



## **SLITSMURAR SOM PERMANENTA KONSTRUKTIONER**

Claes Alén  
Anders Lindvall  
Morgan Johansson  
Jonas Magnusson &  
Christer Norén

SBUF  
Utvecklingsprojekt 11603 och 11796

## FÖRORD

Slitsmurar är en konstruktivt, produktionsmässigt, miljömässigt och ekonomiskt intressant metod att avgränsa djupa schakter. Metoden har använts sedan mer än 40 år i många delar av världen varvid ofta slitsmuren har integrerats i den permanenta konstruktionen.

I Sverige har slitsmurar använts endast vid ett fåtal tillfällen och då endast som temporär konstruktion. De senaste exemplen är Götatunneln i Göteborg och Citytunneln i Malmö. Motiven för att använda slitsmurstekniken här har framför allt varit den begränsade omgivningspåverkan (buller, deformationer, grundvattensänkning) jämfört med konventionella metoder som till exempel stålsponsning.

Med ett ökat undermarksbyggande i våra större städer har intresset ökat för att också utnyttja slitsmuren i den permanenta konstruktionen och därigenom öka den ekonomiska nyttan och även ta mindre mark i anspråk under byggandet. I Sverige har dock slitsmurar för permanent bruk inte varit accepterat av Vägverk och Banverk. Skälen till detta har framförallt varit osäkerheter beträffande den färdiga slitsmurens kvalitet och beständighet.

I avsikt att utreda möjligheten att kunna acceptera slitsmuren i permanenta konstruktioner tog Vägverket under år 2004 initiativet till ett branschgemensamt utvecklingsprojekt med Vägverket, Banverket och SBUF som finansiärer. Projektet skall resultera i en rekommendation om vilka begränsningar och förändringar som erfordras för att kunna utnyttja tekniken. Alternativt skall projektet utmynnas i ett motiverat avstyrkande av tekniken. Behov av ytterligare utvecklingsarbete skall också identifieras.

För genomförande av projektet har en projektgrupp tillsatts med representanter för de olika teknikområden som berörs: geoteknik – Claes Alén, Chalmers; materiallära – Anders Lindvall Chalmers; konstruktionsteknik – Morgan Johansson, Reinertsen, och Jonas Magnusson, NCC teknik. Projektledare har varit Christer Norén, NCC Teknik. En referensgrupp har sammanträtt vid två tillfällen och gett värdefulla bidrag. Enskilda medlemmar av referensgruppen har också intervjuats i speciella frågeställningar. Referensgruppen har bestått av följande personer: Anders Huvstig, Leif Jendeby, Peter Harryson, Martin Laninge och Ebbe Rosell – Vägverket; Lars-Olof Dahlström, Per Lerjefors och Peter Lidemar – Banverket; Sven Liedberg – Skanska Teknik; Björn Engström – Chalmers; Tomas Kutti – Färdig Betong; samt Bengt Grävare – Europile. Per Lerjefors och Martin Laninge har dessutom medverkat i projektets styrgrupp tillsammans med Christer Norén.

Vid genomförande av projektet har en viktig del varit att få del av internationella erfarenheter. Banverket och Vägverket har därvid medverkat med kontakter med Europeiska systerorganisationer. Även internationella entreprenörer har delgivit sina erfarenheter, varvid speciellt Brückner Grundbau och Bauer Spezialtiefbau bidragit med omfattande material.

Ett stort tack riktas till alla som bidragit

Göteborg juli 2006

Claes Alén, Morgan Johansson, Anders Lindvall, Jonas Magnusson, Christer Norén

# INNEHÅLL

## FÖRORD

## INNEHÅLL

## SAMMANFATTNING

|          |                                                   |           |
|----------|---------------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b> | <b>Inledning .....</b>                            | <b>1</b>  |
| 1.1      | Bakgrund .....                                    | 1         |
| 1.2      | Syfte .....                                       | 1         |
| 1.3      | Genomförande .....                                | 1         |
| <b>2</b> | <b>Allmänt om slitsmurar .....</b>                | <b>3</b>  |
| 2.1      | Introduktion .....                                | 3         |
| 2.2      | Utformning .....                                  | 3         |
| 2.3      | Utförande .....                                   | 7         |
| 2.4      | Jämförelse med andra metoder .....                | 10        |
| 2.5      | Anvisningar för slitsmurar .....                  | 11        |
| 2.6      | Identifiering av kritiska parametrar .....        | 12        |
| <b>3</b> | <b>Geoteknik för permanenta slitsmurar .....</b>  | <b>13</b> |
| 3.1      | Allmänt .....                                     | 13        |
| 3.2      | Installation av slitsmur .....                    | 13        |
| 3.2.1    | Stabilitet av slits .....                         | 13        |
| 3.2.2    | Gjutning .....                                    | 15        |
| 3.3      | Schaktning/Byggskede .....                        | 16        |
| 3.4      | Permanent skede/Driftsskede .....                 | 18        |
| 3.4.1    | Laster mot slitsmur .....                         | 18        |
| 3.4.2    | Vattentäthet .....                                | 20        |
| <b>4</b> | <b>Utformning av permanenta slitsmurar .....</b>  | <b>22</b> |
| 4.1      | Inledning .....                                   | 22        |
| 4.1.1    | Konstruktion .....                                | 22        |
| 4.1.2    | Beständighet .....                                | 22        |
| 4.2      | Material .....                                    | 24        |
| 4.2.1    | Stödvätska .....                                  | 24        |
| 4.2.1.1  | Allmänt .....                                     | 24        |
| 4.2.1.2  | Krav på stödvätska .....                          | 25        |
| 4.2.1.3  | Kontroll av stödvätska .....                      | 27        |
| 4.2.1.4  | Praktisk användning av stödvätska .....           | 28        |
| 4.2.2    | Betong .....                                      | 29        |
| 4.2.2.1  | Specifikationer på betongens sammansättning ..... | 29        |
| 4.2.3    | Armering i permanenta slitsmurar .....            | 32        |
| 4.2.4    | Miljöpåverkan .....                               | 32        |
| 4.3      | Konstruktionsförutsättningar .....                | 33        |
| 4.3.1    | Innehåll .....                                    | 33        |

|          |                                                                                   |           |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 4.3.2    | Utformning av armering.....                                                       | 33        |
| 4.3.2.1  | Allmänna krav .....                                                               | 33        |
| 4.3.2.2  | Anslutningar.....                                                                 | 34        |
| 4.3.2.3  | Anslutning vid vertikal fog mellan slitsmurspaneler.....                          | 35        |
| 4.3.2.4  | Anslutning vid horisontell fog mellan slitsmurspanel och anslutande platta.....   | 36        |
| 4.3.3    | Täckande betongskikt .....                                                        | 37        |
| 4.3.4    | Sprickbreddskrav .....                                                            | 39        |
| 4.3.5    | Toleranser .....                                                                  | 44        |
| 4.3.6    | Täthet.....                                                                       | 47        |
| 4.3.6.1  | Allmänt .....                                                                     | 47        |
| 4.3.6.2  | Slitsmurspanelens täthet.....                                                     | 48        |
| 4.3.6.3  | Täthet hos anslutningar vid fogar.....                                            | 52        |
| 4.3.7    | Dimensioneringskrav under byggskedet.....                                         | 54        |
| 4.3.8    | Konstruktiva egenskaper.....                                                      | 55        |
| 4.3.8.1  | Tryck och draghållfasthet.....                                                    | 55        |
| 4.3.8.2  | Vidhäftning mellan armering och betong.....                                       | 55        |
| 4.4      | Beständighet hos permanenta slitsmurskonstruktioner.....                          | 57        |
| 4.4.1    | Allmänt.....                                                                      | 57        |
| 4.4.2    | Exponeringsmiljön .....                                                           | 57        |
| 4.4.3    | Delmaterial i betongen blandas med .....                                          | 58        |
| 4.4.4    | Arbetsutförande .....                                                             | 59        |
| 4.4.5    | Beständighet hos permanenta slitsmurar – uppgifter i litteraturen .....           | 62        |
| 4.4.6    | Dimensionering för beständighet.....                                              | 62        |
| 4.4.6.1  | Metoder.....                                                                      | 62        |
| 4.4.6.2  | Beständighetsdimensionering enligt strategi A ("tabellmetod").....                | 63        |
| 4.4.6.3  | Beständighetsdimensionering enligt strategi B ("beräkningsmetod").....            | 63        |
| <b>5</b> | <b>Kvalitetssäkring av permanenta slitsmurar .....</b>                            | <b>65</b> |
| 5.1      | Kontroll och inspektion.....                                                      | 65        |
| 5.1.1    | Kontroll .....                                                                    | 65        |
| 5.1.2    | Svenska normer.....                                                               | 65        |
| 5.1.2.1  | BKR och BBK 04.....                                                               | 65        |
| 5.1.2.2  | Bro 2004 och Tunnel 2004.....                                                     | 66        |
| 5.1.2.3  | Slitsmurar .....                                                                  | 66        |
| 5.1.3    | Exempel på provningar.....                                                        | 67        |
| 5.1.3.1  | Kontroll och provning i samband med tillverkning av betong.....                   | 67        |
| 5.1.3.2  | Mottagningskontroll/provning.....                                                 | 68        |
| 5.1.3.3  | Utförandekontroll .....                                                           | 68        |
| 5.1.3.4  | Övriga provningar .....                                                           | 70        |
| 5.1.3.5  | Utbildningskrav .....                                                             | 70        |
| 5.1.4    | Oförstörande provning – arbete kvarstår.....                                      | 71        |
| 5.1.4.1  | Orientering.....                                                                  | 71        |
| 5.1.4.2  | Seismiska/akustiska metoder.....                                                  | 71        |
| 5.1.5    | Elektromagnetiska metoder. ....                                                   | 73        |
| 5.1.6    | Radiografiska metoder.....                                                        | 73        |
| 5.1.6.1  | Rekommendation och sammanställning.....                                           | 74        |
| <b>6</b> | <b>Erfarenhetsåterföring av permanenta slitsmurar .....</b>                       | <b>75</b> |
| 6.1      | Nationella erfarenheter.....                                                      | 75        |
| 6.1.1    | Erfarenheter från Götatunneln.....                                                | 75        |
| 6.1.1.1  | Uppbyggnad och betong.....                                                        | 75        |
| 6.1.1.2  | Provningar utförda av entreprenören.....                                          | 76        |
| 6.1.1.3  | Provtagning på konstruktion .....                                                 | 76        |
| 6.1.1.4  | Visuella inspektioner av slitsmuren samt bestämning av täckande betongskikt ..... | 77        |
| 6.1.1.5  | Provning av hållfasthet.....                                                      | 79        |
| 6.1.1.6  | Kloridmigrationskoefficient – $D_{CTH}$ .....                                     | 81        |
| 6.1.1.7  | Betongens kapillärsugning .....                                                   | 82        |
| 6.1.1.8  | Analys och diskussion.....                                                        | 83        |
| 6.1.1.9  | Avslutande kommentarer.....                                                       | 86        |

|                |                                                                                     |            |
|----------------|-------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 6.1.2          | Citytunneln .....                                                                   | 87         |
| 6.1.2.1        | Allmänt .....                                                                       | 87         |
| 6.1.2.2        | Provningar utförda av entreprenören .....                                           | 88         |
| 6.1.2.3        | Provtagning på konstruktion .....                                                   | 89         |
| 6.1.2.4        | Visuella inspektioner av slitsmuren .....                                           | 90         |
| 6.1.2.5        | Visuella observationer gjorda på utborrade kärnor .....                             | 90         |
| 6.1.2.6        | Provning av hållfasthet samt densitet .....                                         | 91         |
| 6.1.2.7        | Kloridmigrationskoefficient – $D_{CTH}$ .....                                       | 93         |
| 6.1.2.8        | Betongens kapillärsugning .....                                                     | 95         |
| 6.1.2.9        | Analys och diskussion .....                                                         | 96         |
| 6.1.2.10       | Avslutade kommentarer .....                                                         | 104        |
| 6.2            | Internationella erfarenheter .....                                                  | 105        |
| 6.2.1          | Allmänt .....                                                                       | 105        |
| 6.2.2          | Byggherrens/ägarens erfarenheter .....                                              | 105        |
| 6.2.3          | Entreprenörens erfarenheter .....                                                   | 106        |
| 6.2.4          | Workshop .....                                                                      | 106        |
| <b>7</b>       | <b>Diskussion .....</b>                                                             | <b>107</b> |
| 7.1            | Samverkan mellan slitsmur och omgivande jord .....                                  | 107        |
| 7.1.1          | Dimensionering av samverkanskonstruktion .....                                      | 107        |
| 7.1.2          | Lasteffekter .....                                                                  | 107        |
| 7.1.3          | Täthet .....                                                                        | 108        |
| 7.1.4          | Olika alternativ .....                                                              | 109        |
| 7.2            | Påverkan av geotekniska förhållanden på slitsmurens kvalitet och beständighet ..... | 110        |
| 7.3            | Stighastighetens inverkan .....                                                     | 111        |
| 7.4            | Slitsmurens täthet .....                                                            | 112        |
| 7.4.1          | Orientering .....                                                                   | 112        |
| 7.4.2          | Täthet i slitsmurspanel .....                                                       | 112        |
| 7.4.2.1        | Osprucket tvärsnitt .....                                                           | 112        |
| 7.4.2.2        | Sprucket tvärsnitt .....                                                            | 113        |
| 7.4.2.3        | Exempel från Citytunnelprojektet i Malmö .....                                      | 114        |
| 7.4.2.4        | Inverkan av omgivande jord .....                                                    | 114        |
| 7.4.2.5        | Rekommenderat tillvägagångssätt för kontroll av täthet i slitsmurspanel .....       | 114        |
| 7.4.3          | Täthet i fogar .....                                                                | 115        |
| 7.5            | Krav på sprickbredd .....                                                           | 116        |
| 7.5.1          | Permanentskedet .....                                                               | 116        |
| 7.5.2          | Byggskedet .....                                                                    | 116        |
| 7.6            | Armeringsutformning .....                                                           | 117        |
| 7.7            | Frostbeständig betong i slitsmurar .....                                            | 117        |
| 7.8            | Stödvätskans inverkan på betongkvaliteten .....                                     | 119        |
| 7.9            | Slitsmurens beständighet mot klorider .....                                         | 121        |
| 7.10           | Påverkan på slitsmurens kvalitet av arbetsutförande, kontroll etc. ....             | 122        |
| <b>8</b>       | <b>Slutsatser och rekommendationer .....</b>                                        | <b>123</b> |
| <b>9</b>       | <b>Referenser .....</b>                                                             | <b>125</b> |
| <b>Bilagor</b> |                                                                                     |            |
| Bilaga A       | Vertikala fogar                                                                     |            |
| Bilaga B       | Krav på kontroller vid byggandet av en slitsmur (enligt EN 1538)                    |            |
| Bilaga C       | Bestämning av betongens kapillärsugande förmåga                                     |            |
| Bilaga D       | Resultat av provningar – Citytunneln                                                |            |
| Bilaga E       | Slutsatser från workshop 2005-05-20                                                 |            |
| Bilaga F       | Enkätssammanställning                                                               |            |

## SAMMANFATTNING

Slitsmursteknik är internationellt en vanligt förekommande metod. Den användes framförallt vid djupa schakter för källare och infrastrukturkonstruktioner i innerstadsbebyggelse. Ett annat användningsområde är som tätskärm vid dammar eller deponier. När slitsmuren användes vid djupa schakter utnyttjas den normalt också i den permanenta konstruktionen, vilket ökar metodens ekonomiska konkurrenskraft. Vid tät stadsbyggnad har metoden stora fördelar tack vare sin begränsade omgivningspåverkan (buller, damm, deformationer etc.) jämfört med spontslagning och sin goda ekonomi när den kan utnyttjas som permanent konstruktion.

I Sverige har slitsmurar använts endast vid ett fåtal tillfällen och då endast som temporär konstruktion. De senaste exemplen är Götatunneln i Göteborg och Citytunneln i Malmö. Med ett ökat undermarksbyggande i våra större städer har intresset ökat för att också utnyttja slitsmuren i den permanenta konstruktionen och därigenom öka den ekonomiska nyttan och även ta mindre mark i anspråk under byggandet.

