SS-EN 1537.

1.3 Definitioner

1.3.1 Benämningar

Valda delar av de benämningar som anges i 1.2.1 i huvudtexten kan anges.

1.3.2 Beteckningar

Att ange vilka beteckningar som skall användas underlättar. Beteckningar enligt 1.2.2 i huvudtexten används i denna bilaga.

2 Förutsättningar

Förutsättningar såsom laster, vattennivåer och geotekniska förhållanden finns specificerade i annan handling.

2.1 Dimensioneringsprinciper

Dimensionering av förankringssystemet med avseende på hydraulisk upptryckning skall utföras för minst tre dimensioneringsfall, 1, 2 och 3. Alla dimensioneringsfallen skall kontrolleras i samtliga tillämpliga gränstillstånd och lastkombinationer.

Antalet förankringar skall ökas med 50% för korrosionskänsligt stål och 25% för övrigt stål jämfört med det antal som bestäms i respektive lastkombination.

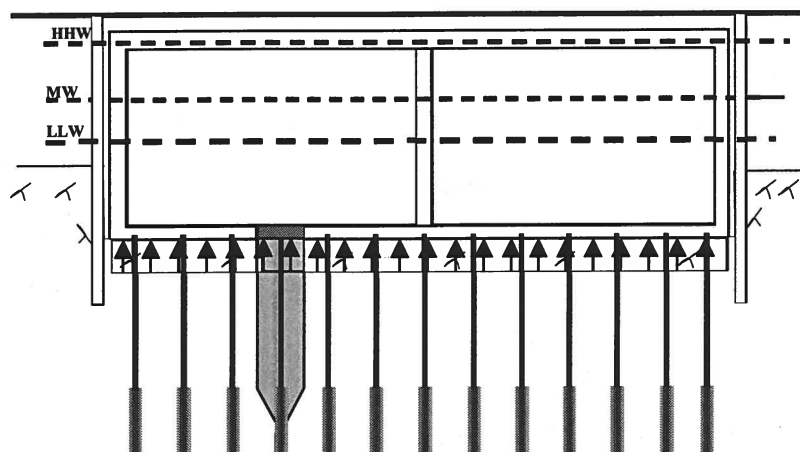
Med korrosionskänsligt stål avses kalldraget stål som för permanent last i lastkombination V:A har en dragspänning som överstiger 400 MPa.

Här hanteras bortfall av förankring genom ett generellt påslag, vilket förenklar beräkningarna. Möjlighet finns naturligtvis att kräva beräkningar för fallet att ett antal godtyckligt valda förankringar faller bort.

2.1.1 Dimensioneringsfall 1

Dimensioneringsfall 1 avser hydraulisk upptryckning med avseende på enskild förankring. Vid beräkning av nettoupptryck för att bestämma P_{sd} tillgodoräknas som mothållande last tyngden av konstruktionen inom enskild förankrings influensområde. Tunnelkonstruktionens inre styvhet beaktas ej. Se Figur 2-1: Dimensioneringsfall 1 och Figur 4-1.

För tunnel/tråg som är grundlagd under bergets naturliga överyta får jord ovanför denna nivå inte medräknas. För tunnel/tråg med en grundläggningsnivå som ligger över bergets naturliga överyta får jord inom vertikala begränsningsytor medräknas upp till i nivå med bottenplattans underkant.



Figur 2-1: Dimensioneringsfall 1

2.1.2 Dimensioneringsfall 2

Dimensioneringsfall 2 innebär att kraften i enskilt stag, $P_{sd}(P_{scd})$ bestäms med utgångspunkt från en systemberäkning där tunnel och förankringar samverkar med sina respektive styvheter. I detta dimensioneringsfall dimensioneras även tunneln i övrigt.

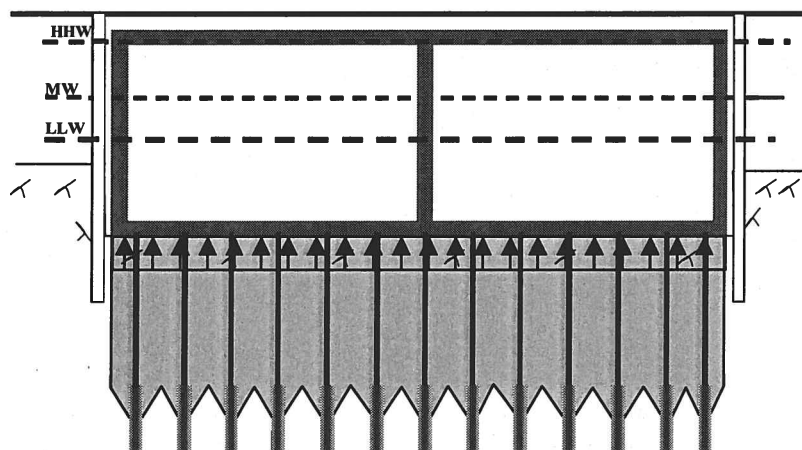
I detta belastningsfall beräknas även dimensionerande lasteffekt för utmattning av förankring. Här kan även ställas krav på numerisk samverkansanalys mellan grund och konstbyggnad (betongtunnel, grundkonstruktion). Det senare gäller främst vid användning av passiva förankringar.

2.1.3 Dimensioneringsfall 3

Dimensioneringsfall 3 är normalt inte dimensionerande för konstruktioner med ”stor” utsträckning i planet

Dimensioneringsfall 3 behandlar hydraulisk upptryckning med avseende på tunnelns globala bärförmåga (totalstabilitet) med följande principiella villkor:

- Som mothållande last används tunnelns hela tyngd inklusive tyngd av berg enligt Figur 2-2
- Tunneln betraktas som en styv konstruktion
- Den uppåtriktade kraften är lika med tunnelns displacement
- Bergmassa utanför utsida vägg/tass får ej tillgodoräknas.



Figur 2-2. Dimensioneringsfall 3

2.2 Karakteristiska hållfasthetsvärden och kapaciteter

2.2.1 Statisk last

Stålkärnans karakteristiska hållfasthetsvärde för statisk last bestäms enligt BSK 99 2:2 för stålkärnor med en diameter på upp till och med 100 mm. Vid grövre dimensioner används hållfasthetsvärden från tillverkaren.

För stålkärnepåle är $P_{yk(uk)} = A_{nom} \cdot f_{yk(uk)}$, där A_{nom} är nominell stålarea.

Kapaciteter ($P_{yk(uk)}$) för annan typ av förankring bestäms enligt tillverkarens anvisningar.

2.2.2 Utmattande last

Karakteristiska värdet för utmattningshållfastheten, f_{rk} , för stålkärnepåle bestäms enligt BSK 99 6:5 med antal lastcykler, n_t , och kollektivparameter, κ , enligt BV Bro, BV 21.2218.

Ovanstående förutsätter svetsförband. För stag som innehåller gängförband kan dimensionerande kapaciteter väljas enligt 2.3.3

2.3 Dimensionerande hållfasthetsvärden och kapaciteter

2.3.1 Dimensionerande kapaciteter vid statisk last

$P_{yd} = \frac{P_p}{1.5(\gamma_{tot})}$, där P_p är lika med eller mindre än det minsta av $0.8P_{uk}$ och $0.9P_{yk}$

Faktorn 1.5 avser aktiv förankring eller dragen passiv förankring. γ_{tot} bestäms för tryckt påle enligt Bro 2004 tabell 32-2 för säkerhetsklass 3.

Passiva förankringar kan även utsättas för tryckkrafter.

2.3.2 Dimensionerande kapacitet för stålkärnepåle vid utmattande last

Dimensioneringsvärdet för utmattningshållfastheten, f_{rd} , bestäms för stålkärna enligt BSK 99, 6:5.

$$f_{rd} = \frac{\varphi_m * f_{rk}}{1.1 * \gamma_n}$$

Inverkan på utmattningsskapaciteten av andra skarvmetoder än svetsning skall framgå av särskild utredning.

2.3.3 Dimensionerande kapacitet vid utmattande last för förankring med gängförband

Maximalt tillåten kraftändring i förankring på grund utmattande tåglast, P_{rd} bestäms enligt Bro 2004, 42.412 om inte ett högre värde kan påvisas vara riktigare.

2.4 Krypning i förankringszon

Dimensionerande krypning i förankringszon, $K_{\Delta d} = \gamma_m * \gamma_{Rd} * K_{\Delta k}$.

$K_{\Delta k}$ är värde på krypning som fås vid utvärdering av förankringsprovning. Produkten $\gamma_m * \gamma_{Rd}$ sätts till 1.5.