I avsikt att utreda möjligheten att kunna acceptera slitsmuren i permanenta konstruktioner tog Vägverket under år 2004 initiativet till ett branschgemensamt utvecklingsprojekt med Vägverket, Banverket och SBUF som finansiärer. Projektet skall resultera i en rekommendation om vilka begränsningar och förändringar som erfordras för att kunna utnyttja tekniken. Alternativt skall projektet utmynnas i ett motiverat avstyrkande av tekniken. Behov av ytterligare utvecklingsarbete skall också identifieras.

För projektets genomförande har en projektgrupp tillsatts representerande expertis inom de olika områden som är relevanta för slitsmurar. En referensgrupp med representerande för myndigheter, utförare, konsulter och högskolor har sammankallats vid två tillfällen. Enskilda personer i referensgruppen har intervjuats i speciella frågeställningar.

Efter inledande litteraturstudier och seminarier i samband med en slitsmurskonferens arrangerad av Vägverket och Banverket har arbetet koncentrerats på följande områden:

- Slitsmurens beständighet, framför allt frågeställningar beträffande krav på material och utförande, konstruktiva lösningar samt sprickbreddsbegränsningar.
- Geotekniska frågeställningar speciellt med koppling till påverkan på slitsmurens täthet, kvalitet och beständighet.
- Inverkan av stödvätska på den färdiga slitsmurskonstruktionens egenskaper
- Internationella erfarenheter – brukare och entreprenörer har intervjuats om erfarenheter i driftsskedet och under utförandet.

Arbetet och analyser har baserat på litteraturstudier, enkätsvar från beställare och entreprenörer, intervjuer med experter och myndigheter samt egna erfarenheter av slitsmursarbeten inom projektgruppen. För utredning av stödvätskans inverkan på den färdiga slitsmuren har fältförsök utförts vid Citytunnelprojektet i Malmö.

Projektgruppen finner att man med dagens kunskaper kan rekommendera slitsmurar för permanent bruk under vissa förutsättningar, till exempel:

- Betongens  $v_{ct_{ekv}}$  skall inte överskrida 0,50.
- Vid konstruktioner med miljöbelastning motsvarande vägmiljö samt vid krav på torr inomhusmiljö bör en inre betongvägg utföras innanför slitsmuren.
- Sprickvidden vid annan miljöbelastning än ovan bör inte överstiga 0,40 mm respektive 0,30 mm i bygg- respektive permanentskedet vid samtidigt uppfyllnad av täthetskraven.
- Erforderlig förankrings- och skarvlängd av armeringsstänger ökas med 10 %.

Vissa frågeställningar bör belysas ytterligare för att eventuellt kunna öka potential och ekonomi för permanenta slitsmurar, till exempel:

- Storlek av belastningar på grund av samverkan mellan slitsmur och omgivande jord.
- Påverkan av slitsmurens täthet på omgivningen.
- Ett mer nyanserat sätt att formulera sprickbreddskrav för att på ett relevant sätt kunna hantera vattentäthet, beständighet och omgivningspåverkan både i bygg- och permanentskedet.
- Påverkan på betongens egenskaper såsom hållfasthet, vidhäftning och täthet av stödvätska, tillsatsmedel och arbetsutförande.

Viktiga faktorer för att uppnå en bra kvalitet på den permanenta slitsmuren är bland annat:

- Arbetsutförandet och erfarenheten hos slitsmursentreprenören är av avgörande betydelse för en bra kvalitet.
- Samverkan mellan projektör, entreprenör och beställare är viktigt för att uppnå ett bra resultat.
- Armeringens utformning och detaljlösningar vid anslutande bjälklag bör ägnas speciell omsorg. För tätt armerade konstruktioner kan motverka sitt syfte.
- Stödvätskans egenskaper och hantering har en avgörande inverkan på slutproduktens kvalitet.

# **1 Inledning**

## **1.1 Bakgrund**

Slitsmursteknik är internationellt en vanligt förekommande metod. Den användes framförallt vid djupa schakter för källare och infrastrukturkonstruktioner i innerstadsbebyggelse. Ett annat användningsområde är som tätskärm vid dammar eller deponier. När slitsmuren användes vid djupa schakter utnyttjas den normalt också i den permanenta konstruktionen, vilket ökar metodens ekonomiska konkurrenskraft. Den Europeiska Standaren EN 1538, CEN 2000), anger också regler för utförande av slitsmurar både som temporär och permanent konstruktionsdel.

Fördelen med slitsmurar är att de åstadkommer styva och täta konstruktioner med minskad omgivningspåverkan som buller, deformationer, grundvattensänkningar och trafikstörningar. De senare faktorerna har stor betydelse för den redan tidigare påfrestade stadsmiljön, vilket gör metoden samhällsekonomiskt intressant.

Metoden har dock praktiserats endast vid några enstaka tillfällen i Sverige. En bidragande orsak till detta är troligen att myndigheterna/beställarna normalt inte velat acceptera slitsmuren som permanent konstruktionsdel. Detta har inneburit att metoden också tappat i konkurrenskraft jämfört med exempelvis stålspont. En avgörande orsak till detta ställningstagande är sannolikt att berörda myndigheter/beställare befarat framtida beständighetsproblem och att osäkerhet funnits om möjligheten att tillverka en slitsmur som uppfyller de krav som ställs på en permanent betongkonstruktion.

## **1.2 Syfte**

Syftet med föreliggande projekt är utvärdera om det är acceptabelt att utnyttja slitsmurtekniken för permanenta konstruktioner och i så fall identifiera nödvändiga krav och restriktioner. Projektet skall resultera i en rekommendation för hur normer och teknik bör tillämpas för att slitsmurtekniken skall kunna tillåtas som permanenta konstruktioner. Alternativt skall projektet utmynna i ett motiverat avstyrkande av tekniken eller ange begränsningar för dess tillämpning.

## **1.3 Genomförande**

Projektet har finansierats av SBUF, Vägverket och Banverket i samverkan. För projektets genomförande har en projektgrupp tillsatts representerande expertis inom de olika områden som är relevanta för slitsmurar. En referensgrupp med representanter för myndigheter/beställare, utförare, konsulter och högskolor har sammankallats vid två tillfällen. Vidare har enskilda personer i referensgruppen intervjuats i speciella frågeställningar.

Efter inledande litteraturstudier och seminarier i samband med en slitsmurskonferens arrangerad av Vägverket och Banverket har arbetet koncentrerats på nedanstående problemställningar.



### **Konstruktion och beständighet:**

- Övergripande krav och påverkan
- Speciella krav på utförande och material samt kontroll av betongen
- Inverkan av stödvätska på betongens egenskaper
- Konstruktiva krav och lösningar
- Fältförsök vid Citytunnelprojektet i Malmö för jämförelse av kvalitet hos slitsmur med konventionellt gjuten betongvägg

### **Geoteknik:**

- Omgivningspåverkan
- Laster i permanentskedet
- Samverkan konstruktion/undergrund

### **Erfarenheter:**

- Beställarerfarenheter
- Erfarenheter från utförare med fokus på metoder och lösningar som påverkar kvalitet hos den permanenta slitsmuren
- Erfarenheter från fältförsök vid Götatunneln i Göteborg

Arbetet har, med undantag av fältförsök vid Citytunneln samt jämförande beräkningar, baserats på en kombination av litteraturstudier, enkätsvar från beställare och utförare, intervjuer med experter och myndigheter inom aktuella områden samt aktuella erfarenheter från projektgruppens medlemmar. Två stycken examensarbeten med anknytning till projektet har genomförts på Chalmers under projektiden, Lager och Persson(2005) samt Jansson och Wikström(2006), och relevanta slutsatser inarbetats i rapporten. Under arbetets gång har behov av fortsatta utredningar och försök identifierats. I samklang med detta har även förberedelser vidtagits för att kunna genomföra ett framtida fullskaleförsök av armeringens vidhäftning på en slitsmur i Citytunnelprojektet.

## 2 Allmänt om slitsmurar

### 2.1 Introduktion

Infrastrukturutbyggnad och uppförande av byggnader i centrala delar av våra städer är ofta förknippade med djupa schakter. Temporära stödkonstruktioner svarar därvid för en avsevärd del av kostnaderna. Slitsmurar är numera den vanligaste stödkonstruktionen nere i Europa såväl som i andra delar av världen, men har endast använts vid enstaka tillfällen i Sverige. Förutom som temporär stödkonstruktion utnyttjas slitsmurar även som permanenta källarväggar. Ett mycket vanligt användningsområde är vid tunnelbaneutbyggnad, speciellt vid stationslägen.

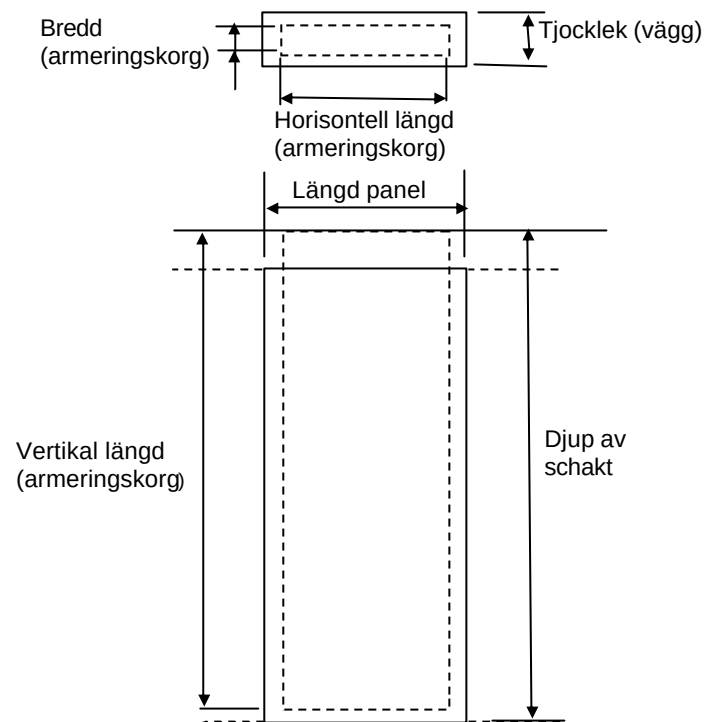
Exempel på tillämpningar i Norden är:

- Studenterlunden, järnvägstunnel genom centrala Oslo (permanent slitsmur) i lös lera.
- Norges Bank, SAS Radison Hotel och Telenors kontor i Oslo samt Drammens sjukhus. I samtliga dessa fall nyttjades slitsmurarna som permanenta grundläggningskonstruktioner i form av bärande källarväggar.
- Götatunneln i Göteborg 2001-2006 (temporära slitsmur) i lös lera. Inom delar där slitsmurarna avslutades i leran användes även tvärgående slitsmurar under slutlig schaktbotten.
- Citytunneln i Malmö 2006- (temporära slitsmur) i lermörän/kalkberg.
- Björvikatunneln i Oslo 2005- (temporära slitsmur) i lös lera.

Lastbärande slitsmurar utförs vanligen som platsgjutna betongkonstruktioner. Vid mindre schaktdjup förekommer även att källarväggar utförs som slitsmurar av prefabricerad betong. En annan typ av användning av slitsmurar är som tätskärmar, ”selfhardening fluid”. Den fortsatta framställningen begränsas dock till slitsmurar utförda som platsgjutna stödkonstruktioner av armerad betong

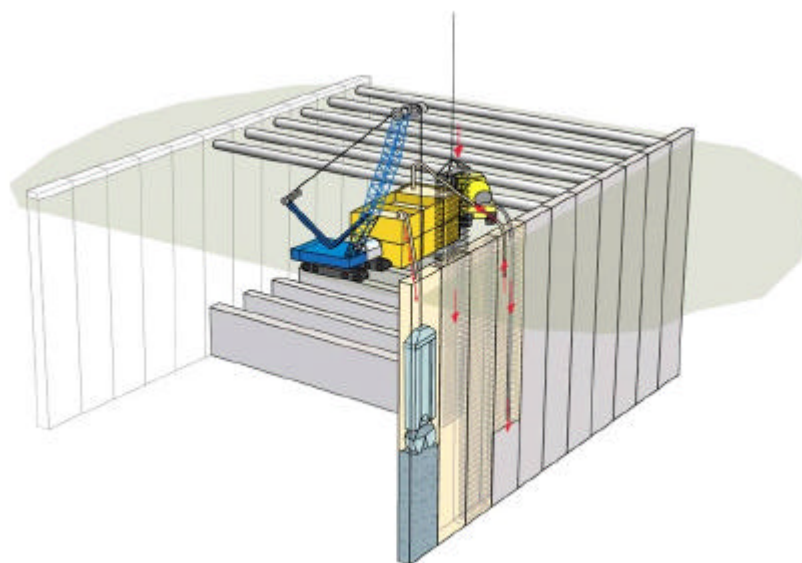
### 2.2 Utformning

Vid användning av slitsmurar stöttas schaktväggarna av platsgjutna armerade betongväggar där betongväggarna utgörs av ett stort antal paneler med mellanliggande vertikala fogar. Respektive panel är armerad, men armeringen överbryggas normalt inte fogarna, se avsnitt 4.3.2. Panelernas geometriska utformning beror huvudsakligen på rådande grundförhållanden, schaktdjup och erforderlig böjstyvhet. I Figur 2.1 framgår hur geometrin benämns enligt EN 1538. Panelernas horisontella längd varierar normalt mellan cirka 3 och 6 m medan tjockleken normalt varierar mellan cirka 0,6 och 1,4 m. I extrema fall kan paneler med ”T-tvärsnitt” tillverkas för att uppnå en mycket hög böjstyvhet. Slitsmurar har tillverkats till cirka 120 m djup.



Figur 2.1 Benämning på slitsmurens geometriska mått enligt EN 1538, som också används i denna rapport.

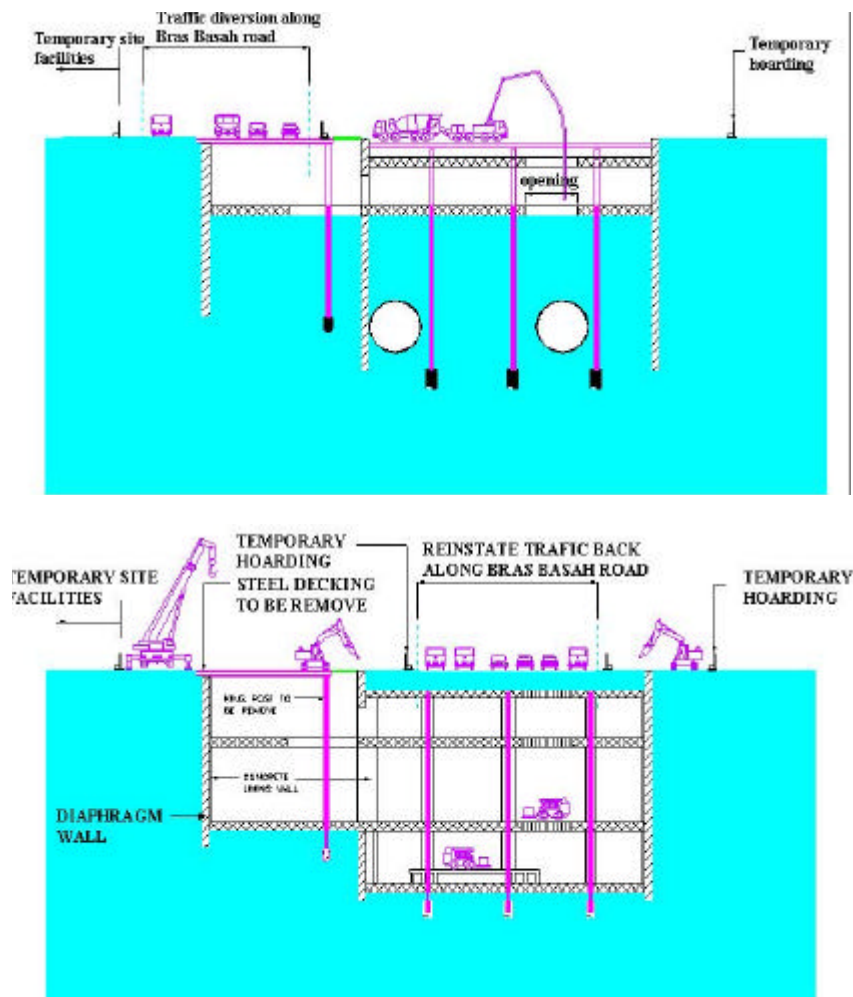
Vanligen installeras slitsmurarna ned till berg eller fastare jordlager i vilka erforderlig mothållande kraft utbildas i form av passivt jordtryck. Om detta ej är möjligt, till exempel vid djupa lager av lösa leror, kan tvärgående slitsmurar tillverkas under blivande schaktbotten innan schaktarbetena påbörjas, se Figur 2.2. Därmed kan omgivningspåverkan i form av markrörelser minimeras samtidigt som säkerheten mot bottenuppträckning förbättras avsevärt. Detta ställer dock stora krav på utförandet så att god anliggning erhålls mellan de längsgående och tvärgående panelerna. Denna metod har använts med framgång i ett antal projekt i Skandinavien; Studenterlunden och Björvika i Oslo samt Götatunneln i Göteborg.