I anbud skall antas en total krypning för långtidslast lika med X mm, vilket inkluderar γ_m och γ_{Rd} .

Krypningen, X skall väljas med omsorg i förfrågningsunderlaget. Olika typer av aktiva förankringar bör räknas igenom för att se vilken påverkan krypningen har på den fria längden.

2.5 Förspänningskraft för aktiv förankring

2.5.1 Uppspänning

Kraft i enskilt stag efter uppspänning och låsglidning, P_o bestäms så att brukskraften, P_w , uppfyller nedanstående villkor:

$[1 - \Sigma(\chi, K_{\Delta d})] \times P_o = P_w$ som skall vara mindre än eller lika med det minsta av värdena $0.6P_{yk}$ och $0.5P_{uk}$

χ och $K_{\Delta d}$ är inverkan av relaxation i stål respektive dimensionerande krypning i förankringszon.

2.5.2 Förspänningsnivå

Förspänningsnivån skall minst motsvara det största av värdena:

- lasteffekt i bruksgränstillstånd (kombination V:A) med $\Psi\gamma=1.0$ för variabelt vattentryck.
- 1.1*lasteffekt i brottgränstillståndet vid utmattning (kombination VI).

Första strecksatsen innebär i princip att tryck från högsta grundvattenyta "spänns bort" i bruksgränstillstånd. Kravet i andra strecksatsen ger som resultat att bottenplattan alltid har kontakt med berget i utmattningslastfallet.

3 Lasteffekt

Här anges relevant lastkombinationstabell.

4 Verifiering med beräkning

4.1 Allmänt

För dimensionering av en enskild förankring är minst följande verifikationer och beräkningar nödvändiga:

- Beräkning av inre bärförmåga.
- Beräkning av yttre bärförmåga.
- Effekt av återställt grundvattentryck i berget.
- Verifikation av beständighet.
- Beräkning av deformationer. *Gäller främst passiva förankringar*
- Beräkning av nödvändig fri längd för aktiv förankring med hänsyn till krypning, relaxation och utmattning.
- Bestämning av förspänningskraft i förankringen efter uppspanning och låsglidning med hänsyn till brukskraft, P_w .

Dessutom gäller följande:

- Tunnelns bottenplatta skall dimensioneras och armeras så att ersättningsförankring kan installeras i godtycklig punkt av plattan.
- Horisontalrörelser på grund av yttre last och betongens volymkrafter skall beaktas.

4.2 Dimensionering i brottgränstillstånd, dimensioneringsfall 1 och 2

4.2.1 Inre bärförmåga

Förankringens bärförmåga för statisk last

$$P_{sd} \leq P_{yd}$$

Förankringens bärförmåga för utmattande last

$$P_{scd} \leq P_{rd}$$

Bärförmåga med hänsyn till förankringslängd

Inom förankringslängden, L_{tb} skall förankringen vara försedd med ett korrugerat plaströr eller likvärdigt. Stålkärna förses med påläggssvets enligt Bro 2004, 33.141.

Vidhäftningsspänningen, f_b , beräknas som för kamstång enligt BBK 94 avsnitt 3.9.

L_{tb} skall kontrolleras för P_{scd} , där f_{ct} beräknas som $f_{ctk}/3$.

Det sista bör kontrolleras för passiva förankringar

4.2.2 Yttre bärförmåga

Bärförmåga med hänsyn till förankringszonens längd

Beställaren utför förankringsförsök för att bestämma förankringszonens längd.

I anbud skall förutsättas som dimensioneringsvärde en genomsnittlig vidhäftningsspänning mellan injekteringsbruk och berg lika med 0.5 MPa för bestämning av förankringszonens längd.

0,5 MPa är normalt värde för kalkberg

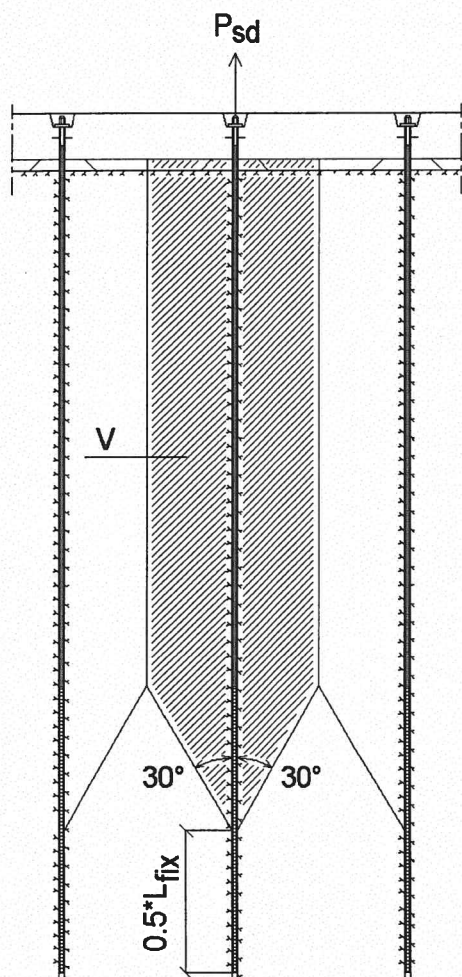
Bärförmåga ned hänsyn till tyngden av omgivande berg

För att säkerställa att mobilisering av tillräcklig bergvolym inte föregås av ett progressivt brott i bergmassan skall staget ha en tillräcklig stor fri längd, L_{tf} . Se Figur 4-1. Dimensionering utförs med beräkning.

Dimensionerande bärförmåga skall beräknas med avseende på tyngd av volymen av en bergkon med toppvinkel 60° samt en bergcylinder (parallelepiped) från den punkt där utdragskonerna från två näraliggande förankringar skär varandra upp till underkant bottenplatta. Konspetsen antas angripa i mitten av L_{tb} . Ingen friktion får medräknas i brottytan. Se Figur 4-1. Vattentrycket skall förutsättas verka mot bottenplattans underkant.

$$P_{sd} \leq \psi_\gamma * V * \gamma'$$

Tyngden av medverkande bergvolym, V , runt staget beräknas med kalkbergets och jordens effektiva tunghet γ' .



V = medverkande berg/jordvolym

Figur 4-1. Yttre bärförmåga. Medverkande berg/jordvolym. (figuren visar aktiv förankring)

Observera att $L_{fix} \geq L_{tb}$ och att vidhäftningsspänningen enligt 0 skall förutsättas verka utmed hela förankringszonen.

Normalt bör konspetsens läge väljas på halva förankringslängden.

4.2.3 Förankringens totala längd

Stagets totala längd, L_{tot} , bestäms så att nedanstående samband är uppfyllda.

$$R_{dy} \geq S_d(P_{sd}, P_{scd})$$

$$R_{di} \geq S_d(P_{sd}, P_{scd})$$

4.3 Dimensionering i brottgränstillstånd för dimensioneringsfall 3

Dimensionering skall utföras i lastkombination IV:A enligt följande ekvation:

$$S_d \leq \frac{R_k}{\gamma_{Rd}}, \text{ där}$$

- S_d avser tunnelns displacement.
- R_k avser ogynnsammaste summan av de permanenta karakteristiska nedåtriktade laster som anges i lastkombination IV:A. Eventuell avschaktning skall beaktas.
- γ_{Rd} är lika med 1.2.

4.4 Dimensionering i bruksgränstillstånd

4.4.1 Sprickbredder

Karakteristisk sprickbredd i injekteringsbruk närmast stål skall vara ≤ 0.10 mm för korrosionskänsligt stål och ≤ 0.15 mm för övrigt stål.

Ovanstående gäller för exponeringsklass XS3 enligt SS 13 70 10.

Verifiering av sprickvidd skall utföras genom beräkning eller genom referenser från utförda provningar och utförda projekt.

4.4.2 Deformationer

Pålarnas placering och förankringssystemets styvhet skall bestämmas så att lyftning ej sker under tunnelns väggar och pelare för lasteffekt enligt lastkombination V:A.

Här beror kraven på typ av konstruktion.. Kravet påverkar främst system med passiva förankringar.

5 Verifiering med provning

5.1 Verifiering av lämplighet hos produktionsförankringar

Före det att installation av produktionsförankringar får påbörjas skall verifieras på plats att vald förankring och utrustning för utförande ger värden på krypning och deformationer som motsvarar de som framkommit vid den grundläggande provningen.

I anbud skall förutsättas att provning utförs i minst två olika lägen längs tunneln samt på den plats där den grundläggande provningen utfördes. Provning skall utföras med minst

3 st. förankringar i varje läge. Val av läge för testerna längs tunneln skall göras i samråd med Beställaren utifrån verifierande grundundersökningar och de erfarenheter som fås vid schaktarbetena.

Provdragning skall ske med en kraft som är 50 % större än beräknad lasteffekt vid brottgränstillstånd. Provdagningslasten får ej överstiga det minsta av $0,8P_{uk}$ och $0,9P_{yk}$.

Arbetsbeskrivning för provdragning skall upprättas med minsta omfattning enligt nedan:

- Provdagningsanordning
- Kontroll av utsättning
- Utförande med metodbeskrivning och krav. Pålens fria längd, L_{app} , skall beräknas och utvärderas enligt SS-EN 1537, 9.9.
- Registrering av mätdata
- Redovisning och utvärdering

5.2 Provdragning av produktionsförankringar

Samtliga förankringar skall provdras med en kraft, P_p som är 50 % större än beräknad lasteffekt vid brottgränstillstånd, P_{sd} . Provdagningslasten får ej överstiga det minsta av $0,8P_{uk}$ och $0,9P_{yk}$. Acceptabla deformationer vid provdragning bestäms med utgångspunkt från de resultat som erhöles vid den grundläggande provningen.

Arbetsbeskrivning enligt avsnitt 5.1 skall upprättas.

6 Krav på utförande

6.1 Allmänt

Borrning, injektering och sättning av stag skall ske i ett sammanhang (samma dag)

Förankring skall injekteras med tryck.

Stålkärna skall på sin fria längd, L_{tf} , förses med ett skikt som ej skapar vidhäftning mot injekteringsbruket.

Annan förankrings ingående delar, såsom kamstål, ankarplatta, kilmutter, korrugerat och slätt plaströr, rostskyddsfett osv. samt tillverkning, lagring och transport av stag skall utföras i enlighet med tillverkarens krav och anvisningar.

Borrutrustning skall vara försedd med system för "Measurement While Drilling" (MWD). Följande parametrar skall mätas:

- borrsjunkning
- borrryck.
- vridmoment.
- vattentryck.

Resultatet av MWD skall kontinuerligt utvärderas i samråd med Beställaren för slutlig bestämning av stagets längd.

Arbetsbeskrivningar och program, inklusive krav på dokumentation, för utförande av förankring skall upprättas med minsta omfattning enligt nedan:

- I förekommande fall tillverkning av stålkärnepåle
- Transport och hantering av förankring på arbetsplatsen.
- Borring. Alla borrhål skall täthetsprovas. Vid behov tätas hålet och borras om.
- Installation av förankring.
- Injektering
- Egenkontroll

6.2 Utökade krav för aktiva förankringar

Bottenplatta skall gjutas före sättning av stag om inte entreprenören kan visa att tillräckliga åtgärder vidtas för att skydda redan satta förankringar under byggnadstiden.

Tätning av genomföring i platta är en kritisk punkt.

Aktiva förankringar får inte skarvas.

Arbetsbeskrivningar och program, inklusive krav på dokumentation, för utförande av förankring skall upprättas med minsta omfattning enligt nedan utöver vad som anges i 6.1:

- montage av ingjutningshylsa och stagpotta.
- program för första uppspänning till $P_o = \frac{P_w}{1 - \Sigma(\chi, K_\Delta)}$ med minsta omfattning enligt nedan:
 - krav beträffande uppspänning betingade av konstruktionens verkningsätt.
 - ordningsföljd och spännkrafter vid uppspänning.
 - igengjutning av stagpotta för permanent korrosionsskydd.

7 Kontroll

7.1 Kontroll under byggnadstiden

7.1.1 Allmänt

Minst följande kontrollplaner skall upprättas. Kriterier för acceptans, åtgärd vid avvikelser och krav på dokumentation skall framgå.

Kontrollplan för mottagningskontroll av förankring skall utföras i tillämpliga delar med minsta omfattning enligt nedan:

- Foderrör
- Stålkärna
- Topplatta
- Skador på plaströr och inre injektering
- Krökning

Kontrollplan för tilläggskontroll enligt Bro 2004 14.4 och 56.32 samt BV Bro BV 56.32 skall upprättas med minsta omfattning i tillämpliga delar enligt nedan:

- Tillverkning av stålkärnor
- Tillverkning av foderrör
- Tillverkning av topplåt (i förekommande fall)
- Svetsning av rillor på stålkärnor
- Skarvning av stålkärnor
- Täthetsprovning av borrhål vid behov
- Kontroll av uppstickande del av förankring före gjutning av bottenplatta. (i förekommande fall)

Av kontrollplan och kontrollprogram skall framgå vem som är ansvarig för den aktuella kontrollåtgärden.

7.1.2 Utökad kontroll för aktiva förankringar

Mottagningskontroll av aktiv förankring skall utöver vad som anges i 7.1.1 omfatta:

- Rostangrepp

Kontrollprogram för fortlöpande övervakning av krafter i stag under byggtiden med minst följande innehåll:

- Princip för övervakning av krafter. (Antal stag och vilka stag som skall övervakas, metod för kraftkontroll osv.)
- Övervakning av krafter. (Kontrollintervall, kraftnivåer osv.)
- Kompletterande övervakning med precisionsavvägning eller annan likvärdig metod

7.2 Efterkontroll

Med efterkontroll avses den kontroll och övervakning som utförs regelbundet efter idrifttagande av anläggningen. Efterkontrollen skall ske under konstruktionens specificerade livslängd på 120 år.

Erfarenheten av dessa efterkontroller har inneburit att krav på att denna typ av kontroll skall utföras blir alltmer ovanlig.

7.2.1 Allmänt

Program för övervakning av bottenplattans rörelser skall upprättas. Tillåtna värden för vertikalrörelser skall anges. Ett åtgärdsprogram skall utarbetas för det fall de tillåtna värdena inte innehålls.

I anbud skall förutsättas att efterkontroll utförs av entreprenören vid tre tillfällen under garantitiden.

Alla data som framkommer vid varje mättillfälle skall sammanställas och utvärderas i en rapport. I denna skall anges tidpunkt för nästa mättillfälle.

7.2.2 Utökad efterkontroll för aktiva förankringar

Omfattning

Efterkontroll skall ske på inspekterbara förankringar som ej ingår i permanent bärande huvudsystem. Entreprenören skall installera parvis 20 st (2x10) förankringar för efterkontroll. Testförankringarna får ej placeras närmare än 1.5 m från annan förankring. Endast en och samma förankring i varje par skall provdras och okulärbesiktas vid varje testtillfälle. Den andra förankringen skall utgöra reserv för det fall provdragningen ej ger överensstämmelse mot ställda krav på förspänningslasten.

Utöver de 20 stag som beskrivs ovan skall 10 inspekterbara stag som ej ingår i bärande huvudsystem installeras. Dessa förankringar, vars placering bestäms vid detaljprojekteringen, skall ej ingå i den ordinarie efterkontrollen.

Program för övervakning av bottenplattans rörelser skall upprättas. Tillåtna värden för vertikalrörelser skall anges. Ett åtgärdsprogram skall utarbetas för det fall de tillåtna värdena inte innehålls. Intervall för efterkontroll framgår nedan.

Efterkontroll (nr)	Tidpunkt (antal år efter idrifttagande)
1	0
2	2
3	5
4	9
5	14
6	20
7	27
8	35
9	44

Efterkontroll (nr)	Tidpunkt (antal år efter idrifttagande)
10	54
11	64
12	74
13	84
14	94
15	104
16	114

Övervakningsintervallen kan justeras med hänsyn till uppnådda resultat.

Förberedande arbete som skall utföras före provdragning

Före provdragning skall åtgärder vidtas för att skydda tredjeman, egendom och berörd personal mot olyckshändelse som kan uppstå vid provdragningen.

Provdragning och utvärdering av kraft i förankring

Program för provdragning skall upprättas. Metod för verifikation av "lift-off" skall beskrivas.

Den tillåtna variationen av spännkraften, P_w , skall bestämmas vid detaljprojekteringen. Större variation än $\pm 10\%$ accepteras ej.