Figur 2.2 Tvärgående slitsmurar som temporära stämp under schaktbotten. Principskiss från Götatunneln.

I de fall då slitsmuren skall föras ned i hårt och lutande berg krävs omfattande åtgärder i övergången mellan slitsmur och berg. Alternativa lösningar är då nedfräsning i berget eller en kombination av mejsling och rensning av bergets överyta med nedborring av kraftiga bergdubbar eller stålstag (som förspänns). På detta sätt möjliggörs överföring av vertikala och horisontella krafter mellan slitsmurar och berg. Om avsänkning av porttrycket erfordras i jordvolymen under blivande schaktbotten kan övergången jord/berg tätas genom jetinjektering och underliggande berg med ridåinjektering.

För att säkerställa stabiliteten vid schaktning erfordras invändiga stämp och/eller bakåtförankring för att stabilisera schaktväggarna. Den strukturella samverkan mellan de enskilda panelerna är dock begränsad eftersom de vertikala skarvarna normalt ej utformas med horisontellt korsande armering, även om en viss tvärkraftsöverföring kan åstadkommas med en lämplig fogutformning. Därför bör varje panel förankras med stag/stämp om hammarband ej nyttjas. Panelernas stora böjstyvhet, jämfört med konventionell stålspont möjliggör dock att endast någon eller några enstaka stämp/stagnivåer erfordras även vid stora schaktdjup. Ett alternativt utförande som kan utnyttjas är såkallad Top/Downutförande, se Figur 2.3.



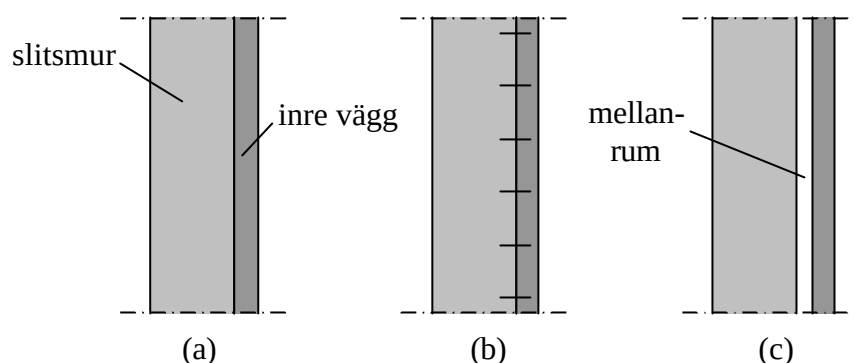
Figur 2.3 Schematisk figur för byggande av slitsmur med Top/Downutförande. enämning på slitsmurens geometriska mått enligt EN 1538, som också används i denna rapport. Från Noren (2005).

Top/Down innebär en arbetsordning med utförande av bärande bjälklag uppifrån och ner, dvs. man börjar med markbjälklaget och avslutar med nedersta källarbjälklaget. Schaktningen måste därvid successivt utföras under färdiggjutna bjälklag. Fördelen med detta förfarande är att de permanenta konstruktionerna kan utnyttjas för stöttning av väggarna. Slitsmurens stora böjstyvhet jämfört med andra stödkonstruktioner innebär att markrörelserna i anslutning till schakten kan minimeras. Den exakta storleken på markrörelsen beror bland annat på schaktdjup, antal stämp/stagnivåer, eventuell förspänning av stämp/stag och huruvida slitsmurarna avslutas i lös lera eller fästs in i berg. En avgörande betydelse för deformationernas storlek har naturligtvis även noggrannheten i arbetsutförandet. Ett exempel på en nyligen utförd permanent slitsvägg visas i Figur 2.4.



*Figur 2.4 Exempel på permanent slitsmur. Utbyggnad av järnvägsförbindelsen mellan London-Paris vid Stratford utanför London. De 17 m höga slitsmurarna fungerar som konsoler.*

En avgörande faktor för kvaliteten på den färdiga slitsmuren, speciellt för permanenta slitsmurar, är dess täthet. För att säkerställa tätheten utförs slitsmurar därför ibland som tvåskalsväggar, dvs. de platsgjutna panelerna kompletteras med ”inklädning” av betong efter schaktens utförande, se Figur 2.5. Om slitsmuren skall integreras i den permanenta konstruktionen bör panelskarvarna förses med ett tätande fogband. Slitsmurens täthet och de krav som ställs på denna behandlas mer ingående i avsnitt 4.3.6.



Figur 2.5: Schematisk bild av olika typer av tvåskalsvägg i en slitsmursvägg.

Slitsmurar kan utföras som enskals- respektive tvåskalsväggar. Vid enskalsväggar anbringas eventuellt något ytskikt av exempelvis estetiska skäl men bortsett från detta fungerar slitsmuren som ensam vägg. Vid en tvåskalsvägg, se Figur 2.5, anbringas en inre vägg som komplement till slitsmuren. Dessa tvåskalsväggar kan utföras enligt någon av följande principer:

- samverkanskonstruktioner, se Figur 2.5a, där både slitsmuren och den inre väggen är avsedd att vara lastbärande och är därför båda armerade med avseende på detta;
- en konstruktion där innerväggen endast är avsedd att bära vattentrycket, en så kallad "skinwall", och därför endast är armerad och dubbad till slitsmuren med avseende på detta, se Figur 2.5b;
- en konstruktion där innerväggen är en fristående vägg utan statisk funktion, se Figur 2.5c, och där eventuellt inläckande vatten kan dräneras bort i befintligt mellanrum mellan slitsmur och inre vägg.

Den inre väggen i en tvåskalsvägg kan med fördel utföras så att den fungerar både som barriär med avseende på det yttre vattentrycket samt som barriär för klorider och brandpåverkan från insidan.

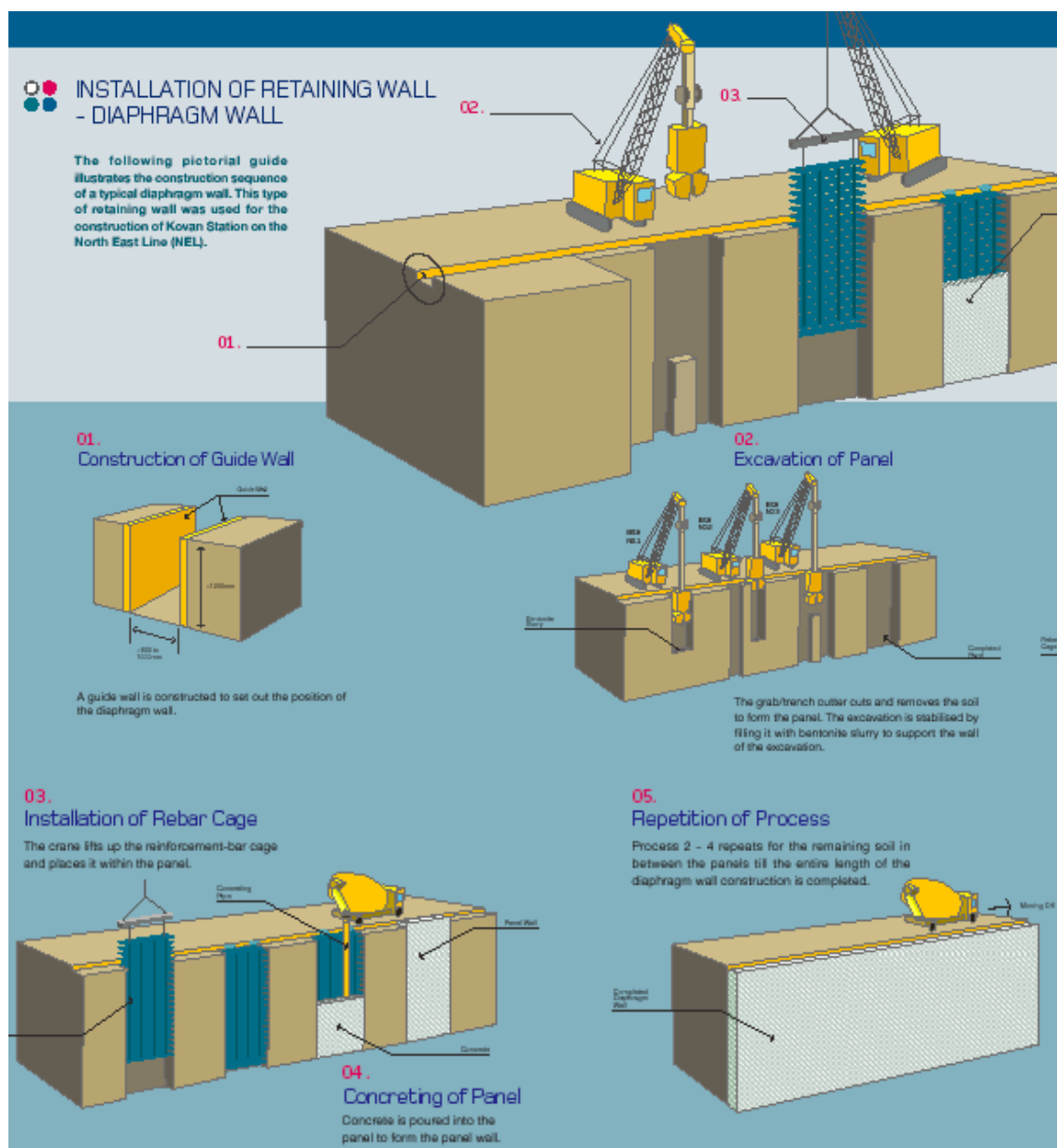
## 2.3 Utförande

Utförandet av slitsmurar kan schematiskt sammanfattas enligt följande:

- Schakt av vertikala slitsar i jorden utan konstruktivt stöd
- Stabilisering av schaktväggarna med hjälp av en stödvätska
- Gjutning av slitsmuren
- Gjutningen utförs som undervattensgjutning

Tillverkningen av slitsmurarna inleds med att en ledvägg, "guide wall", byggs på ömse sidor om den blivande slitsväggens övre del. Syftet med denna är bl.a. att säkerställa slitsmurens läge i plan och panelernas inbördes läge. Behovet av ledväggar medför att speciella åtgärder erfordras om slitsmurarna skall tillverkas med markytan belägen under vatten. Vid schakt för respektive panel är schaktgropen hela tiden fylld med en stödvätska (bentonitlera eller vatten, på senare år har även polymerer utnyttjats) som säkerställer att schaktväggarna är stabila. När panelschakten nått önskat djup rensas/byts stödvätskan varefter en armeringskorg sänks ned i

den vätskefyllda schakten. Därefter undervattengjutes panelen. I ändarna på respektive panelschakt placeras temporära ändelement så att de blivande fogarna mellan de intilliggande panelerna får önskad geometrisk utformning. Dessa ändelement tas normalt bort i samband med tillverkningen av den intilliggande panelen men kan även lämnas kvar med avsikt att förbättra samverkan och/eller täthet mellan intilliggande paneler. Tillverkningsprocessen för en slitsmur illustreras schematiskt i Figur 2.6.



Figur 2.6 Schematisk illustration av tillverkning av slitsmurar. Från LTA (2004).

Schaktarbetet för panelerna utförs med specialmaskiner med skopor eller roterande kuttrar, se Figur 2.7. De senare är mindre lämpliga i lera men kan användas för att underlätta passage genom hinder i jorden, till exempel befintliga pålar. Ett vanligt förfarande är att den översta delen av slitsmuren, normalt minst 0,5 m, bilas bort och ersätts av en platsgjuten betongbalk, en så kallad toppbalk. Detta har två syften, dels ersätts den översta delen av slitsmuren, som på grund av inblandning med stödvätska ofta har låg kvalitet, dels fungerar toppbalken som en lastfördelande konstruktion i slitsmurens längsled.



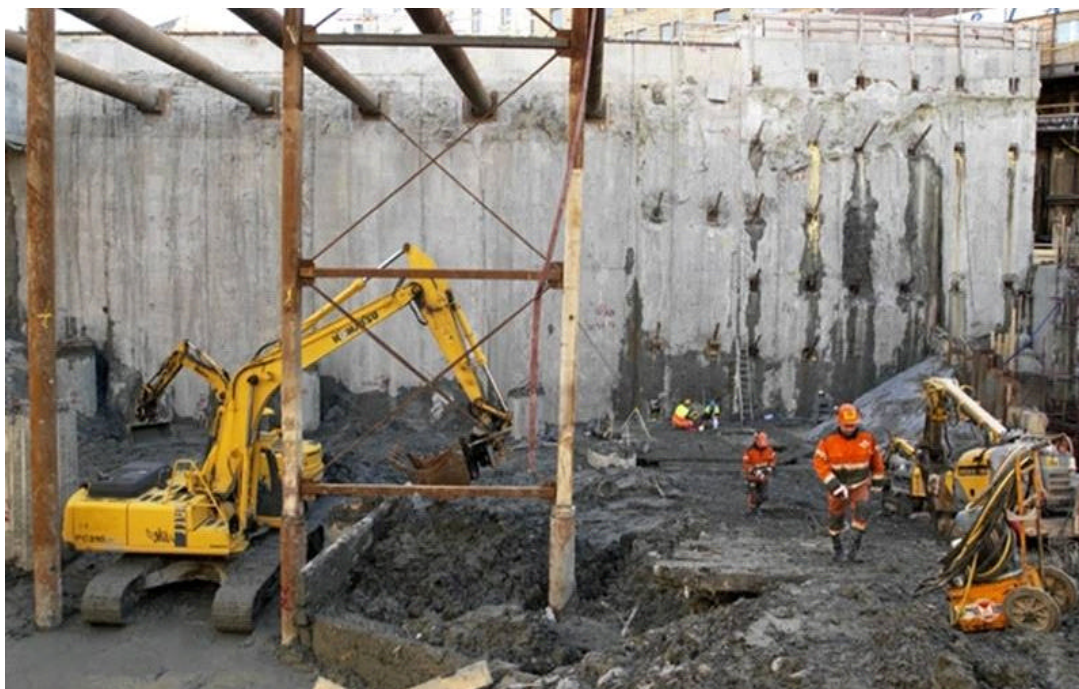


*Figur 2.7 Exempel på maskinutrustning som används för tillverkning av slitsmurar. Från Bauer (2006).*

Då slitsmurarna är färdigbyggda och har härdat kan det egentliga schaktarbetet för den underjordiska konstruktionen påbörjas, se Figur 2.8. Detta arbete bedrivs i princip normalt enligt förfarande vid såkallad Cut & Cover. Vid djupa schakter och konstruktioner i flera plan kan alternativt schaktning och byggande ske enligt Top/Down.

Vid slitsmurstillverkning i jord är bullernivån normalt inte högre än vid normalt anläggningsarbete. Även vibrationerna är normalt mycket små, men vid mejsling i berg ökar dessa. I schaktskedet ersätts jorden tillfälligt av en stödvätska. Därmed minskar markens tillgängliga sidomotstånd temporärt. Om en intilliggande byggnad till exempel är grundlagd direkt på mark och lämpliga förstärkningsåtgärder inte vidtas kan detta medföra att lokala sättningar utbildas innan det egentliga schaktarbetet för tunneln påbörjas. Minsta avstånd mellan slitsmurens såkallade ledvägg och intilliggande byggnad bör därför normalt vara minst 1 m för att minska denna risk.