För det fall variationen av spännkraft ligger utanför de tillåtna värdena skall konsekvenserna av detta förhållande utredas och förslag på åtgärder skall presenteras

Bilaga 2

Förankringsförsök för Malmö Citytunnel

Innehållsförteckning

1	Syfte	1
2	Förutsättningar	1
2.1	Geologi	1
2.2	Lasteffekt	2
2.3	Installation av förankringar	3
3	Utdragsförsök	3
3.1	Genomförande	3
3.2	Resultat	3
3.3	Slutsatser.....	3
4	Krypning i förankringszonen vid statisk långtidslast	4
4.1	Genomförande	4
4.2	Resultat	4
5	Krypning i förankringszonen vid cyklisk långtidslast	5
5.1	Genomförande	5
5.2	Resultat	5
5.3	Stagbrott	6
5.4	Serie 2.....	6
6	Förankringsförsök – slutsatser.....	6

1 Syfte

I samband med diskussioner om kravspecifikationen för Malmö Citytunnel beslöts att verifierande förankringsförsök skulle utföras. Resultatet från försöken kommer att utnyttjas vid den slutliga dimensioneringen av förankringssystemet, om en sådan lösning blir aktuell för Malmö C Nedre.

Syftet var att (1) verifiera brottlasten i förankringszonen samt att säkerställa att (2) långtids-effekterna på grund av statisk och cyklisk last i bruksgränstillståndet är acceptabla.

Försöken planerades så att följande egenskaper hos förankringarna i första hand skulle kunna definieras:

- Vidhäftningskapacitet i förankringszonen för statisk last (utdragsbrott)
- Krypning i förankringszonen vid statisk långtidslast
- Krypning i förankringszonen vid cyklisk av- och pålastning för ett stort antal cykler

2 Förutsättningar

2.1 Geologi

Översiktligt kan geologin inom området för Malmö C Nedre beskrivas enligt följande: De kvartära avlagringarna har en mäktighet av 7-11 m och domineras av fyllning och lermorän närmast kalkberget. Berggrunden ned till nivån ca -90 m består av kalksten från tidig tertiär ålder. Överst utgörs kalkstenen av 3-5 m Köpenhamnskalksten och därunder av Limhamnsledet. Det senare delas upp i en övre Övergångszon och därunder av Bryozokalksten.

Köpenhamnsledet är uppbyggt av 2-4 dm mäktiga dellager av horisontellt lagrade kalkfragment bestående huvudsakligen av kalciumkarbonat men innehåller betydande inslag av förkislning, ofta i form av uthålliga och relativt mäktiga lager av flinta. E-modulen anges till 0,1-0,5 GPa och tryckhållfastheten till under 10 MPa för merparten av detta lager, flintan undantagen.

Bryozokalkstenen är uppbyggd av 0,5-1 dm mäktiga lager anrikade av bryozorester från nederoderade revbildningar eller revkalksten. Fraktionen är sand och silt och innehåller betydande inslag av förkislad kalksten. Flinta förekommer i liten omfattning. E-modulen anges till 0,5-3 GPa och tryckhållfastheten till ca 30 MPa för merparten av detta lager

Såväl grundvattenytan i jordlagren som trycknivån i kalkstenen bedöms ligga på nivån $\pm 0,0$ m. Den hydrauliska konduktiviteten i Köpenhamnskalkstenen är $1 \times 10^{-2} - 10^{-3}$ m/s och i Bryozokalkstenen är den $1 \times 10^{-5} - 10^{-7}$ m/s.

Samtliga förankringszoner har varit lokaliserade till Bryozokalkstenen, vilket också är ett krav för den slutliga konstruktionen.

2.2 Lasteffekt

Lasterna under försöken har beräknats med förutsättning att GEWI-stag, diameter 63,5 mm och stålqualität 555/700, används.

2.2.1 Utdragsbrott

Genom att åstadkomma ett rent utdragsbrott bestäms erforderlig längd på förankringszonen.

Utdragskapaciteten skall vara 3 ggr större än den dimensionerande dragkapaciteten för förankringen, P_{yd} (se t ex Pålkommisionens rapport nr 53).

För aktiva GEWI-stag beräknades P_{yd} utifrån maximal uppspänningskraft som:

$$P_{yd} = \frac{0,9 \cdot P_{yk}}{1,5}, \text{ vilket för ett GEWI-stag, 555/700 och } \phi 63,5 \text{ mm, med } P_{yk} = 1758 \text{ kN}$$

innebär att $P_{yd} = 1055 \text{ kN}$. Utdragskapaciteten skall då vara $3 \times 1055 \text{ kN} = 3165 \text{ kN}$.

Denna last överstiger brotlasten för GEWI-stålet och det var därför nödvändigt att utföra försöken med linstag. Linstagen dimensionerades så att faktorn EA låg så nära som möjligt det värde som gäller för GEWI-stagen för att erhålla samma deformationer i förankringszonen. Linstag med 22 st 0,6" linor befanns uppfylla ställda krav och valdes därför för utdragsförsöken.

2.2.2 Krypning vid statisk långtidslast

Långtidslasten bestämdes som förspänningslasten för aktiva förankringar, $P_w = 1055 \text{ kN}$, och för passiva beräknades den utifrån medelvattenståndet, $P_w = 500 \text{ kN}$.

2.2.3 Krypning vid cyklisk långtidslast

Den cykliska lasten orsakas av last från tågtrafik och från variationer i vattenstånd. Det är framförallt, som nämnts, passiva förankringar som påverkas av cykliska laster. Baserat på beräkningar och utmattningskapaciteten för GEWI-stålet förutsattes en lastamplitud på 285 kN (beräknat med en partialkoefficient på 1,5) och en dragkraft som varierar mellan 110 kN och 395 kN, där den lägre kraften avser kraftnivån vid en tågpassage.

Motsvarande beräkning för aktiva GEWI-stag gav en väsentligt mindre lastamplitud på ca 23 kN och lasten skulle då variera mellan ca 1030 kN och 1055 kN.

De cykliska försöken baserades på lasteffekterna för passiva stag eftersom den större lastamplituden bedömdes vara utslagsgivande för långtidseffekterna i förankringszonen.

Försöken med både statisk och cyklisk långtidslast utfördes med GEWI-stag.

2.3 Installation av förankringar

Installationen av linstagen och GEWI-stagen utfördes enligt följande moment:

- Borrningen utfördes med dubbelt borrsystem OD152 längs hela borrhålet och med vatten som spolmedium. Det färdiga borrhålet får en diameter på 167 mm.
- Foderröret rensolades med vatten och därefter fylldes det med cementbruk och det inre röret drogs upp. Till cementbruk användes Std P cement.
- Det förtillverkade staget lyfts ned i foderröret. Den fria staglängden var försedd med Densotape (avser endast linstagen).
- Foderröret dras upp under samtidig injektering med cementbruk. Injekteringsstryckets riktvärde var 5 – 15 bar. Detta förfarande utfördes till dess att foderrörets underkant befann sig vid förankringszonens överkant. Ovanför denna nivå fylldes borrhålet med cementbruk utan tryckinjektering. Fyllning av cementbruk avbröts på nivån -12,0 och resterande delar av borrhålen fylldes med vatten.
- Stagen fick sedan sitta i minst 2 veckor innan provdragningen startade.

3 Utdragsförsök

3.1 Genomförande

Utdragsförsöken utfördes enligt DIN 4125. Försöken utfördes med en stegvis pålastning som startade vid 400 kN och ökade vid varje nytt laststeg med 400 kN upp till 3165 kN.

Försöken utfördes på totalt 11 st linstag med olika långa förankringszonen (3 st x 2,0 m, 5 st x 4,0 m och 3 st x 6,0 m) för att kunna bestämma en dimensionerande längd.

De brottkriterier som användes vid utvärderingen av resultaten var följande:

- Kryptalet får inte överstiga 2 mm/log(t). t =120 minuter innebär ca 1 mm krypning.
- Minst 50% av den ursprungliga förankringszonen skall vara intakt

3.2 Resultat

Samtliga förankringslängder uppvisade en krypning vid 3165 kN som låg under brottkriteriet på 2 mm/log(t).

3.3 Slutsatser

Följande slutsatser gjordes efter utdragsförsöken:

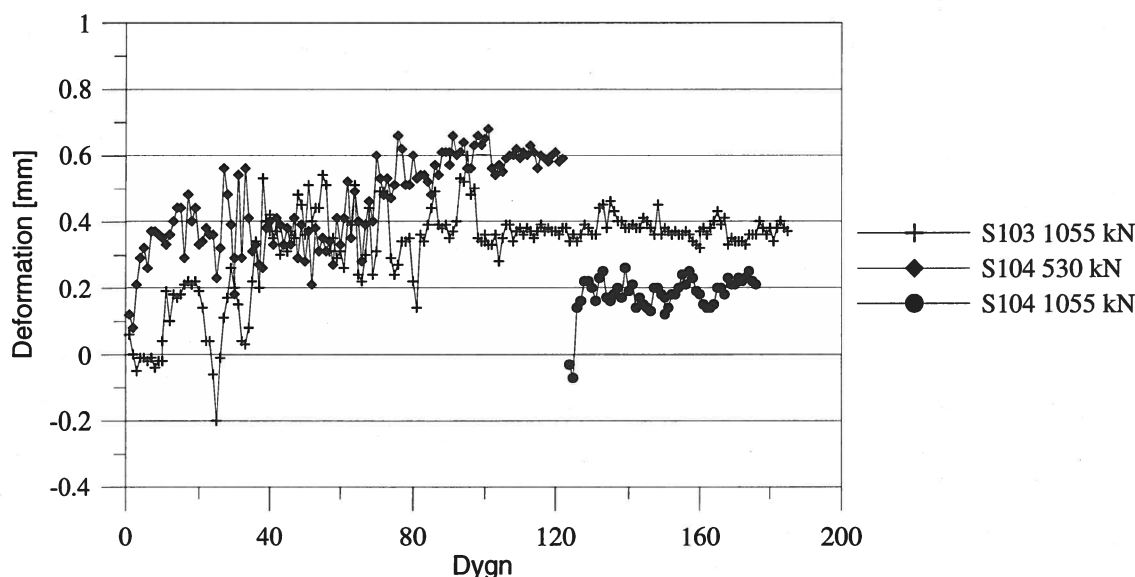
- Ett stag med förankringslängd 2,0 m har en utdragskapaciteten på omkring 3165 kN.
- Samtliga övriga stag har utdragskapaciteter som överstiger 3165 kN.
- Dimensionerande förankringslängd valdes till 3 m.

4 Krypning i förankringszonen vid statisk långtidslast

4.1 Genomförande

Krypförsöken utfördes med 2 st GEWI-stag med en förankringslängd på 3 m.

Provningsen utfördes genom att en vikt belastade en mindre hydraulcylinder som via en hydraulslang är sammankopplad med en domkraft med större cylinder.



Figur 4-1: Uppmått deformation efter pålastning för stag S103 och S104.

I Figur 4-1 redovisas de uppmätta deformationerna efter pålastning. Långtidslasten i försöken var 1055 kN samt 530 kN. Det högre lastvärdet valdes utifrån uppspänningskraften för ett GEWI-stag (aktivt system) och det lägre skulle representera brukslasten för ett passivt system med GEWI-stag.

4.2 Resultat

Resultaten i Figur 4-1 visar att stag S104 uppvisar en liten krypning under de första ca 100 dygnen och därefter sker en stabilisering. Efter 120 dygn höjdes lasten i stag S104 till 1055 kN vilket visas i Figur 4-1 med de data som startar vid 120 dygn.

Deformationen av staget är fortsatt stabil efter lastökningen. Stag S103 har haft en last på 1055 kN under hela försöket och bortsett från en liten krypning under de första 30

dygnen har deformationen varit stabil. Under de första 90 dygnen varierade temperaturen relativt mycket över dygnet i den container som innehåll provningsutrustningen vilket förklarar variationen i deformation under denna tid.

5 Krypning i förankringszonen vid cyklisk långtidslast

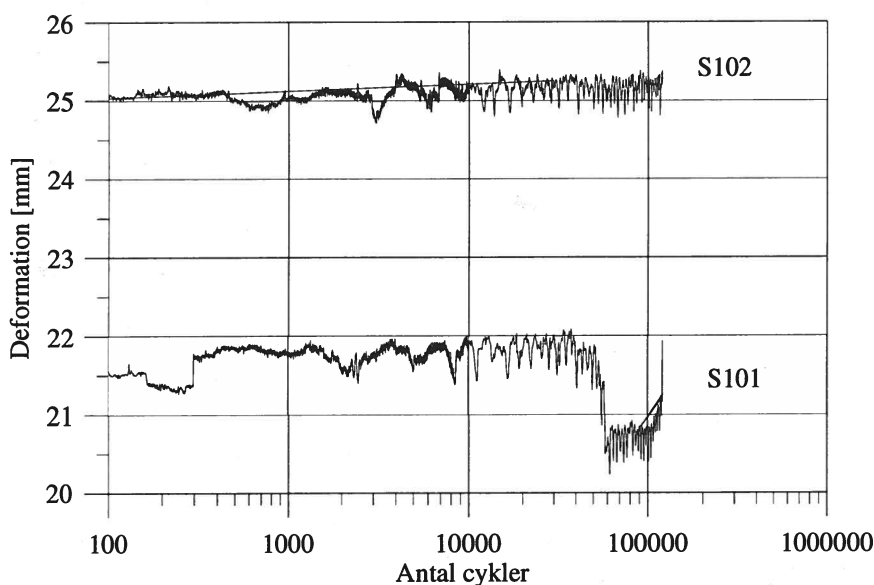
5.1 Genomförande

Krypförsöken utfördes med 2 st GEWI-stag med en förankringslängd på 3 m.

Provningen utfördes enligt samma principer som för de statiska långtidsförsöken. Den cykliska delen av försöket åstadkoms genom att en rörlig del av vikten omväxlande lyftes upp och sedan sänktes ned igen, på en fast vikt. Lyftning och sänkning av den rörliga vikten utfördes 2 ggr per minut med hjälp av en kuggväxelmotor och max- respektive minlast hölls konstanta under cirka 10 sekunder var. Lasterna som stagen utsattes för under en lastcykel varierade mellan 415 kN och 130 kN.

5.2 Resultat

Utvärdering av försök med cyklisk last finns inte beskriven i gällande standard, SS-EN 1537. I Pålkommisionens rapport 59 finns riktlinjer för hur resultaten redovisas och utvärderas och Figur 5-1 visar deformation av stagtopp vid maxlast som funktion av antalet lastcykler för stagen S101 och S102. Det totala antalet cykler uppgår till 120 000 stycken.



Figur 5-1: Uppmått deformation vid maxlast för stag S101 och S102.

Resultaten i Figur 5-1 visar att stag S102 inte uppvisar någon tendens till ökande deformation, vilket är kriteriet för att kryplasten är överskriden vid cykliska försök enligt Pålkommisionens rapport 59. Stag S101 uppvisar samma stabila uppträdande

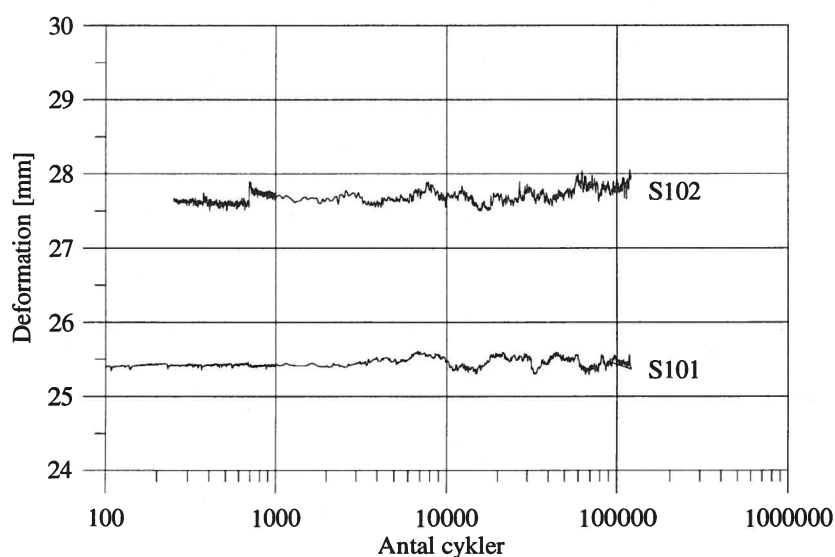
upp till ca 50 000 cykler. Därefter sker ett språng i deformationen som följs av en krypning och slutligen till brott efter 120 000 cykler.

5.3 Stagbrott

Brottet skedde i stagets övre del där en mothållande mutter var gängad på staget ovanför ankarplattan och domkraften. Efter kontroll av Korrosionsinstitutet och samtal med DYWIDAG konstaterades att det var frågan om ett utmattningsbrott i stålet och att orsaken var en snedbelastning som troligen innebar att lastöverföringen i gängorna mellan mutter och stag gav nötningskorrosion och lokalt mycket höga belastningar. Stagen är provade för utmattningsbrott och med en annorlunda konstruktionslösning skulle brottet inte ha inträffat. Syftet med försöken var att prova förankringszonen och därför fortsatta försöken efter att en ny bit skarvats på.