*Figur 2.8 Slitsmurar som temporära stödkonstruktioner. Från Götatunneln. Jordlagerföljden med ett par meters fyllnadsmassor över homogen lera kan avläsas från yststrukturen på slitsmuren. Okulärt tät konstruktion utom vid staggenomföringar och enstaka skarvar.*

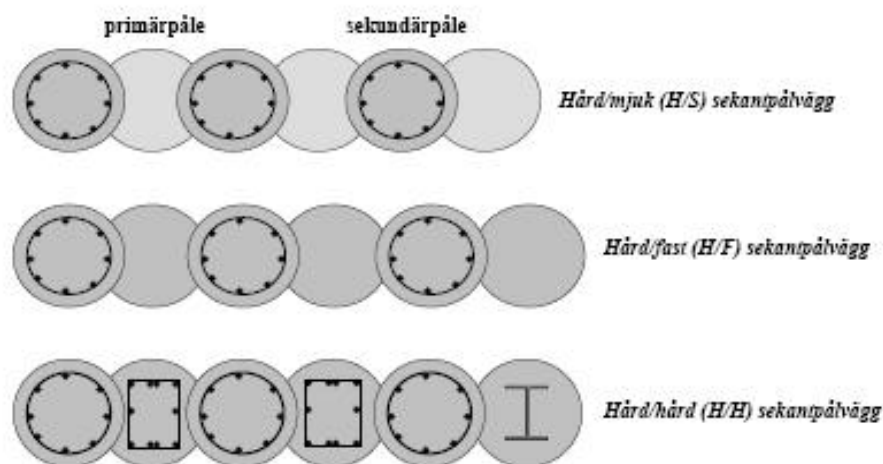
## 2.4 Jämförelse med andra metoder

Alternativ till utförande av stödkonstruktioner i stället för slitsmurar för slitsmurar är främst

- Traditionellt slagen stålspons
- Sekantpåleväggar

Stödkonstruktioner med stålspons är det helt dominerande alternativet i Sverige idag. Detta innebär också att det för detta utförande finns en stor erfarenhet och kunskap byggt bl. a. på lång tradition. Stålspons används huvudsakligen för temporära konstruktioner. Ett vanligt undantag är som stödkonstruktioner vid kajer. Jämfört med slitsmurar är stålsponter betydligt vekare. Detta innebär en nackdel jämfört med slitsmurar speciellt vid djupa schakter och när kraven på begränsad omgivningspåverkan är hårda. En annan nackdel är att installationen alstrar buller och vibrationer. För de flesta konventionella stödkonstruktioner är dock stålspons ett ekonomiskt mycket fördelaktigt alternativ.

Sekantpåleväggar har många likheter med slitsmurar. Liksom för slitsmurar utförs stödväggen av ett antal platsgjutna betongkonstruktioner i marken. Jämfört med slitsmurar utgörs dock dessa av cirkulära pålar i stället för av rektangulära paneler, se Figur 2.9. Fördelen med detta är att väggarnas utformning i plan blir betydligt flexiblare. Däremot är det betydligt svårare att åstadkomma täta konstruktioner genom skarvarnas utformning. Detta kan i många fall vara en avgörande nackdel. En annan nackdel är att tvärsnittsutformningen medför att den armerade betongen inte utnyttjas konstruktivt lika effektivt. En närmare genomgång av sekantpåleväggar som stödkonstruktion redovisas i Åhnberg (2004).



Figur 2.9 Principfigur över olika typer av sekantpålvägg. Från Åhnberg (2004).

## 2.5 Anvisningar för slitsmurar

För dimensionering av slitsmurar finns idag inga specifika regler i Sverige. För dimensionering får därför utnyttjas gängse regelverk för bärande konstruktioner. Samma gäller i princip även övriga Europa. För utförandet, dvs. själva tillverkningsprocessen, finns emellertid numera en europeisk standard EN 1538, CEN (2000), vilken också finns utgiven som svensk standard SS-EN 1538, SIS (2000). Dessa båda är dock identiska och här hänvisas fortsättningsvis genomgående till den internationella versionen. För vissa delar av dimensioneringen, vilka har en direkt koppling till utförandet finns regler i EN 1538, till exempel för utformning av armering. EN 1538 är framtagen som en fristående komplettering till ENV1997-1, Eurocode 7 Part 1: Geotechnical Design. Utgående från EN 1538 är det därför tänkt att de övriga europeiska dimensioneringsreglerna för bärande konstruktioner, Eurocodes, skall användas i dimensioneringen. Under en övergångsfas, tills europastandarderna är implementerade fullt ut, kommer det i olika länder därför finnas ytterligare regelverk och anvisningar som ska följas. För väg- och järnvägsbyggande i Sverige utgår Banverkets och Vägverkets regelverk från Bro 2004, Vägverket (2004), som anger att slitsmurar ska beräknas, utföras samt kontrolleras i enlighet med EN 1538. Vidare ges ett antal ändringar och tillägg, bland annat att slitsmurar inte godtas som permanenta konstruktioner. I BV Bro finns även tillägget att temporära slitsmurar för järnvägs-konstruktioner endast få utföras efter särskilt medgivande från Banverket i varje enskilt fall. Hänvisningen till EN 1538 i Bro 2004 innebär en viss motsättning eftersom den förra enligt vad som sagts ovan inte omfattar beräkningsregler.

I EN 1538 hänvisas till Eurocode. I Bro 2004 anges dock att Bro 2004 ska gälla framför Eurocode. Exempelvis ska hänvisningar i EN 1538 till EN 1992-1-1, CEN (2004), ersättas med hänvisning till kapitel 4 och 5 i Bro 2004. I praktiken innebär detta därför att slitsmurar ingående i väg- och tunnelkonstruktioner i Sverige i nuläget ska konstrueras och byggas utgående från EN 1538 och Bro 2004.

Inför byggandet av de så kallade Stockholmsprojekten, bland annat Södra Länken, lät Vägverket utarbeta en rapport för dimensionering av slitsmurar, "Slitsmurar som permanent konstruktionsdel – dimensionering", RAP 1997:0288, Vägverket (1998). Denna rapport har, i

avsaknad av andra regler, fortfarande en viss officiell status och kan utnyttjas för dimensionering av slitsmurar. I enlighet med vad som sagts ovan godtar Vägverket och Banverket i nuläget dock inte slitsmurar som permanenta konstruktioner.

I vissa europeiska länder med lång erfarenhet av slitsmurar finns nationella regler och praxis för såväl dimensionering som utförande av slitsmurar. Som exempel kan nämnas den tyska DIN 4126, "Cast-in-situ concrete diaphragm walls – Design and construction", DIN (1986), och den österrikiska "Richtlinie Dichte Schlitzwände", fortsättningsvis benämnd RDS (2002), vilka båda hänvisas till i den här rapporten.

## 2.6 Identifiering av kritiska parametrar

Vid användande av slitsmurar som delar i en permanent konstruktion finns ett antal kritiska parametrar som särskilt behöver beaktas. Här identifierade kritiska parametrar listas i Tabell 2.1 och behandlas mer ingående i rapporten som helhet. Flera av dessa kritiska moment hör också samman och påverkar varandra inbördes i olika grad.

Tabell 2.1 Kritiska parametrar för permanenta slitsmurar.

| Kritisk parameter               | Kommentar                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
|---------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Vattentäthet                    | Krav på en vattentät konstruktion kan ha sin bakgrund i både temporära och permanenta förhållandena innanför och utanför schakten och är ofta en kritisk parameter på både kort och lång sikt. Vattentätheten kan delas upp i hur den fungerar i slitsmurspanelerna samt i fogar mellan anslutande paneler respektive paneler och bjälklag och kan påverka tillåten sprickbredd samt erforderlig foglösning. |
| Beständighet                    | Risk för exempelvis kloridangrepp eller karbonatisering kan ställa höga krav på slitsmurens beständighet vilket påverkar betongval, erforderligt täckande betongskikt samt tillåten sprickbredd. Vidare kan betongens frostbeständighet utgöra ett problem eftersom det kan uppstå problem att uppnå tillräcklig sådan i en undervattensgjuten betong.                                                       |
| Sprickbredd                     | Av täthets- och/eller beständighetsskäl råder normalt höga krav på tillåten sprickbredd i slitsmuren. Detta leder till stora armeringsmängder, vilket i sin tur kan få negativ inverkan på betongens gjutkvalitet.                                                                                                                                                                                           |
| Armeringsutformning             | Tillverkningsförfarandet av en slitsmur ställer speciella krav på armeringsutformningen för att uppnå en god gjutning. Vidare utgör kopplingen mellan olika konstruktionsdelar kritiska områden vars lösningar har inverkan på slitsmurens framtida kvalitet. Ett användande av stora armeringsmängder riskerar att resultera i sämre kvalitet hos betonggjutningen i dessa områden.                         |
| Inverkan på material-egenskaper | Den stödvätska och tillverkningsmetod som används vid tillverkning av slitsmurar riskerar ge en negativ påverkan på betongens slutliga materialegenskaper, till exempel hållfasthet och/eller kloridtäthet, vilket kan påverka möjligheten att uppfylla såväl bärighets- som beständighetskrav.                                                                                                              |
| Möjlighet till inspektion       | Möjligheten att under arbetets gång samt för färdig konstruktion inspektera slitsmuren är mer begränsad än motsvarande betongkonstruktion gjuten under "normala" förhållanden ovan mark. Detta medför därför högre kontrollkrav på utförandet i de skeden som kan kontrolleras.                                                                                                                              |

## 3 Geoteknik för permanenta slitsmurar

### 3.1 Allmänt

”Dimensionering skall genomföras med hänsyn till samtliga de påverkningar som slitsmuren och omgivande jord utsätts för under utförande och brukande. Vid beräkning av aktuellt jordtryck mot konstruktionen i olika skeden skall hänsyn tas till inverkan av förskjutningarnas storlek och riktning”. Ovanstående citat är hämtat från Vägverkets rapport 1997:0288, ”Slitsmurar som permanent konstruktionsdel”, Vägverket (1998). I sin allmänna formulering sammanfattar det den grundläggande problemställningen vid dimensionering av slitsmurar. Rapporten behandlar sedan mer detaljerat ett flertal viktiga frågeställningar ur ett geotekniskt perspektiv.

Ur geoteknisk synvinkel är samverkan mellan de permanenta slitsmurarna och omgivande jord av primärt intresse. Å ena sidan ger den omgivande jorden upphov till ett jordtryck (och porvattentryck) på slitsmurarna, medan bland annat slitsmurarnas styvhet (inklusive stämp, förankringar eller dylikt) och täthet påverkar hur jordens spänningstillstånd förändras. Eftersom såväl jordtrycket som slitsmurarnas styvhet varierar med tiden behöver det vid dimensionering studeras flera skeden för att klargöra hur de permanenta slitsmurarna skall byggas och utformas. Att samverkan mellan stödkonstruktioner och omgivande jord är av intresse är naturligtvis inte specifikt för slitsmurar utan gäller allmänt för alla stödkonstruktioner. Specifikt för användning av slitsmurar i Sverige är dock att det finns en begränsad erfarenhet och kunskap eftersom de geotekniska förutsättningarna skiljer sig mellan olika delar av världen.

Pågående forskning, kopplad till lösa lerors hållfasthet, tyder på att ny och förfinad kunskap om lerors beteende kan medföra att en ökad skjuvhållfasthet jämfört med dagens praxis, till exempel enligt RAP 1997:0288, Vägverket (1998), kan tillgodoräknas i dimensioneringen. Framförallt gäller detta stabiliteten kopplad till bottenuppträckning, se även avsnitt 3.3.

### 3.2 Installation av slitsmur

#### 3.2.1 Stabilitet av slits

Schakten av slitsen måste vara geomekaniskt stabil vilket normalt kräver att schakten utförs med schaktgropen fylld med en stödvätska. Beroende på den omgivande jordens egenskaper (tunghet, hållfasthet), eventuella yttre laster samt schaktens geometriska utformning (bredd, längd, djup) ställs olika krav på det mothållande tryck som stödvätskan skall resultera i.

Kvaliteten på den färdiga slitsmuren är till stor del avhängigt möjligheten att utföra en slits med höga krav på deformationsstabilitet och med innehållna krav på dimensioner av slitsen. Jordarten har därvid en avgörande betydelse.

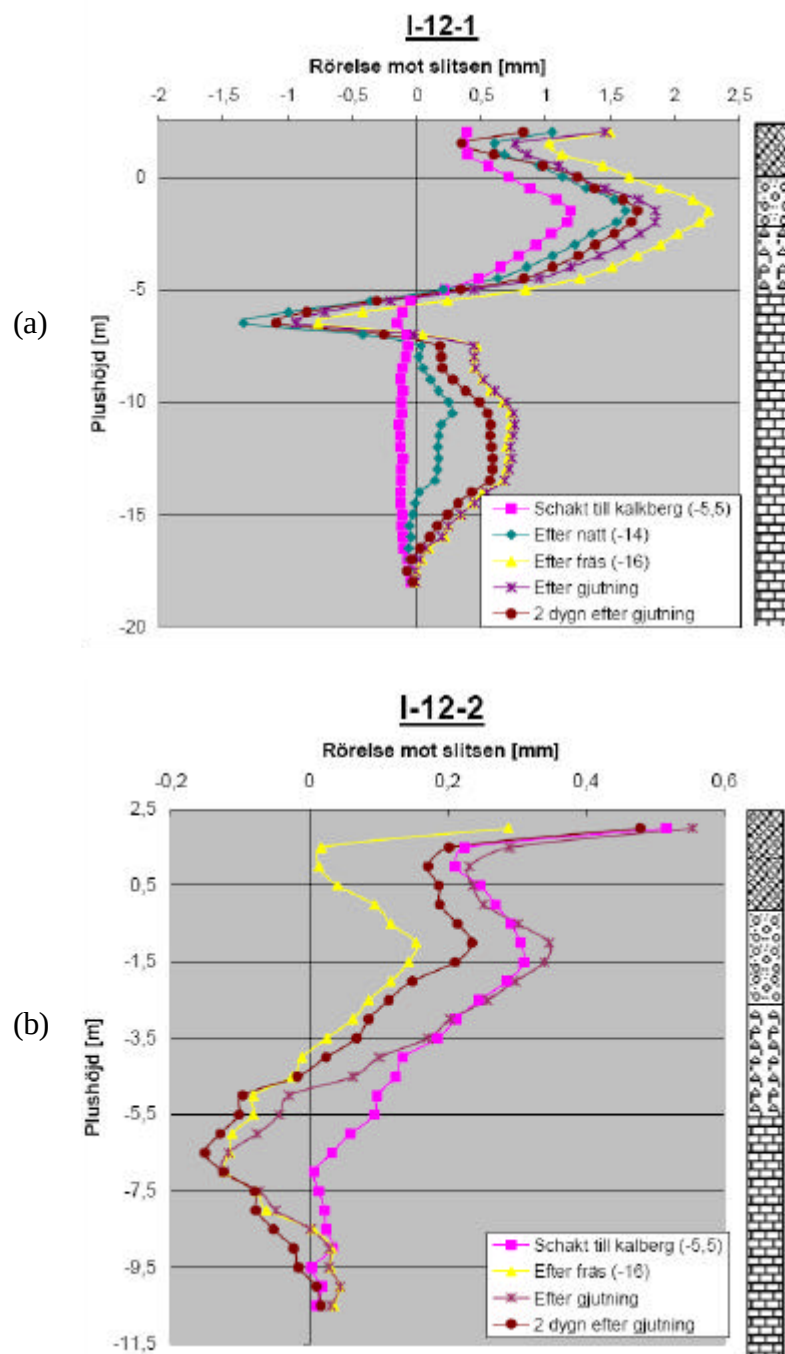
- **Kohesionsjord/Lera:** Låg permeabilitet. Möjlighet att få en jämn, tät vägg är störst i homogena lerjordar. Under gynnsamma förhållanden kan stödvätska av bentonit bytas ut mot vatten. De negativa effekter som eventuellt kan fås på grund av bentonitsuspensionen, till exempel försämrad betonghållfasthet eller armeringsvidhäftning, kan då undvikas.

- **Friktionsjordar:** Hög permeabilitet. Detta ställer krav på stödvätskans egenskaper genom att denna måste åstadkomma ett tätande skikt mot omgivande jord. Generellt kan dock bra kvalitet erhållas för slitsmurar i friktionsjordar. Vid förekomst av block i jorden kan kvaliteten hos den färdiga slitsmuren påverkas
- **Berg:** Förekomst av hårda bergarter kan innebära att slitsmuren inte kan nedföras till avsett djup på grund av begränsningar i schaktutrustningens kapacitet. Detta påverkar också kvaliteten av den färdiga väggen på grund av eventuella diskontinuiteter och svårigheter att komplettera väggen i samband med schakten.