5.4 Serie 2

Efter stagbrottet fortsatte de cykliska försöken vid lastnivåer som låg ca 100 kN högre än tidigare så att nu varierade lasten mellan 515 kN och 230 kN. Resultaten efter att stagen utsatts för ytterligare 120 000 cykler



Figur 5-2: Uppmätt deformation vid maxlast i serie 2 för stag S101 och S102.

Resultaten i Figur 5-2 visar att för de fortsatta cykliska försöken uppvisar varken S101 eller S102 någon tendens till krypning. Den tidigare deformationen för S101 efter ca 50 000 cykler är kopplad till stagbrottet och förankringszonen har inte påverkats.

6 Förankringsförsök – slutsatser

Följande slutsatser kan dras av försöken:

- Försöken har verifierat en utdragskapacitet på minst 3165 kN (dimensionerande kapacitet 1055 kN) för en förankringszon som är 3 m lång i Bryozokalkstenen.
- Ingen krypning i en förankringszon med längden 3 m för en statisk långtidslast på 530 kN och 1055 kN har registrerats.
- Försöken med cyklisk långtidslast utfördes först med en lastvariation mellan 415 kN och 130 kN under 120 000 cykler. Därefter med en variation mellan 515 kN och 230 kN under ytterligare 120 000 cykler. Ingen krypning i en förankringszon med längden 3 m har registrerats under dessa cykliska försök.
- Inför provdragning av produktionsförankringarna (acceptance test) bör det tas fram krav för den beräknade fria längden.

Bilaga 3
Referensprojekt

Innehållsförteckning

1	Referensprojekt för passiva förankringar	1
1.1	Södra Länken i Stockholm	1
1.1.1	Entreprenad SL 10	1
1.1.2	Entreprenad SL24	2
1.2	Nya järnvägstunnlar under centrala Berlin.....	3
1.3	Referenslista för passiva förankringar.....	4
2	Referensprojekt för aktiva förankringar	5
2.1	Ramper ingående i Öresundsförbindelsen.....	5
2.2	Köpenhamn. Kontor i Christiansbro.....	7
2.3	Referenslista för aktiva förankringar.....	8

1 Referensprojekt för passiva förankringar

1.1 Södra Länken i Stockholm

Södra Länken är belägen i södra Stockholm och är en vägtunnel som går emellan Årsta och Värmdö trafikplats. Tunnelns totala längd är 5.5 km. Uppskattad kostnad för projektet är 6400 MSEK

1.1.1 Entreprenad SL 10

Den västra huvudtunnelspårartan i Södra Länken kallas SL10 startar med ett 140 m långt tråg som övergår i en 280 m lång betongtunnel. De första 160 metrarna av betongtunneln har en sluten sektion av vattentät betong och är grundlagd på pålar. Resten av betongtunneln utförs med öppen botten, där tätheten mot berget säkerställs med kontaktinjektering och ridåinjektering. Permanenta Dragförankringar förekommer i huvudsak i tråget. Anläggningskostnaden för SL10 är ca 400 MSEK.

Trågets bredd är som mest 50 m. Vattentrycket mot trågplattan är maximalt ca 6.5 mvp. Den utvändiga miljön motsvaras av miljöklasserna B3/A2 (vilket kan sägas motsvara exponeringsklasserna XC3(2)/XF4(3) enligt SS-EN 206)

Bottenplattan i tråget har en tjocklek på 800 mm och är grundlagd på stål kärnepålar som är dimensionerade för krafter som kan växla mellan tryck och drag. Större delen av pålarna är utsatta för ständig dragkraft.

Totalt har ca 160 stål kärnepålar installerats varav ca 40 stycken har provdragits. Vilka pålar som skall provdras har bestämts av Vägverket och entreprenören med borrtprotokoll som underlag.

Stål kärnepålen består av ett stålämne $\phi 130$ mm ingjutet i ett foderrör $\phi 219 \times 6.3$. Medelpållängden är drygt 15 m varav ca 5 m är inborrat i berg. Foderröret borrar ned minst 300 mm i berg. Berghålet borrar $\phi 190$. Stålämnet förses med kammar av påläggssvets s 100 mm längs den bergingjutna delen. Topplattan har dimensionen 300x300 mm. Plattan avstyvas med 250 mm långa påsvetsade vingar. Pålen förankras in i plattan med kamstänger $\phi 32$ alternativt $\phi 25$ som svetsas fast i förborrade hål i topplattan.

Pålarna är indelade i 5 typer och är dimensionerade att ta 500-900kN i drag och 1550-1800 kN i tryck.

Provdragningslasten bestäms som γ_{tot} gånger dimensionerande tryckkraft i brottgränstillståndet, där γ_{tot} bestäms enligt BRO94 tabell 32-2 kolumnen för berg i säkerhetsklass 3. Provdragningslasten blir därmed ca 2500 kN. Pålen lastas på upp till provdragningslasten i 4 steg. Deformationerna i pålen läses av efter 1, 4, 8 respektive 15 minuter vid varje laststeg. Vertikal rörelse från avläsning vid 4 min i sista laststeget till avläsningen vid 15 min får vara högst 1.0 mm.

1.1.2 Entreprenad SL24

I den östra delen av Södra Länken finns en entreprenad med beteckningen SL24 där trafiken kommer att gå i öppen dager mellan två tunnelpartier. På denna sträcka passerar Södra Länken över Sickla kanal samt en befintlig sluss på låga broar. Krav på fria höjden mellan kanalen och broarna har lett till att slusskammaren flyttats något.

Medelvattenytan i kanalen nedströms slusskammaren ligger på nivån +2,0 och motsvarande nivå uppströms slusskammaren är + 4,91. För den del av Sickla kanal som omger slusskammaren ligger medelvattenytan på + 3,70. Vid tömning av slusskammaren kommer följaktligen bottenplattan att utsättas för ett uppåtriktat vattentryck som motsvarar en nivåskillnad på medelvattenytorna som uppgår till 1,70 m. För detta lastfall har en lösning med passiva förankringar valts.

Förankringen av bottenplattan sker med 18 stålkärnepålar som förankras i berget. Allt arbete med stålkärnepålarna samt gjutning och armering av permanent bottenplatta sker under vatten. Bottenplattan är ca 28x6 m i plan och har en tjocklek på 1,4 m. Arbetet med stålkärnepålarna kommer att utföras enligt följande:

- Med hjälp av en mall borras foderrör, ϕ 200 mm, ned till minst 0,5 m i friskt berg. Foderrörets rakhets kontrolleras.
- Bergborrning med NO-X 165 mm, ned till föreskrivet djup. System NO-X innebär att en yttre, ringkrona stannar kvar i hålet tillsammans med foderröret medan en inre krona återvinns. Förankringslängden uppgår till 1,5 m för samtliga stålkärnepålar. Dragbelastade pålar förses med rillor inom förankringslängden med $h=3$ mm och c/c 100 mm.
- Efter renspolning av hålet fylles detsamma med cementbruk, $vct \leq 0,45$ och K40, upp till överkant foderrör. Borrhållets täthet kontrolleras genom att observera sjunkningen av bruket som inte får överstiga 20 mm på 10 min. I annat fall renspolas hålet, injekteras samt borras om.
- Medan bruket är färskt, sänks stålkärnan ned i foderröret till botten av hålet. Stålkärnan monteras i rätt längd. Övre delen av pålen har en skyddsbricka för att hindra igensättning av de gängade hål som skall användas för fastsättning av topplatta.
- Med hjälp av dykare kapas sedan foderröret på rätt nivå och toppen av pålen frilägges samt skyddsbrickan avlägsnas. Därefter skruvar dykaren fast topplattan som är försedd med gängade hål för montage av förankringsjärn.
- Inga pålar kommer att provdras. Pålarnas beräknade dragkraftskapacitet är 530kN.

När samtliga stålkärnepålar är installerade och frilagda samt försedda med topplatta sker gjutningen av bottenplattan enligt följande:

- I förväg har en stålplåt installerats med förborrade hål för stålkärnepålarna, vilka har installerats genom dessa hål. Efter installation av pålarna gjuts en tunn betongplatta mot plåten som skall fungera som form för den egentliga bottenplattan.
- Armeringskorgar sänks ned och ansluts till stålkärnepålarnas förankringsjärn som monteras efter montage av underkantsarmeringen. Därefter utförs gjutningen under vatten med undervattenbetong, K35. Bottenplattan har en tjocklek av 1,40 m.

I projektet är arbetsbeskrivning för utförande av pålning med stålkärnepålar upprättad med följande innehåll:

- Mottagningskontroll vid leverans från stålverk.
- Tillverkning av stålkärnepåle.
- Hantering av påle.
- Borrning av hål för stålkärnor.
- Sättning av stålkärna.
- Montering av topplåt.

Kontrollplan för tilläggskontroll enligt BRO 94 11.4 är upprättad.

1.2 Nya järnvägstunnlar under centrala Berlin

För att möta nuvarande och framtida behov för järnvägs- och vägtrafiken i centrala Berlin pågår ett omfattande program för om- och nybyggnad av infrastrukturen. I en korridor norr och söder om Potsdamer Platz realiseras ett antal stora projekt såsom:

- En 8.4 km lång järnvägslinje med fyra spår för passagerartrafik och frakttrafik. Banan går 3.4 km i tunnel och länkar ihop centrala Berlin från norr till järnvägslinjerna mot Anhalt och Dresden i söder.
- Stora underjordiska stationer byggs i Lehrter, Potsdamer Platz och Papestrasse.
- Ombyggnad av en 1 km lång pendel- och fjärrtågslinje från station Lehrter.
- Nytt centrum vid Potsdamer Platz med en yta på 70000 m².

Den totala horisontala ytan för tunnlar och stationer omfattar 240000 m². Byggnadsarbetena beräknas vara klara under 2001.

Grunden i centrala Berlin består i huvudsak av glaciala sandavlagringar med en med djupet ökande densitet. Grundvattennivån ligger 3 m under marknivån med en försumbar säsongsvariation. På några ställen har vattentryck på upp till 17 mvp uppmätts vid schaktbotten. Då staden Berlin hämtar sitt dricksvatten från grundvattnet är det viktigt att åstadkomma en schaktgrop som har så liten inverkan som möjligt på grundvattennivån. I detta avseende ansågs våt utgrävning ge det bästa resultatet, då det

bedömdes att torr utgrävning i föreliggande fall endast fungerar till ett schaktdjup på 10-12 m.

Vid station Lehrter har ca 6500 GEWI-förankringar $\phi 63.5$ mm installerats för att motverka hydrauliskt uppflyt. Förankringarna installerades från en flytande plattform till ett djup under schaktbotten som varierade mellan 17.5 och 26.4 m. Pålarna är förankrade i sand med medelhög densitet. Arbetet utfördes mellan juni 1997 och februari 1998

Förankringarna är placerade i ett rutnät med c/c 2.7 m. Cirka 80 procent är försedda med dubbelt korrosionsskydd för att kunna fungera som permanenta förankringar. Det tyska företaget DSI-ALLSPANN GmbH etablerade en helt ny fabrik i Berlin för att kunna massproducera GEWI-förankringar med dubbelt korrosionsskydd.

Ankarplattan i den temporära undervattensgjutna plattan är specialtillverkad för ändamålet och monterades under vatten med en specialtillverkad robot, vilket eliminerade det mesta av dykarbetet.

Tunnelns bottenplatta byggdes direkt på den temporära plattan och förankrades därvid i GEWI-pålarna.

Förankringssförsök (Investigation tests enligt SS-EN 1537) gjordes i förväg ifrån markytan. Av de permanenta förankringarna testades ca 2% (acceptance tests) vilket skedde i torrhet från toppen av en fångdamm som separerade 2 schaktropar.

Anläggningarna vid Potsdamer Platz består av en underjordisk järnvägsstation och kommersiella lokaler. Den största byggroten hade en area på ca 20000 m². På mer än hälften av den totala ytan tätades schaktbotten med en undervattensgjuten betongplatta förankrad med GEWI-pålar satta under vatten. För övriga delar jetinjekterades en "platta" på sådant djup under schaktbotten att tyngden av ovanföriggande sand kunde balansera vattnets lyftkraft. Dragpålarna kunde därmed installeras i torrhet.

Efter att cirka 2000 dragförankringar installerats under vatten gjöts under vintern 1995/96 och tidig vår 1996 i den största byggroten en 1.2 m tjock och 20000 m² stor tättkaka i stålfiberarmerad undervattensbetong. Maximal belastning per påle var ca 1.5 MN under byggskedet. Undervattensgjutningen delades upp i 18 etapper där varje etapp omfattade cirka 1500 m³ betong.

Utförliga tester utfördes för undervattensbetongen. Med fiberinblandningar på 40-60 kg/m³ uppvisade provbelastade plattor brottdeformationer och ett sprickmönster vid brott som tyder på ett segt uppträdande.

1.3 Referenslista för passiva förankringar

I Tabell 1.3-1 anges några ytterligare projekt där passiva förankringar använts.

Tabell 1.3-1. Exempel projekt där passiva förankringar använts.

Land	Plats	Projekt/ Applikation	År	Typ av förankring	Antal	Miljö	Berg/Jord
DK	Frihamnen i Köpenhamn	Födröjningsmagasin / Säkring mot uppflyt	1996	GEWI-pålar $\phi 63.5$ med dubbelt korrosionsskydd	517	-	-
D	Rostock	Varvet Kvaerner-Warnow / torrdocka	1993	GEWI-pålar $\phi 50$ med dubbelt korrosionsskydd	6	Marin	Jord
D	Anklam	Hamnprojekt	1993	GEWI-pålar $\phi 50$ med dubbelt korrosionsskydd	74	Marin	Jord
USA	Boston marine industrial Park	Vägtunnel / Säkring mot uppflyt	1992	DYWIDAG-stänger 7x36 mm med dubbelt korrosionsskydd	578	Marin	-

I tillägg till ovanstående referensobjekt kan följande svenska projekt med stålkärnepålar nämnas:

- Bro för snabbspårväg över Essingesundet.
- Uddevallabron, grundläggning av stöd N5.
- Vägbro H221 i Kalmar, ändstöd och mittstöd.

2 Referensprojekt för aktiva förankringar

2.1 Ramper ingående i Öresundsförbindelsen

I Öresundsförbindelsen ingår, förutom en högbro och lågbro, en sänktunnel med påfartsramper utförda som vattentäta tråg.

Ramperna från tunneln mot Kastrup i söder och Pepparholmen i norr är 440 m respektive 390 m långa. Den totala bredden varierar mellan 40-50 m.

Ramperna har en blandad grundläggning såtillvida att de lägst belägna delarna ligger på kalkberget och övriga delar ligger grundlagd på glaciala avlagringar med varierande tjocklek. De glaciala avlagringarna består i huvudsak av lermorän med inslag av grus, sten och sand.

Tråget utsätts för en resulterande horisontalkraft i sidled då trågväggarna har olika höjd på ömse sidor om bottenplattan.

Tidigt under projekteringens gång framkom att en egentygndslösning är orealistisk av ekonomiska skäl.

Permanent grundvattensänkning tillåts ej.

Beställarens förslag visade förankringar för att förhindra att ramperna flyter upp. Typ av ankare var inte specificerat. Följande huvudkrav gäller för förankringssystemet:

- Förankringarna skall kunna kontrolleras
- Ersättningsankare skall kunna installeras
- Den förväntade livslängden skall vara minst 100 år

Det vinnande förslaget visade aktiva förankringar typ GWS-stänger $\phi 36$ stål 1080/1230 (HG) med dubbelt korrosionsskydd. Denna lösning valdes främst av ekonomiska skäl. Ett aktivt stag har dock i detta sammanhang även tekniska fördelar jämfört med passiva förankringar då bottenplattan ständigt trycks mot grunden, vilket innebär att den resulterande sidolasten kan tas med friktion mellan bottenplatta och grund.

Förankringarnas brukslast valdes till 626 kN enligt BS8081, vilket är halva brottlasten. Brukslasten överstiger med 10% den beräknade lasten i stagen på grund av nettouptryck. Det förankrade bergets konvinkel, sattes till 45° utom vid "ytterrader" där vinkeln sattes till 30°. Totalt krävs 2353 st förankringar. Avståndet mellan förankringarna varierar mellan 2.5 och 4 m.

Krav i DIN 4125 och BS 8081 beaktades, där DIN 4125 hade tolkningsföreträde.

Erfarenheterna från dimensioneringen visar att följande frågeställningar är viktiga:

- Val av regelverk
- Tolkning av dimensioneringsanvisningar
- Överväg noga vilken total krypning som skall beaktas under konstruktionens livslängd.