Normalt används stödvätska med någon form av tillsats jämfört med rent vatten, till exempel genom tillsättning av bentonit, för att åstadkomma tillräcklig täthet mot omgivande jord. Detta påverkar betongens och armeringens egenskaper och samverkan mellan dessa på lång (och kort) sikt, se avsnitt 4.3.8. Om den omgivande jordens porositet är hög och/eller strömmande grundvatten förekommer måste stödvätskans viskositet anpassas så att den inte rinner ut ur panelschakten. Om så skulle inträffa äventyras dels panelschaktens geomekaniska stabilitet och dels kan oönskade ämnen spridas i omgivande jord. Förekomst av genomsläppliga jordlager kan alltså orsaka förlust av stödvätska med stabilitetsrisker och inträngande jordmassor som följd. Detta kan också vara fallet om friktionsjorden har väldigt dålig sammanhållning (stritt material). I detta fall måste jordmassan i regel injekteras innan schakt för slitsmuren påbörjas. För lera gäller att genomsläppliga skikt i leran eller ovanförliggande fyllnadsmassor innebär att stödvätskan inte utan vidare kan bytas ut mot rent vatten. Semiempiriska beräkningsmetoder för kohesions- och friktionsjord har tagits fram i exempelvis Norge, Aas (1976).

Deformationer av slitsen i samband med schakten av densamma är i allmänhet små. Mätningar av provslits för Götatunneln, dvs. i lös lera visade på horisontella deformationer mindre än 10 mm. Mätningar för Citytunneln i Malmö, dvs. schakt i lermorän resulterade i rörelser mindre än 5 mm, se Figur 3.1. Detta bygger dock på förutsättningen att slitsen schaktas med tillräcklig stabilitet. Vid låg stabilitet, dock inte brott, kan stora rörelser uppkomma och i litteraturen finns fall på rörelser upptill 50 mm rapporterade.

Deformationen enligt Figur 3.1a på nivån -6 m är ett resultat av förlust av stödvätska från slitsen till de övre lagret av kalkberget. Den uppmätta rörelsen är förmodligen en rörelse av inklinometern jämfört med omgivande berg.



Figur 3.1: Resultat av inklinometermätningar mittför slits i samband med slitsschakt i Citytunneln i Malmö. Panellängd 6,8 m, tjocklek 0,8 m, schaktdjup 18 m varav 7,5 m i fyllning/lermorän och resten i kalkberg. (a) Inklinometer 1,3 m från slits; (b) Inklinometer 4,0 m från slits. Från Lager och Persson (2005).

### 3.2.2 Gjutning

I följande avsnitt görs en kort genomgång av förfarandet vid gjutning av betong i slitsmurar. Ytterligare information om betonggjutningen och hur detta kan påverka egenskaperna hos betongen redovisas i avsnitt 4.4.4.

Följande krav och rekommendationer på gjutningsförfarandet finns angivna i EN 1538:

- **Betongen.** Vid gjutning av permanenta slitsmurar skall betongen vara sammansatt enligt vad som beskrivs i avsnitt 4.2. Generellt betongen skall ha en sådan sammansättning att den vid gjutning fyller ut formen, omsluter armering, förblir homogen under hantering samt att konstruktionens beständighet blir tillfredsställande.
- **Gjutrörens position (horisontellt och vertikalt).** Om gjutningen görs i en **torr slits**, dvs. i en slits som grävts ut utan stödvätska, kan betongen pumpas. Betongen kan också vibreras, dock skall detta inte göras om betongens sättmått överstiger 100 mm. Vanligen är betongen mer lättflytande än så med ett flytmått före gjutning på 160-220 mm, vilket betyder att betongen inte får vibreras. Görs gjutningen i en **våt slits**, dvs. en slits som grävts ut med stödvätska (vilket normalt är fallet) skall betongen gjutas under stödvätskans nivå genom ett eller flera gjutrör. Används gjutrör är det viktigt att dessa är placerade korrekt i horisontell och vertikal led.
- **Stighastighet hos gjutningen.** Gjutningen av betong i slitsmurar bör ske med en viss stighastighet för att undvika inblandning av stödvätskan. I EN 1538 finns det därför en rekommendation att stighastigheten skall överstiga 3 m/h. Samma minimala stighastighet anges i DIN 4126 fast där som ett krav. Normalt anges också 10 m/h som en maximal stighastighet på gjutningen.
- **Kontinuitet under gjutning.** I samband med gjutning finns det en risk att betongen förlorar sin flytbarhet på grund av att betongen förlorar vatten till den omgivande jorden. Det är svårt att undvika denna förlust till och med om flyttillsatser och/eller vattenreducerande tillsatser används i betongen. För att undvika att vattenförlusterna under gjutningen blir för stora rekommenderas därför att gjutningen utförs utan alltför långa avbrott. Enligt Linder (2006) kan avbrott upp till 30 min accepteras. Dessutom påverkas vattenförlusten av hur tät den kaka som bildas i skiktet mellan stödvätska och omgivande jord blir. Hur tät denna kaka blir beror på stödvätskans sammansättning och egenskaperna hos den omgivande jorden – detta beskrivs mer utförligt i avsnitt 4.2.1.
- **Borttagning av översta delen av slitsmuren.** Den översta delen av betongen i den gjutna slitsmuren är vanligen kontaminerad med stödvätska. Därför sågas denna del bort efter att betongen härdat. Normalt kapas åtminstone de översta 0,5 m av den gjutna slitsmuren bort, DIN 4126.

### 3.3 Schaktning/Byggskede

I detta skede utförs huvudschakten för den underjordiska konstruktionen varefter konstruktionen färdigställs. Temporära eller permanenta stämp, bakåtförankringar, eller dylikt nyttjas för att bland annat begränsa slitsmurens påkänningar samt rörelser i omgivande mark och konstruktioner.

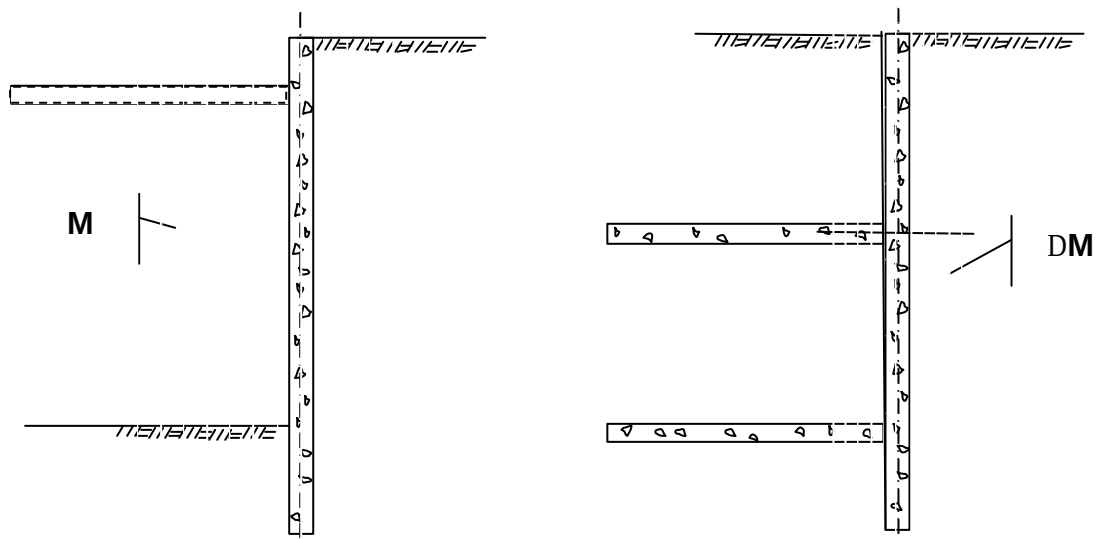
Placeringen av stämp, bakåtförankringar, eller dylikt påverkar storleken på och fördelning av moment och tvärkrafter längs slitsmurspanelen. I vissa fall kan snittkrafternas storlek i detta skede sannolikt vara större än de snittkrafter som uppkommer i permanentasketet. Vid exempelvis Götatunneln, entreprenad L2, krävdes djupa schakter i lös lera med delvis mycket stor mäktighet. I detta fall nyttjades en stämplnivå, belägen strax under ursprunglig markyta, samt en stämplnivå (i form av tvärgående slitsmurar) strax under slutlig schaktbotten, se Figur 3.2.



Den fria vertikala spännvidden i schaktskedet uppgick i detta fall till cirka 8-14 m vilket är betydligt mer än den fria höjden (cirka 7 m) i den blivande tunneln. I slutfasen av detta skede kan snittkrafternas storlek dock förändras högst påtagligt. Exempelvis kan omfattande återfyllning på taket av en djupt liggande tunnel medföra att snittkrafterna i slitsmurarna delvis "byter riktning" varvid dragspänningarna "byter sida" i tvärsnittet, jämför Figur 3.3. Om samma sprickviddskrav gäller i såväl det temporära skedet (byggskedet) som det permanenta skedet (brukskedet) ökar sannolikheten för att en eller flera faser i det temporära skedet styr utformningen av de permanenta slitsmurarna.



Figur 3.2 Götatunneln, Entreprenad L2. Stämpplacering vid nyttjande av temporära slitsmurar i lös lera med stor mäktighet.



Figur 3.3 Principiell momentfördelning i slitsmur stämpad i toppen och i botten (tvärgående slitsmur) efter avslutad schakt (vänster) samt principiell momentförändring på grund av återfyllning på tunneltak (höger).



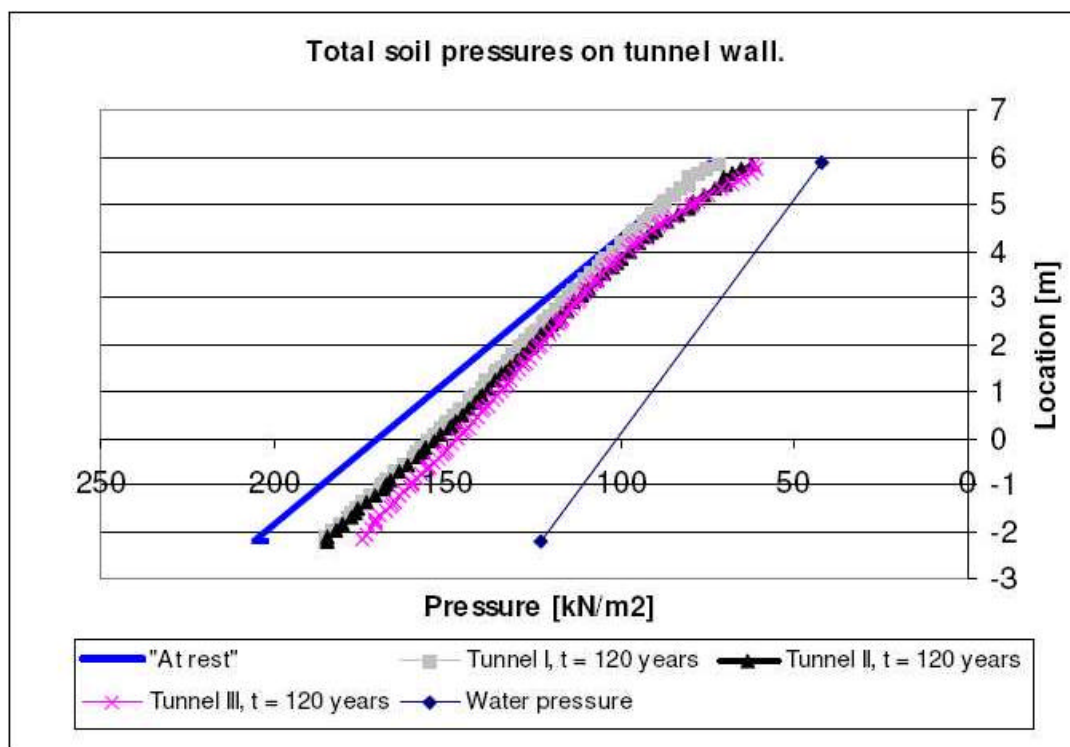
Eftersom slitsmurar är mycket styva stödkonstruktioner underskattar gränstillståndsanalyser (fullt utbildade aktiva och passiva jordtyck) normalt de snittkrafter som uppkommer. Således krävs en samverkansanalys som bland annat beaktar stödkonstruktionernas (slitsmur och stämp/bakåtförankringar) styvhet och jordens initiella spänningstillstånd, styvhet och hållfasthet. Analysen måste omfatta samtliga schakt- och byggetapper. Noggrannheten hos den konstitutiva modell som beskriver jordens mekaniska beteende (totalspännings-/effektivspänningsmodell, spännings-töjningssamband, anisotropieffekter, konsolideringseffekter, etc.) har stor betydelse för de beräknade snittkrafterna.

Eftersom jord är ett av naturen skapat material, dvs. dess egenskaper är i princip givna men till stor del okända, krävs tillräcklig omfattning och kvalitet på de undersökningar som utgör underlagsmaterial vid val av storleken på karakteristiska och dimensionerande materialegenskaper. Exempelvis kan nämnas att redan vid järnvägsutredningen för Västlänken (planerad framtida tåg tunnel under Göteborg) har utförts fler avancerade laboratorieundersökningar än vad som totalt utfördes för den i princip färdigställda Götatunneln i Göteborg. I järnvägsutredningen för Västlänken antyder utförda samverkansanalyser att de maximala påkänningarna i de föreslagna stödkonstruktionerna (slitsmurar) kan minskas med i storleksordningen 15-25 % i schaktskedet om analyserna baseras på resultat från de avancerade laboratorieundersökningarna istället för från konventionella undersökningar motsvarande de som nyttjades för Götatunneln. Detta innebär att det kan finnas stora ekonomiska fördelar med att tillämpa avancerade geotekniska undersökningar och materialmodeller vid dimensionering av slitsmurar i framtiden. Samtidigt måste man säkerställa att de erhållna resultaten är relevanta, med hänsyn till de stora risker som en felaktig beskrivning av jorden skulle innebära.

## **3.4 Permanent skede/Driftsskede**

### **3.4.1 Laster mot slitsmur**

Jordtrycket mot ytterväggen kan på lång sikt öka på grund av att de förhöjda skjuvspänningar som mobiliserats i jorden i samband med byggskedet sjunker på grund av krypfenomen i jorden. Förutsatt att inga yttre betingelser ändras återgår jordtrycket sannolikt till sitt naturliga vilotillstånd på mycket lång sikt. Hur stor del av en sådan jordtrycksökning som skall beaktas beror dock på konstruktionens dimensionerande livslängd och på hur hårt ansträngd jorden är efter avslutat byggskede. I Figur 3.4 presenteras resultatet av en beräkning av jordtrycket mot en slitsmurskonstruktion efter 120 år. Fallet behandlar ett fiktivt scenario att de slitsmurar som användes vid Götatunneln i Göteborg hade utnyttjats permanent i den färdiga tunneln.



Figur 3.4 Jordtryck mot slitsmur efter 120 år. Från Jansson och Wikström (2006).

Enligt Figur 3.4 är 120 år för "kort" tid för att vilojordtryck skall uppstå i det tänkta scenariot. En svårighet vid denna typ av beräkningar är att det finns ett behov av att kombinera icke-linjära jordmodeller med icke-linjära konstruktionsmodeller, vilket är ett forskningsområde som ännu är mycket outvecklat. Ett mindre kontroversiellt sätt att uttrycka ovanstående är att slitsmuren i permanentsskedet skall dimensioneras för vilojordtryck, men att en noggrann bestämning av vilojordtryckets storlek kräver en mycket avancerad analys. En annan fråga är huruvida dessa jordtryck är dimensionerande för utformningen av de permanenta slitsmurarna. Detta beror även på hur stora laster som uppkommit i byggskedet samt hur sprickbreddskraven utformats, jämför avsnitt 3.3 respektive avsnitt 4.3.7.

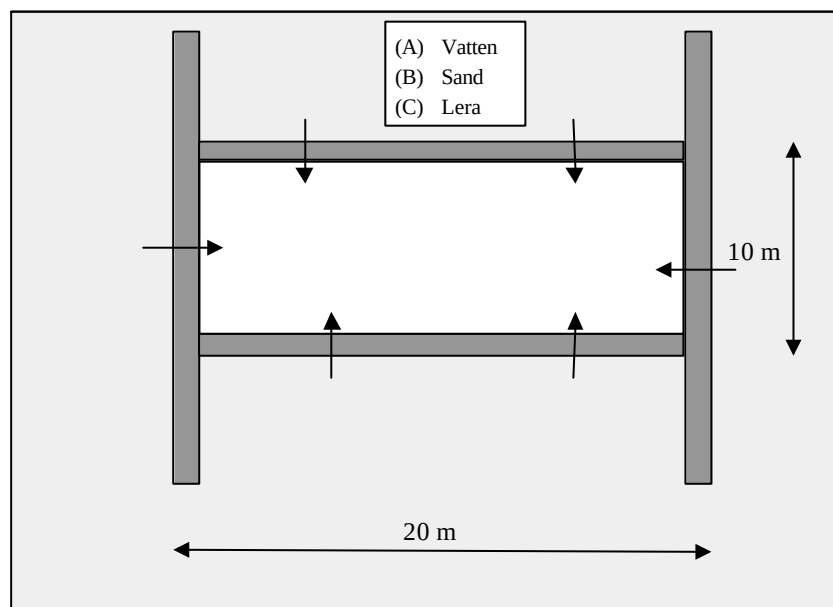
I många fall pågår sättningar i den omgivande jorden där den underjordiska konstruktionen skall byggas. Detta kan ha sin orsak i till exempel en grundvattensänkning och/eller nyligen påförda fyllningslager samtidigt som jorden är lågpermeabel. Vid utformningen av den permanenta slitsmuren måste man i sådana fall beakta de nedåtriktade påhängskrafter som uppkommer längs slitsmurens yttervägg. Byggandet av den underjordiska konstruktionen påverkar dock spänningssituationen i den omgivande jorden (normalt torde en underjordskonstruktion medföra en avlastning). Vidare påverkar den underjordiska konstruktionens grundläggningsförhållanden de relativrörelser som vill utbildas mellan slitsmurväggen och den omgivande jorden. Således måste en mängd faktorer beaktas vid bedömning av påhängslasternas storlek.

### 3.4.2 Vattentäthet

Brist på täthet hos slitsmurar kan orsaka två principiellt olika problem – dels läckage genom slitsmuren, vilket orsakar problem i väggen eller på insidan väggen, dels grundvattensänkning på utsidan som medför sättningsproblem i omgivningen. Den första problemtypen behandlas utförligare i avsnitt 4.3.6 medan den senare berörs nedan.

Problem med grundvattensänkning genom läckage kan handla om mycket små vattenvolymer. I de fall då sättningskänsliga jordlager och/eller omgivande konstruktioner finns i anslutning till de permanenta slitsmurarna är det därför av stor vikt att minimera vattenläckaget genom dessa. Den presumtiva läckagevägen torde huvudsakligen utgöras av de vertikala skarvarna mellan de enskilda slitsmurspanelerna. En annan möjlig läckageväg är genom sprickor i betongkonstruktion medan läckage genom själva betongen i jämförelse är försumbar. I de fall eventuellt läckage inte är skadligt för själva slitsmuren är en alternativ åtgärd att genom konstgjord infiltration i jorden motverka grundvattensänkningen.

Krav på vattentäthet på betongkonstruktioner relateras ofta till sprickbreddskrav, se avsnitt 4.3.6. Med hänsyn till konstruktioner i mark bör dessa kunna nyanseras med hänsyn till permeabilitet hos omgivande jord samt huruvida sprickan är genomgående eller sprickvidden är konstant. Som en illustration av omgivande materials betydelse för läckaget redovisas nedan resultatet av en flödesberäkning för en fiktivt tunnelkonstruktion omgiven av vatten, sand eller lera, se Figur 3.5.



Figur 3.5 Schematisk tunnel för beräkning av vattenflöde i tunneln. Omgivande material (A) vatten, (B) sand,  $K = 10^{-4}$  m/s, (C) Lera,  $K = 10^{-9}$  m/s.

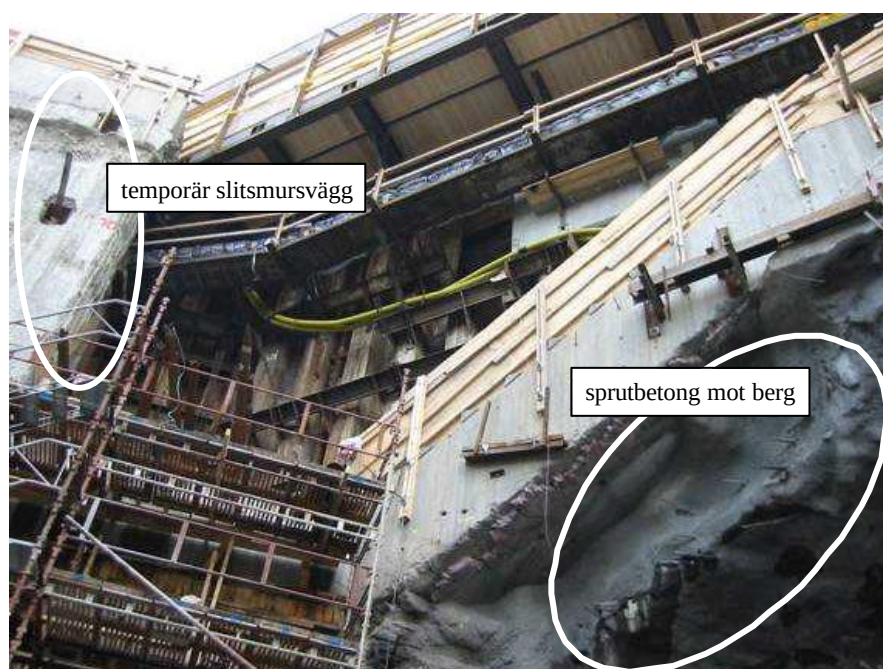
För fallet (A) och (B) har flödet beräknats för fallet att betongkonstruktionen har genomgående sprickor på  $w = 0,1$  mm, s300 mm. Detta motsvarar en ekvivalent permeabilitet för betongen räknad som osprucken på  $K_{ekv,btg} = 3 \cdot 10^{-6}$  m/s. För fallet (C), lera, har två beräkningar genomförts, dels fall (C<sub>1</sub>) med sprickbreddsantaganden som för fall (A) och (B), dels för fall (C<sub>2</sub>) med antagande av genomgående sprickor  $w = 0,6$  mm, s300 mm, vilket motsvarar en ekvivalent permeabilitet för betongen räknad som osprucken på  $K_{ekv,btg} = 6 \cdot 10^{-4}$  m/s.

Tabell 3.1 Vattenläckage genom betongtunnel enligt Figur 3.7.

| Fall                   | Sprickvidd          | $K_{btg,ekv}$         | $K_{jord}$    | Q=flöde/m·tunnel |
|------------------------|---------------------|-----------------------|---------------|------------------|
| (A) Vatten             | w = 0,1 mm, s300 mm | $3 \cdot 10^{-6}$ m/s | 8             | 0,74 lit/min     |
| (B) Sand               | w = 0,1 mm, s300 mm | $3 \cdot 10^{-6}$ m/s | $10^{-4}$ m/s | 0,73 lit/min     |
| (C <sub>1</sub> ) Lera | w = 0,1 mm, s300 mm | $3 \cdot 10^{-6}$ m/s | $10^{-9}$ m/s | 0,45 ml/min      |
| (C <sub>2</sub> ) Lera | w = 0,6 mm, s300 mm | $6 \cdot 10^{-4}$ m/s | $10^{-9}$ m/s | 0,5 ml/min       |

Av Tabell 3.1 framgår att läckage genom en betongkonstruktion omgiven av jord är i hög grad beroende av de hydrauliska egenskaperna hos jorden såväl som betongen. I fall (A) och (B) är det betongen som är den täta konstruktionen varvid flödet endast påverkas marginellt av omgivande jord. I fall (C<sub>1</sub>) och (C<sub>2</sub>) är det omgivande lera som utgör det täta ledet. I detta fall påverkar sprickbredden i princip inte flödet. Vidare framgår genom jämförelse mellan fall (A) och (B) med fall (C<sub>1</sub>) och (C<sub>2</sub>) att läckaget in i en tunnelkonstruktion omgiven av ett tätt jordmaterial blir mycket liten jämfört med en tunnel i ett mer genomsläppligt material.

Som en avslutande kommentar till diskussionen kring täthet hos slitsmurar jämfört med omgivande jord visas en bild ifrån Götatunneln, se Figur 3.9. Bilden visar övergången mellan jordtunnel och bergtunnel. I den vänstra delen av bilden syns en del av den temporära slitsmurskonstruktionen. I den högra delen av bilden syns en del av den sprutbetongkonstruktion som ingår i den permanenta delen av bergtunneldelen. På den senare ställs det inga formella täthetskrav. Istället utgår täthetskravet för bergtunneldelen ifrån ett funktionskrav baserat på samverkan mellan täthet hos det injekterade berget och sprutbetongen. Lokala täthetsproblem för sprubetongen åtgärdas av ett utanpåliggande tätskikt, dvs. en lösning motsvarande en slitsmur utformad som en tvåskalskvägg enligt avsnitt 2.2.



Figur 3.9: Betongtunnel jämfört med bergtunnel. Täthet hos slitsmur kontra sprutbetong.

## **4 Utformning av permanenta slitsmurar**

### **4.1 Inledning**

#### **4.1.1 Konstruktion**

För en slitsmur som ska fungera som en permanent konstruktion ställs konstruktiva krav av olika karaktär i byggskedet och det permanenta skedet. Under byggskedet kan det förekomma temporära belastningssituationer som är dimensionerande för slitsmurens utformning, se avsnitt 3.3. Dock ställs det i detta skede lägre krav på slitsmurens beständighet varför brottgränstillstånd normalt blir dimensionerande för denna. I det permanenta skedet gäller ofta det omvända varvid slitsmurens utformning istället bestäms av ställda beständighetskrav.

Det vanliga utförandet för en slitsmur är vertikalt stående paneler med begränsad intern samverkan. Kontinuerlig armering mellan dessa paneler används endast i undantagsfall, exempelvis för en konstruktion som ska klara extrema laster såsom jordbävningar. Avsaknaden av kontinuerlig horisontell armering mellan intilliggande paneler gör att last ut ur slitsmurens plan främst bärs individuellt av respektive slitsmurspanel, dvs. eventuell interaktionen mellan två paneler begränsas normalt till den tvärkraftsöverföring som kan ske i fogen dem emellan. Den vertikala lastöverföring som sker mellan paneler i slitsmurens plan sker genom friktion samt via samverkan med horisontella plattor och eventuell toppbalk.

Gjutning av en slitsmur är en form av undervattensgjutning. För att få en god gjutkvalitet ställs särskilda krav på betongen, armeringsutformningen samt det täckande betongskiktet som skiljer sig mot dem som ställs på en konventionellt gjuten betongkonstruktion. Stora täckande betongskikt i kombination med tuffa beständighetskrav orsakade av krav på skydd mot armeringskorrosion och/eller vattentäthet kan resultera i stora armeringsmängder, vilket i sin tur ger problem att uppnå fullgod gjutkvalitet.

#### **4.1.2 Beständighet**

En viktig egenskap hos en betongkonstruktion är dess förmåga att motstå nedbrytning. Nedbrytning av betongkonstruktionen kan orsaka att dess funktion, till exempel lastbärande förmåga, och tillförlitlighet kan bli nedsatt. Förmågan hos konstruktionen att motstå nedbrytning så att uppställda krav på tillförlitlighet och funktion under dess livslängd uppfylls benämns konstruktionens beständighet.

Beständigheten för en betongkonstruktion, till exempel en slitsmur, bestäms av de nedbrytningsprocesser som verkar på konstruktionen. Om betongkonstruktionen inte är utsatt för någon nedbrytningsprocess blir frågor rörande beständighet irrelevanta och den tekniska livslängden i princip oändlig (under förutsättning att konstruktionen är korrekt dimensionerad för laster). Dock är i praktiken alla betongkonstruktioner utsatta för någon nedbrytningsprocess vilket medför att konstruktionens funktion blir nedsatt och dess tekniska livslängd begränsad.

De nedbrytningsprocesserna som är aktuella för permanenta slitsmurar är följande tre elektrokemiska, fysiska och kemiska processer (där det huvudsakligen är de två första som normalt bör orsaka problem):

- **Armeringskorrosion.** Armeringskorrosion är en elektrokemisk process i vilken börjar korrodera. Processen är indelad i två perioder: *initiering*, när armeringen depassiviserar, och *propagering*, när armeringsjärnen aktivt korroderar. Armeringskorrosion kan initieras antingen om betongen karbonatiserar varvid pH i betongen sänks till under 9 och/eller att kloridjoner tränger in i betongen. Dock beror förekomst och omfattning av armeringskorrosion också på tillgång av syre och galvanisk kontakt i betongen.
- **Frostskador.** Frostskador är orsakade av fysikaliska processer som orsakas av att vatten i betongens porer fryser. Det kan skiljas på två olika fall beroende på om frysningen sker med rent vatten utanför konstruktionen, så kallat frostangrepp, eller i närvaro av salthaltigt eller förorenat vatten, så kallat saltfrostangrepp. Frostangrepp sker vanligen i de inre delarna av betongen medan saltfrostangrepp nästan alltid sker som ett ytangrepp.
- **Kemiska angrepp.** Kemiska angrepp kan antingen vara ämnen som löser upp eller tränger in och reagerar med betongen. Exempel på nedbrytning av betong orsakad av kemiska angrepp är sulfatangrepp, saltangrepp, urlakning och cement-ballastreaktioner. Sulfatangrepp och cement-ballastreaktioner undviks vanligen genom att blanda betongen med icke-reaktiva delmaterial och/eller lämpliga härdningsbetingelser. Dock finns en risk för sulfatangrepp om exempelvis slitsmuren är byggd i en sulfathaltig jord.

Generellt gäller att det som påverkar beständigheten hos armerade betongkonstruktioner är betongens täthet, cementpastans kemiska sammansättning, ballastens mineralogiska sammansättning och luftporstrukturen samt hur tätheten varierar över tiden. Av dessa parametrar är det betongens täthet som har störst inverkan på beständigheten, där en tillräckligt tät cementpasta medför att betydelsen av övriga parametrar minskar. Omvänt kan en dålig täthet hos betongen medföra att beständigheten blir bristfällig. Tre generella påverkande faktorer som inverkar på beständigheten hos armerade betongkonstruktioner kan identifieras:

- **Exponeringsmiljön.** Varje betongkonstruktion kommer under sin användning att påverkas av exponeringsmiljön, som följer av den miljö som konstruktionen utsätts för. Exempel på påverkande faktorer i exponeringsmiljön är omgivningens temperatur och fuktighet, ytfuktighet och exponering för skadliga ämnen som koldioxid och klorider samt sulfater etc. För konstruktioner under markytan påverkas betongen av omgivande jord, grundvatten etc.
- **Delmaterialen i betongen.** Faktorer i betongens delmaterial som påverkar beständigheten är typen av bindemedel, ballasten, blandningsvattnet samt eventuella tillsatsmedel. Dessutom påverkar relationerna mellan delmaterialen i betongmassan, till exempel förhållandet mellan mängden vatten och cement (beskrivet av vattencementalet – vct) eller mängden ballast i betongen. Den absolut viktigaste faktorn i betongen är dess vct, som påverkar betongens täthet i mycket stor utsträckning. En tät betong fås om vct är lågt, där tätheten minskar med ökande vct.
- **Arbetsutförandet.** Faktorer i arbetsutförandet som påverkar beständigheten är storleken och kvaliteten på täckande betongskikt samt hur betongen har kompakterats etc. Dessutom har hanteringen av stödvätskan, till exempel grad av återanvändning och rening, relativt stor inverkan på resultatet av utförda gjutningar. En stor del av den påverkan arbetsutförandet har på beständigheten följer av erfarenheten och kunnandet hos de arbetare som utför gjutningen.

Av dessa påverkande faktorer kan konstruktören/projektören påverka vilka delmaterial som betongen blandas med och till viss del hur utförandet skall göras. Möjligheten att påverka valet av delmaterial som betongen blandas med är uppenbar där risken för många typer av nedbrytning av betong, till exempel vissa kemiska angrepp och frostsador, kan minskas genom lämpliga val. Exempel på möjligheter att styra utförandet är val täckande betongskikt samt om slitsmuren skall utföras som en- eller tvåskalig. Exponeringsmiljön följer av klimatet vid platsen konstruktionen skall byggas på samt konstruktionens användning, till exempel om konstruktionen ligger i marin miljö eller vägmiljö (tösaltad väg). Detta betyder att konstruktören/projektören inte kan påverka denna faktor i någon större utsträckning. Dock finns möjlighet att ”isolera bort” effekt av tösaltning genom att bygga ett skal som skyddar konstruktionen – för slitsmurar innebär detta att en tvåskalig konstruktion kan användas.