För att bestämma förankringslängden gjordes "pre-tests" med 9 st linankare.. Förankringslängden bestämdes genom att 6 st utdragsförsök genomfördes. Vid de övriga försöken kontrollerades deformationerna (suitability tests). Utdragsförsöken gjordes för kraften 1876 kN enligt BS 8081, vilket är tre gånger brukslasten.

I tillägg till testerna kan nämnas att undersökningar av 150 år gamla tunnlar belägna i Köpenhamn visar att Köpenhamnkalkstenen inte är krypbenägen.

Försöken gav till resultat att en förankringslängd på 5 m valdes, vilket ger en "skin-friction" på ca 0.5 MPa för provdragningslasten på 937.5 kN om bergborrhålets diameter är 112 mm.

Stänger med en längd på upp till 17 m installerades och förankrades i Köpenhamnskalkstenen. Injekteringen mellan stång och det korrugerade plaströret utfördes av DSI i England. Injekteringen i bergborrhålet utfördes med ett tryck som fick variera mellan 0.6 och 1.0 MPa.

Stagpottan är igengjuten med cementbruk och delen mellan överkant plaströr och underkant ankarplatta är skyddad med fett.

8 st stag per ramp, totalt 16 st, är specialutformade och placerade så att de kan kontrolleras och övervakas. Dessa stag har ingen konstruktiv funktion.

En första efterkontroll gjordes i september 1999 av ett stag per segment. Kontrollen utvärderades enligt BS 8081 11.5.1. Här står att "variationer i spännkraft på upp till 10% av förspänningslasten förorsakar normalt inga problem". Spännkraften bör därmed ligga mellan 563 och 690 kN. Alla de kontrollerade stagen utom ett visade sig ha en spännkraft som ligger inom detta intervall. Det avvikande staget hade en spännkraft på 505 kN, vilket förklarats bero på att ankarplattan inte installerats vinkelrätt mot stängen. Det innebär att den koniska muttern efter åtdragning glider ned ytterligare i det koniska hålet i ankarplattan när domkraften tas bort.

Ingen metodbeskrivning för utbyte av stag har utarbetats.

Totalt 14 kontrolltillfällen är inbokade under konstruktionens krävda livslängd på 100 år.

2.2 Köpenhamn. Kontor i Christiansbro

På en ca 33000 m² stor yta vid i hamnen i Köpenhamn har uppförts ett affärscentrum kombinerat med bostäder. Den totala byggnadsytan är 81000 m². Området gränsar mot hamnbassängen på tre sidor. Under markytan har byggts parkeringsgarage med plats för 850 bilar. Garaget sträcker sig i två våningar ned till nivån -5.5m. Kalkbergets överyta ligger på -7 till -9m. Grundarbetena utfördes mellan 1996 och 1999.

Då parkeringsgaragen sträcker sig över hela området finns det delar där källarnas displacement inte balanseras av ovanförliggande hus. Dessa delar utsätts för ett stort resulterande uppträck.

Det blev tidigt bestämt att uppflyt skulle säkras med förankringar av bland annat ekonomiska skäl.

För hela projektet har ca 1500 förankringar installerats av vilka de flesta är aktiva av typen Dywidag GWS ϕ 36 st 1080/1230 med "dubbelt korrosionsskydd. Den övre förankringen skyddas med densofett. Ett hundratal förankringar är GEWI-pålar ϕ 63.5mm. Förankringszonen är placerad i den övre delen av Köpenhamnskalkstenen.

På grund av det stora antalet förankringar var det ekonomiskt fördelaktigt att minimera förankringslängden och därigenom minska hela stagets längd. Därför genomfördes ett omfattande undersökningsprogram som beskrivs närmare i 8.3.1 i huvudtexten

Försöken resulterade i att förankringslängden kunde väljas till 3 m. Toppen på den förankrade längden fick inte placeras närmare kalkbergets överyta än 2 m. De totala staglängderna blev mellan 8.5-15m med en genomsnittlig längd på 10.7 m.

2.3 Referenslista för aktiva förankringar

I Tabell 2.3-1 anges några ytterligare projekt där aktiva förankringar använts.

Tabell 2.3-1. Exempel på projekt där aktiva förankringar utnyttjats

Land	Plats	Projekt/ Applikation	År	Typ av förankring	Antal	Miljö	Berg/Jord
S	Varbergs fästning	-	1980	Dywidagstänger med dubbelt korrosionsskydd	156	-	Berg
DK	Kalundborg	Kolkaj	1977	Linsystem Freyssinet	-	Marin	Jord
DK	Korsör	Färjehamn	1976	Stump Duplex med DYWIDAG-stänger	-	Marin	-
DK	Grenå	Kajmur	1974	Stump Duplex med DYWIDAG-stänger	-	Marin	-
D	Mainz	Grundkonstruktioner / Förankring mot uppflyt	1972	GWS-stag $\phi 32$ med dubbelt korrosionsskydd	203	-	Jord
D	Freiburg	Ochsenbrücke / Stabilisering mot uppflyt	1971	GWS-stag $\phi 32$ med dubbelt korrosionsskydd	110	-	Jord
N	Nordsjön	Plattform för ankring	1993	Linor $\phi 15.7$ mm	-	Marin	Berg
N	Gjemnesund	Hängbro/ ankarblock	1992	Vertikala stänger förankrade i betong	4	Marin	
N	Salhus	Flytande bro/ Landfäste	1994	Två landfästen förankrade i berg med 12+14 ankare. Kraft 42+44 MN	26	Marin	Berg
TUR	Atatürk Dam	Dam / Stabilisering mot uppflyt	1986	GWS-stänger $\phi 36$ med dubbelt korrosionsskydd	2200	-	-
UK	Devonport	Torrdocka/ Stabilisering av vägg och axiallager	1974	Väggstabiliteten säkrades med 330 linor $\phi 15.2$ mm Dyform och 142 st installerades för att stabilisera axiallager. De senare installerades från en "jack-up" plattform och spändes från en dykarklocka på 15 meters vattendjup	472	Marin	berg
SF	Åbo	Torrdocka	1981	GWS-stänger $\phi 32$ och $\phi 36$ med dubbelt korrosionsskydd	621	Marin	Berg
USA	Waterford	Kärnkraftverket Millstone/ Förankring mot uppflyt	1974	DYWIDAG-stänger $\phi 32$ med dubbelt korrosionsskydd	275	-	Berg
USA	New York	Järnväg	1977	DYWIDAG-stänger $\phi 32$ med dubbelt korrosionsskydd	202	-	Jord

Land	Plats	Projekt/ Applikation	År	Typ av förankring	Antal	Miljö	Berg/Jord
CAN	Saint John	Torrdocka	1982	GWS-stänger $\phi 26.5$ och $\phi 36$ med dubbelt korrosionsskydd	252	Marin	
S	Helsingborg	Nytt Polishus	2004	GEWI $\phi 50$ med dubbelt korrosionsskydd	89		Lersten
S	Malmö	Turning Torso	2004	GEWI $\phi 63,5$ med dubbelt korrosionsskydd	?	Marin	Bryozo-kalksten?

Tabell 2.3-2. Exempel på projekt med utförda efterkontroller för aktiva förankringar

Beskrivning \ Projekt	Nationalbanken i Köpenhamn	Stadsteatern i Helsingborg
Byggår	1975	1975
Antal förankringar	60	
Dimension / stål	$\phi 36$ / stål 1080/1230 (HG)	$\phi 25$
Ursprunglig förspänningslast	600kN	
Korrosionsskydd	Stump Duplex. Fria längden är försedd med ett stålrör. Stålet skyddas med fett på fri längd och vid ankarplatta	
Miljö	Marin	
Förankrad i	Kalksten	
Utförda kontroller	5, 10 och 15 år	Vart femte år
Antal kontrollerade förankringar	Alla	
Typ av kontroll	Visuell kontroll av stagpotta och kontroll av stagkraft	Kontroll av stagkraft
Resultat	Ingen mätbar minskning av stagkraft har konstaterats. Inga korrosionsproblem	Efter 25 år ligger stagkraften inom $\pm 5\%$ från den ursprungliga.
Kostnad per kontrolltillfälle	50000 DKK	
Källa	AAGE CHRISTENSEN A/S	INTERGRUND AB

SveBeFo

Box 47047
SE-100 74 Stockholm

Telefon 08-692 22 80 • Fax 08-651 13 64
info@svebefo.se
Besöksadress: Mejerivägen 4

ISSN 1104 - 1773 • SVEBEFO-R--68--SE

tbk