Förutom de nedbrytningsmekanismer som listas ovan förekommer angrepp som är mindre vanliga i Sverige, till exempel havsvattenangrepp, saltangrepp, urlakning osv. Dock kan dessa mekanismer vara de dominerande orsakerna till nedbrytning av armerade betongkonstruktioner i andra länder.

## **4.2 Material**

### **4.2.1 Stödvätska**

#### **4.2.1.1 Allmänt**

I följande avsnitt görs en sammanfattning av skriften ”Bentonite support fluid in Civil Engineering” sammanställd av FPS (Federation of Piling Specialists), nedan benämnd FPS (2006).

Vid utgrävning av slitsmur används stödvätska för att stabilisera schakten under utgrävning och gjutning. Stödvätskan är vanligen en blandning av vatten och bentonit, som är ett naturligt lermineral, där bentoniten sätts till för att anpassa stödvätskans egenskaper. Normalt används därför en tillsats på mellan 4 % och 6 % bentonit i stödvätskan. I vissa typer av jordar, till exempel täta leror, kan dock också rent vatten utan några tillsatser användas som stödvätska. Under senare år har dessutom stödvätskor med tillsatser av polymerer börjat användas. Dessa stödvätskor kan ha helt andra egenskaper än stödvätskor med tillsats av bentonit. I FPS (2006) rekommenderas därför att specialister bör konsulteras innan stödvätskor med tillsats av polymerer används. I följande sammanställning berörs dock enbart stödvätskor med tillsats av bentonit.

Huvudanledningen till att bentonit används i stödvätskor är att bentonit kan bilda en barriär eller filterkaka på sidan av schakten för att förhindra utläckage av stödvätska och/eller betong till omgivande jord samt motstå yttre tryck från omgivande jord och grundvatten. För att en blandning av vatten och bentonit skall gå att använda som stödvätska i schakter behöver den uppfylla vissa krav gällande flytbarhet (reologiska egenskaper), filterförlust, densitet, pH etc. Dessa krav behandlas och hur de kan kontrolleras behandlas mer utförligt senare i detta avsnitt.



Det förekommer tre huvudsakliga typer av bentonit, FPS (2006):

- **Naturlig natriumbentonit**, vilken karakteriseras av en mycket stor svällande förmåga, hög flytgräns och låg filterförlust. Denna typ av bentonit användes länge som standard, varför dess egenskaper använts som jämförelse med andra typer av bentonit.
- **Naturlig kalciumbentonit**, vilken karakteriseras av en betydligt lägre svällande förmåga och flytgräns samt en högre filterförlust än natriumbentonit. Naturlig kalciumbentonit går dock normalt inte att använda i byggsammanhang.
- **Natriumaktiverad bentonit**, framställs genom att tillsätta löst natriumkarbonat till kalciumbentonit. På detta sätt ersätts kalcium med natrium och en konstgjord natriumbentonit skapas.

Den bentonit som är vanligast i byggsammanhang är natriumaktiverad bentonit, eftersom naturlig natriumbentonit är ovanlig och därför dyr.

#### 4.2.1.2 Krav på stödvätska

De kemiska och fysikaliska egenskaperna hos stödvätskor som används för att stabilisera schakter kan variera mycket beroende på stödvätskans sammansättning. Dock finns det några grundläggande krav på stödvätskans funktion som måste uppfyllas som finns redovisade i FPS (2006). Dessa krav kan delas upp i sådana som gäller funktion under utgrävning av schakter och vid gjutning.

Följande krav på stödvätskans funktion gäller i samband med utgrävning av en schakt, FPS (2006):

- a) Stödvätskan skall stabilisera schakten genom att utöva hydrostatiskt tryck mot dess väggar och bilda en barriär eller filterkaka. Beroende på egenskaperna hos jorden och stödvätskan kan barriären bildas en bit in i jorden (i vissa fall kan barriären bildas upp till flera meter från schakten). Hur långt in i omgivande jord barriären bildas beror på sammansättning hos stödvätskan och omgivande jord. Det är dock önskvärt att barriären skapas i gränsskiktet mellan schakten och omgivande jord för att undvika för stora förluster av stödvätska.
- b) Stödvätskan skall stanna i schakten och inte, i någon större omfattning, läcka ut i den omgivande jorden. Stödvätskans förmåga att inte läcka ut från schakten i någon större omfattning följer till stor del av dess viskositet. Viskositeten hos stödvätskan kan provas med det så kallade "Marshkontestet", där resultaten får variera inom vissa gränser för att stödvätskans viskositet skall anses vara godtagbar. Dock kan det vara problem att undvika utläckage av stödvätska i mycket permeabla jordar, till exempel jordar som innehåller stenblock, trots att stödvätskans viskositet uppfyller ställda krav. I dessa jordar kan sand och/eller cement behöva sättas till stödvätskan för att förbättra dess tätande förmåga. Vidare skall stödvätska förbli homogen under användning och inte separera. Stödvätskan förmåga att förbli homogen kan provas genom att studera dess förlust i flytbarhet.
- c) Förmåga hos stödvätskan att binda upp biologiska föroreningar och förhindra att lager av exempelvis dy byggs på botten av schakten. För att få en stödvätska som binder upp biologiska föroreningar krävs att dess viskositet är tillräckligt hög.

Följande krav på stödvätskans funktion gäller i samband med gjutning, FPS (2006):

- d) I samband med gjutning skall stödvätskan ersättas av betong utan någon signifikant påverkan på vid vidhäftningen mellan armering och betong. För att stödvätskan lätt skall tryckas undan av betong i samband med gjutning krävs att dess viskositet är låg och att den innehåller små mängder med föroreningar från omgivande jord. Det senare kravet innebär att stödvätskan i schakten måste renas eller bytas ut mot färsk eller renad stödvätska innan gjutning kan ske.
- e) Möjlighet att rengöra stödvätskan från biologiska föroreningar för att möjliggöra återanvändning. För att stödvätskan skall vara enkel att rengöra bör den ha så låg viskositet som möjligt samt inte innehålla alltför stora mängder föroreningar.
- f) Stödvätskan skall vara lätt att pumpa. För att stödvätskan skall vara lätt att pumpa bör den ha så låg viskositet som möjligt samt ha en sådan sammansättning att sedimentation i leveransledningar undviks om pumpningen avbryts.

Av ovanstående krav på stödvätskans funktion kräver a)-c) en tjock kompakt stödvätska, med relativt hög viskositet, medan d)-f) kräver en mycket lättflytande stödvätska, med relativt låg viskositet. Således finns det motsägande krav på stödvätskans egenskaper. Dock är de huvudsakliga funktionskraven som måste uppfyllas a-d, för att undvika att kvaliteten på den färdiga slitsmuren blir dålig. Funktionskrav e)-f) gäller huvudsakligen möjligheten att återanvända stödvätskan och minimera mängden använd stödvätska som måste kasseras.

Det förekommer en del rekommendationer av hur en stödvätska skall vara sammansatt för att få önskade egenskaper. Ett exempel på detta ges i Wittke (2005), där rekommendationer finns för hur stödvätskan skall vara sammansatt både för att uppnå *extern* och *intern stabilitet*. Den ”externa stabiliteten” följer av stödvätskans förmåga att stabilisera omgivande jord. Enligt Wittke kan följande uttryck användas för att kontrollera

$$\frac{P_{sl}}{P_h} \geq 1,1 \quad (4.1)$$

där:  $P_{sl}$  beskriver den kraft som stödvätskan utövar på omgivande jord (följer av stödvätskans densitet och höjden på slitsen) och  $P_h$  den horisontella kraft som erfordras för att stabilisera omgivande jord. För att öka den kraft som stödvätskan utövar på omgivande jord kan halten bentonit ökas.

Slitsens ”interna stabilitet” beror på hur väl filterkakan kan bildas så att fullt hydrostatiskt tryck kan verka som mothåll. I en finkornig jord är det normalt inget problem för stödvätskan att bilda en tät filterkaka, eftersom stödvätskan normalt endast tränger i ytskiktet av jorden. Om istället jorden är för grovkornig riskerar stödvätskan att tränga ut i jorden med instabilitet som följd. För att säkerställa att slitsens interna stabilitet blir tillräcklig föreslår Wittke att stödvätskan sätts samman så att följande villkor (”säkerhetsfaktor”) uppfylls:

$$\frac{f_{s0,exist}}{2 \cdot f_{s0,req}} \geq 1 \quad (4.2)$$

där  $f_{s0,exist}$  beskriver stödvätskans mothållande förmåga (följer av stödvätskans skjuvhållfasthet och andelen finmaterial i jorden) och  $f_{s0,req}$  beskriver den mothållande förmåga som krävs (följer av jordens effektiva densitet och friktionsvinkel). Det finns möjligheter att påverka

$f_{s0,exist}$  genom att justera stödvätskans sammansättning, där  $f_{s0,exist}$  ökar med ökande mängd bentonit i stödvätskan. Exempel på beräkningar för intern stabilitet i några olika typer av jordar med ovanstående villkor finns i Lager och Persson (2005).

#### 4.2.1.3 Kontroll av stödvätska

För att säkerställa att stödvätskan har önskade egenskaper utförs normalt provningar av olika egenskaper. De egenskaper som normalt provas, samt hur de provas, behandlas nedan:

- **Temperatur.** Temperaturen mäts med termometer innan övriga tester påbörjas.
- **Reologiska egenskaper** (huvudsakligen stödvätskans viskositet). Det enklaste och vanligaste instrumentet för att bestämma viskositeten hos stödvätskan är den så kallade Marshkonen. Principen för provningen är att en viss volym stödvätska får strömma genom en upp och ned vänd kon med hål i botten. Den tid det tar för all stödvätska att rinna ut sägs motsvara dess viskositet. Ju längre tid det tar desto högre viskositet och vice versa.
- **Densitet.** Standardmetoden för provning av densitet hos stödvätska är den så kallade "lervågen" (mud balance), som är en balansvåg. Densiteten bestäms genom att väga upp en känd volym stödvätska.
- **Sandinnehåll.** Sandinnehållet provas med en så kallad "Sand content set". Med provningen bestäms hur stort sandinnehållet i stödvätskan är (uttryckt som volym-% sand). En given volym stödvätska filtreras genom ett filter och den mängd material som stannar på filtret är sandhalten.
- **pH.** pH mäts antingen med en elektronisk pH-mätare eller med indikatorstickor.
- **Förlust av flytbarhet.** Förlust av flytbarhet provas i en så kallad filterpress. I denna provning mäts en viss volym stödvätska upp och placeras i en speciell behållare som har ett filter i botten och är öppen i toppen. Provningen går till så att ett tyck läggs på ovansidan av behållaren med stödvätska och den vätska som kommer genom filtret samlas upp. Provningen pågår i 30 min och den mängd vätska som trängt genom filtret sägs representera stödvätskans förlust i flytbarhet.
- **Flytgräns.** Flytgränsen provas genom att ett flertal olika kulor, som hänger i linor fästa i en skiva, sänks ned i en bägare med stödvätska. Genom att studera vilken av linorna som blir slak först kan flytgränsen utvärderas. Om stödvätskans densitet är känd kan flytgränsen direkt läsas ur en tabell.

En mer utförlig beskrivning av respektive egenskap och tillgängliga provningsmetoder finns i FPS (2006). Det bör observeras att Exempelvis påverkar pH både viskositeten och förlust av flytbarhet. Därför bör stödvätskans pH justeras till ursprungligt värde innan dessa provningar genomförs. Kraven på en stödvätskas egenskaper beror på var i användningscykeln den befinner sig. I Tabell 4.1 redovisas önskade egenskaper hos stödvätska i några olika stadier i dess användningscykel (**färs** – önskade egenskaper hos nyligen blandad stödvätska, **klar för återanvändning** – önskade egenskaper hos blandning av ny och gammal stödvätska i schakten och **före gjutning** - önskade egenskaper hos stödvätskan före gjutning). I följande avsnitt förklaras ytterligare vad de olika stadierna i användningscykeln för en stödvätska innebär.

**Tabell 4.1** *Krav på egenskaper och sammansättning hos stödvätska under olika stadier i dess användningscykel. Baserat på information i FPS (2000). Motsvarande krav finns också i EN 1538.*

| Egenskap                   | Stadie i användningscykel |                                        |                             |
|----------------------------|---------------------------|----------------------------------------|-----------------------------|
|                            | Färsk <sup>1)</sup>       | Klar för åter-användning <sup>2)</sup> | Före gjutning <sup>3)</sup> |
| Densitet [g/ml]            | <1,10                     | <1,25                                  | <1,15                       |
| Marsh värde [s]            | 32-50                     | 32-60                                  | 32-50                       |
| Förlust av flytbarhet [ml] | <30                       | <50                                    | -                           |
| pH                         | 7-11                      | 7-12                                   | -                           |
| Sandinnehåll [%]           | -                         | -                                      | <4                          |
| Filterkaka [mm]            | <3                        | <6                                     | -                           |

<sup>1)</sup> Egenskaper hos nyblandad samt renad stödvätska.

<sup>2)</sup> Egenskaper hos en blandning av färsk/renad stödvätska samt stödvätska i schakt.

<sup>3)</sup> Egenskaper hos stödvätska före gjutning.

#### 4.2.1.4 Praktisk användning av stödvätska

Stödvätska blandas vanligtvis med normalt kranvatten och bentonit. När bentonit blandas med vatten sker en reaktion mellan bentoniten och vattnet, en såkallad hydrataion. När bentoniten blandas med vatten absorberar den vatten och sväller samt börjar reagera (hydratisera). De initiala egenskaperna hos stödvätskan beror på den utrustning som används för blandning, där huvudsakligen viskositeten och gelstyrkan påverkas. Efter blandning lagras normalt stödvätskan i tankar där den blandas runt medan fortsatta hydrataion av bentoniten sker. Hydrataionen fortskrider flera dagar efter blandning, men stödvätskans reologiska egenskaper närmar sig sitt slutstillstånd redan några dagar efter blandning. Normalt lagras därför stödvätskan minst i 12 timmar innan användning, men den går också att använda direkt efter blandning om provningar har visat att önskade egenskaper har uppnåtts. Önskade egenskaper hos den färska stödvätskan redovisas i Tabell 4.1 (kolumnen ”färsk”).

Om det finns föroreningar i blandningsvattnet kan både utblandningen av bentonit och reaktionen mellan förhindras. Exempelvis bör inte saltvatten användas till blandning av stödvätska eftersom natriumklorid har en negativ påverkan på hur väl bentoniten blandas ut i vattnet samt bentonitens hydrataion. Vid blandning av vatten och bentoniten bör bentoniten sättas till successivt för att alla partiklar skall bli vätta och inte klumpas ihop i hydratiserade bollar. Mängden bentonit som sätts till stödvätskan beror bentonitens egenskaper och önskad viskositet – normalt sätts mellan 4 % och 6 % bentonit till stödvätskan.

När en schakt är färdiggrävd kommer stödvätskan innehålla partiklar som kommer blandats in från omgivande jord, till exempel lera, silt, sand och grus. Om innehållet av sand överstiger 4 % bör stödvätskan pumpas ur schakten och färsk stödvätska pumpas in för att hålla rätt nivå på stödvätskan. En för hög halt av partiklar medför att stödvätskan får för hög densitet, med ökad risk för inblandning av stödvätska i betongen i samband med gjutning som följd. Normalt finns därför den delen av stödvätskan med högst halt partiklar i botten av schakten.

En stödvätska med hög densitet kan också medföra problem i samband med gjutning med ökad risk för påverkan av betongens egenskaper. Önskade egenskaper hos stödvätskan före gjutning redovisas i Tabell 4.1 (kolumnen ”**före gjutning**”). Den utpumpade stödvätskan kan renas i en avsandningsanläggning. Principen för detta redovisas i FPS (2006) vari anges att en sandhalt upp till 6 % kan accepteras i stödvätskan, men att den bör hållas så låg som möjligt för att undvika sedimentation i de ledningar som används för att tillbaka stödvätskan i samband med gjutning. Efter att stödvätskan har avsandats kan den fortfarande innehålla finare partiklar, till exempel silt- och lerpartiklar, vilka kan öka dess densitet. Om halten av dessa fina partiklar blir för hög finns två alternativ, antingen kasseras stödvätskan eller rengörs den i en ”avsiltare” eller centrifug. Blir halten av lerpartiklar för hög måste stödvätskan kasseras.

En förutsättning för återanvändning av stödvätska är att dess egenskaper kontrolleras kontinuerligt. Normalt måste en viss del av stödvätskan ersättas, på grund av utläckage till omgivande jord och/eller kassering, och således finns det ett behov att tillföra ny stödvätska eller renad stödvätska. Eventuellt måste också bentonit och/eller andra tillsatser sättas till blandningen för att den skall få önskade egenskaper. Önskade egenskaper hos blandning av ny eller renad stödvätska samt befintlig stödvätska i schakten redovisas i Tabell 4.1 (kolumnen ”**klar för återanvändning**”).

Vid kassering av stödvätskan bör det normalt inte vara några problem med deponering eftersom bentonit inte klassificeras som miljöskadligt. Dock kan det finnas vissa praktiska problem att deponera stödvätska utan istället kan det vara att föredra att skilja ut fasta partiklar endast deponera dessa. I FPS (2006) redovisas några rekommendationer om hur detta kan göras.

Vid gjutning av slitsmur där stödvätskan består av vatten blandat med bentonit finns risk att det sker en inblandning av stödvätska och/eller eventuella föroreningar i betongen. Inträffar detta kan betongens egenskaper påverkas negativt och kan således resultera i en lägre kvalitet än vad som var tänkt.

## 4.2.2 Betong

### 4.2.2.1 Specifikationer på betongens sammansättning

Nedan ges en beskrivning på hur betongmassan bör sättas samman (delmaterial och egenskaper i färskt tillstånd) för en permanent slitsmur. Beskrivningen är huvudsakligen hämtad från de krav som finns i EN 1538 och enligt svenska regler som finns redovisade i BBK 04 samt Bro 2004. En del kompletterande material är också hämtats från RDS (2002) samt erfarenheter från entreprenörer. Dessutom ges en beskrivning av den eventuella miljöpåverkan byggandet av en permanent slitsmur kan medföra.

Enligt EN 1538 skall betongen som används i permanenta slitsmurar överensstämja med de krav som finns redovisade i EN 206-1 samt SS 13 70 03. Det förutsätts också att de delmaterial som används i betong för permanenta slitsmurar uppfyller de krav på allmän lämplighet som finns specificerad i de ovan nämnda standarderna. I Bro 2004 finns också krav hur betongen skall tillverkas och gjutning utföras – för att dessa krav skall vara uppfyllda bör betongen som används i permanenta slitsmurar vara i tillverknings- och utförandeklass I.

Generellt gäller att betong till slitsmurar skall uppfylla önskade egenskaper i både färskt och hårdnat tillstånd. Exempel på egenskaper i färskt tillstånd är att betongen skall ha god stabilitet, dvs. så att separation undviks samt god arbetbarhet. I hårdnat tillstånd skall betongen ha tillräcklig hållfasthet samt vara tät mot skadliga ämnen och vatten, både i paneler och i skarvar mellan paneler. För att uppfylla uppställda krav på betongens egenskaper i färskt och hårdnat tillstånd har ett antal krav på delmaterialen och dess inbördes sammansättning ställts upp. I EN 1538 finns följande krav uppställda:

- **Ballast.** Graderingen på ballasten skall väljas så att betongen inte separerar. Den maximala stenstorleken  $d_{\max}$  får inte vara större än 32 eller  $\frac{1}{4}$  av avståndet mellan den vertikala armeringen. Om den maximala stenstorleken väljs till 32 mm gäller följande krav på ballastgraderingen:
  - Halten av sand skall vara över 40 vikt-% av den totala ballasthalten.
  - Halten av silt (inklusive cement och övrigt finmaterial) skall vara mellan  $400 \text{ kg/m}^3$  och  $550 \text{ kg/m}^3$ . Dessa partiklar är de som har partikelstorlekar på  $2\text{--}63 \mu\text{m}$  (inklusive cement och andra finkorniga material).
- **Cement.** Det finns krav på minimalt cementinnehåll i betongmassan,  $C_{\min}$ , beroende på hur  $d_{\max}$  valts, där  $C_{\min}$  ökar med minskande  $d_{\max}$  (beroende på ökande vattenhalt,  $W$ ), se Tabell 4.2. Det finns också angivet att en viss andel av cementen kan ersättas med flygaska eller slagg.
- **Vattencementtal (vct).** Vattencementtalet, dvs. förhållandet mellan mängderna vatten och cement, skall inte överskrida  $vct < 0,6$ . Används andra bindemedel än Portlandcement används vattenbindemedelstalet, vbt, eller ett ekvivalent vattencementtal,  $vct_{\text{ekv}}$ , istället för vct.
- **Tillsatsmedel.** Tillsatsmedel kan tillsättas betongmassan så att denna får lämpliga egenskaper för att gjutas genom gjutrör, dvs. om gjutning utförs i en slits med stödvätska (våt slits). Följande tillsatsmedel kan användas i betong för slitsmuren:
  - Vattenreducerande eller plasticerande tillsatsmedel, inklusive superplasticerare kan användas för att betongmassan skall få önskade egenskaper i färskt tillstånd samt att undvika blödning samt separation.
  - Retarderande tillsatsmedel kan användas för att förlänga öppettiden för att kunna genomföra gjutningen på avsett sätt. Dessa tillsatsmedel kan behöva tillsättas betongen om gjutningen inte kan utföras kontinuerligt, till exempel beroende på trafikförhållanden etc., vilket kan påverka betongens egenskaper negativt.
  - Luftporbildande tillsatsmedel kan tillsättas för att få betongen beständig mot frostnedbrytning<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> Enligt SS 13 70 03 skall detta göras om det finns risk för frysning där betongen har måttlig vattenmättnad tillsammans med klorider från tösalt (exponeringsklass XF2) eller betongen har hög vattenmättnad (exponeringsklasser XF3 och XF4). Betonger som är exponerade i exponeringsklass XF1 med  $vct_{\text{ekv}} \leq 0,60$  anses vara frostbeständiga.

Används luftporbildande tillsatsmedel i betongen finns i SS 13 70 03 krav på lägsta lufthalter i betonger som är utsatta för exponeringsklasserna XF2 och XF3. Kraven på lägsta lufthalt i exponeringsklass XF2 och XF3 varierar beroende på maximal stenstorlek enligt Tabell 4.2. I EN 1538 finns dock inget beskrivet om hur luftporbildande tillsatsmedel kan användas i betonger för slitsmurar.

- **Hållfasthetsklass.** I EN 1538 anges inga begränsningar på tillåten hållfasthetsklass. Bro2004 anger dock att nyttjade dimensioneringsvärden för en undervattengjuten konstruktion ska begränsas till motsvarande hållfasthetsklass C 20/25, alternativt C 25/30 om krav på antiutvaskningsmedel och statisk verksam armering uppfylls.
- **Egenskaper hos färsk betong.** Konsistensen hos den färska betongmassan skall före gjutning korrespondera till följande:
  - Sättnmätt. Sättnmättet (slump value) får variera mellan 160 mm och 220 mm (där det är rekommenderat att sättnmättet är 180-210 mm). Detta motsvarar konsistensklass S4 enligt EN 206-1.
  - Utbredningsmätt. Utbredningsmättet (flow value) får variera mellan 520 mm och 630 mm (där det är rekommenderat att flytmättet är 550-600 mm). Detta motsvarar konsistensklass F5 enligt EN 206-1.

Tabell 4.2     *Minimalt cementinnehåll,  $C_{min}$ , i betong för permanenta slitsmurar beroende på maximal stenstorlek,  $d_{max}$ .*

| Maximal stenstorlek, $d_{max}$<br>[mm] | Minimalt cementinnehåll, $C_{min}$<br>[kg/m <sup>3</sup> ] | Lufthalt, lägsta värde<br>[%] |
|----------------------------------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| 32                                     | 350                                                        | 4,0                           |
| 25                                     | 370                                                        | 4,0                           |
| 20                                     | 385                                                        | 4,0                           |
| 16                                     | 400                                                        | 4,5                           |

I RDS (2002) finns rekommendationer för hur delmaterial skall väljas för att få en betong med önskade egenskaper. Dessa rekommendationer avviker en del från dem som anges i EN 1538. Enligt rekommendationerna skall bindemedel väljas på ett sådant sätt att risken för blödning hos den färska betongen minimeras samt att tillsatsmedel väljs så att ett fint luftporsystem uppnås. Det ges också rekommendationer om hur betongen bör vara sammansatt. Exempel på dessa rekommendationer är:

- **Vattenhalt.** Vattenhalten bör vara lägre än 195 l/m<sup>3</sup>.
- **Bindemedelshalt.** Bindemedelshalten bör vara 360-390 kg/m<sup>3</sup>. Dessutom tillåts tillsatsmaterial, till exempel flygaska, slag kalkstensfiller, upp till 20 % av cementvikten. Vidare skall bindemedlet väljas så att betongens blödning minimeras.
- **Halt av finmaterial.** Halten av finmaterial skall vara minst 400-430 kg/m<sup>3</sup> beroende på maximal stenstorlek, där mängden finmaterial minskar med ökande stenhalt.
- **Lufthalt i den färska betongen.** Lufthalten i den färska betongen skall vara minst 2,5 % och max 5,0 % (betong som riskerar frostsador – föreskrivet för exponeringsklass XF3 och rekommenderat för övriga exponeringsklasser). Det finns dock inga anvisningar om hur en hög lufthalt kan uppnås.

Vidare finns det angivet hur betongen skall sättas samman för att uppnå önskad beständighet i jordar med höga sulfathalter i grundvattnet. För att undvika sulfatreaktioner i betongen bör cement med låg C<sub>3</sub>A-halt, så kallad lågalkaliska cement, användas.

Betong som används i slitsmurar har stora tillsatser av plasticerande tillsatsmedel för att uppnå önskade egenskaper i färskt tillstånd. Det kan uppstå problem vid användning av olika typer av tillsatsmedel, till exempel om plasticerande och luftporbildande tillsatsmedel används tillsammans, där medlen kan motverka eller förstärka varandras effekter. Därför är det speciellt viktigt att betonger med stora mängder tillsatsmedel förprovas för att undersöka om önskade egenskaper i färskt och hårdnat tillstånd uppnås.

#### 4.2.3 Armering i permanenta slitsmurar

Enligt EN 1538 skall den armering som används i slitsmurar överensstämma med de krav som finns angivna i EN 10080. Således finns det inga speciella krav som gäller för armering som används i permanenta slitsmurar jämfört med traditionella betongkonstruktioner.

#### 4.2.4 Miljöpåverkan

Följande beskrivning av den eventuella miljöpåverkan vid byggande av en permanent slitsmur är avgränsad till den påverkan som själva gjutningen och användandet av slitsmuren ger. Detta betyder att den eventuella miljöpåverkan som framtagande/tillverkning av delmaterialen som används i slitsmuren, till exempel cementtillverkning och utgrävning av ballastmaterial, inte behandlas här.

En indelning har gjorts i stödvätskans och betongens miljöpåverkan:

- **Stödvätskans miljöpåverkan.** Denna är huvudsakligen ett resultat av stödvätskans sammansättning samt tätheten hos omgivande jord. Jordens täthet påverkar risken för utläckage (och därmed också miljöpåverkan) – risken för utläckage ökar när jorden är mindre tät. Dessutom finns det en risk för utläckage (och miljöpåverkan) vid kaviteter i jorden. Vidare blir det en miljöpåverkan av hanteringen av stödvätska, där det finns risk för läckage samt spill av bentonit på marken etc.
- **Betongens miljöpåverkan.** En rimlig indelning av miljöpåverkan från betong är att behandla påverkan av den färska och hårdnade betongen separat. Miljöpåverkan av den färska betongen beror huvudsakligen av den miljöpåverkan betongens delmaterial har. Dessutom har jordens täthet en liknande påverkan som för stödvätskan. Den hårdnade betongens miljöpåverkan skiljer sig inte mellan en slitsmur och en konventionell betongkonstruktion. Exempel på miljöpåverkan av hårdnad betong är urlakning av till exempel alkali eller olika beståndsdelar från betongens delmaterial. En möjlighet att bedöma miljöpåverkan från slitsmuren är att studera hur miljöpåverkan är för liknande typer av konstruktioner, till exempel grävpålar av betong.

Förutom den påverkan som redovisas ovan finns det miljöpåverkan av själva produktionsmetoden, till exempel genom buller, vibrationer, damm osv. Dock är miljöpåverkan som uppstår i samband med uppförande av slitsmurar mindre än om konventionella metoder för schaktning används, till exempel användande av stålsponter.



## 4.3 Konstruktionsförutsättningar

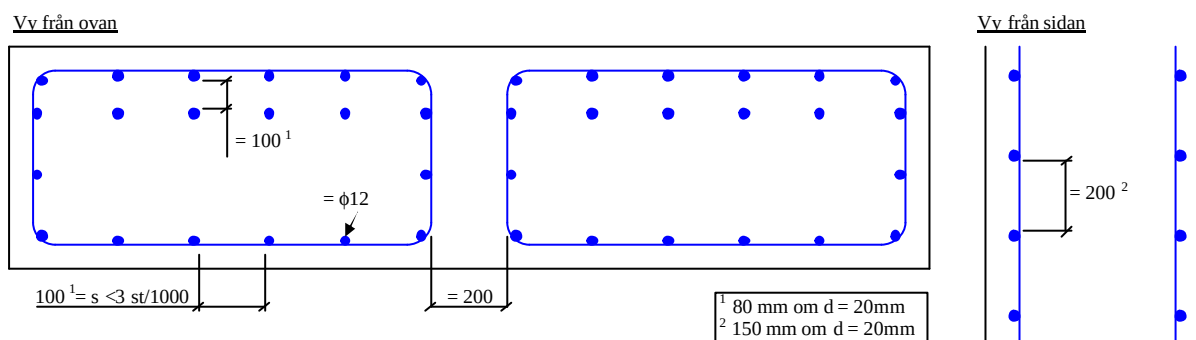
### 4.3.1 Innehåll

I detta avsnitt behandlas de förutsättningar som gäller för dimensionering och utformning av en slitsmur. Förutom rent konstruktiva aspekter behandlas även slitsmurens täthet eftersom denna utgör en viktig förutsättning på ställda sprickbreddskrav. Jämförelser görs främst mellan EN 1538 och svenska regelverk men kompletteras även med förslag på alternativa lösningar från valda källor.

### 4.3.2 Utformning av armering

#### 4.3.2.1 Allmänna krav

Armeringen i en slitsmurspanel består av en eller flera armeringskorgar. Dessa korgar är normalt fristående, dvs. det finns ingen armeringskoppling mellan intilliggande korgar oavsett om dessa ingår i samma panel eller inte. I EN 1538 ställs krav på minimiarmering samt det fria avstånd mellan enskilda armeringsstänger för att säkerställa att betonggjutningen kan utföras med fullgod kvalitet, se Figur 4.1. I skarvsnitt eller om ballastens stenstorlek uppgår till maximalt  $d = 20$  mm är det dock möjligt att minska detta fria avstånd något.



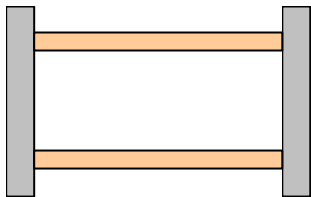
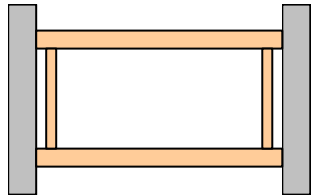
Figur 4.1 Krav på armeringsmängd i slitsmur enligt EN 1538, CEN (2000).

Ovanstående kan jämföras med kraven i Bro 2004 på undervattensgjutna konstruktioner. Där anges att  $\phi = 20$  mm, centrumavståndet  $s = 150$  mm samt att armeringen ska utföras i ett lager. Vidare anges att samtliga betongytor ska förses med en minimal armeringsmängd. Dessa krav skiljer sig således mot dem i EN 1538 och innebär bland annat att enskilda armeringskorgar ska kopplas samman med horisontellt placerad armering.

Ur utförandesynpunkt är det viktigt att armeringen inte ligger för tätt eftersom en sådan utformning ökar risken för försämrad gjutkvalitet. Enligt Harnan (2005) och Puller (2005) är det erfarenhetsmässigt därför att föredra att använda en kombination av ökad armeringsdiameter och större centrumavstånd mellan stängerna. Eftersom en ökad armeringsdiameter resulterar i ökade sprickbredder medför en sådan lösning dock också behov av större armeringsmängder. Harnan (2005) menar med anledning av detta även att en lösning med ökad slitsmurstjocklek och minskad armeringsmängd är att föredra.

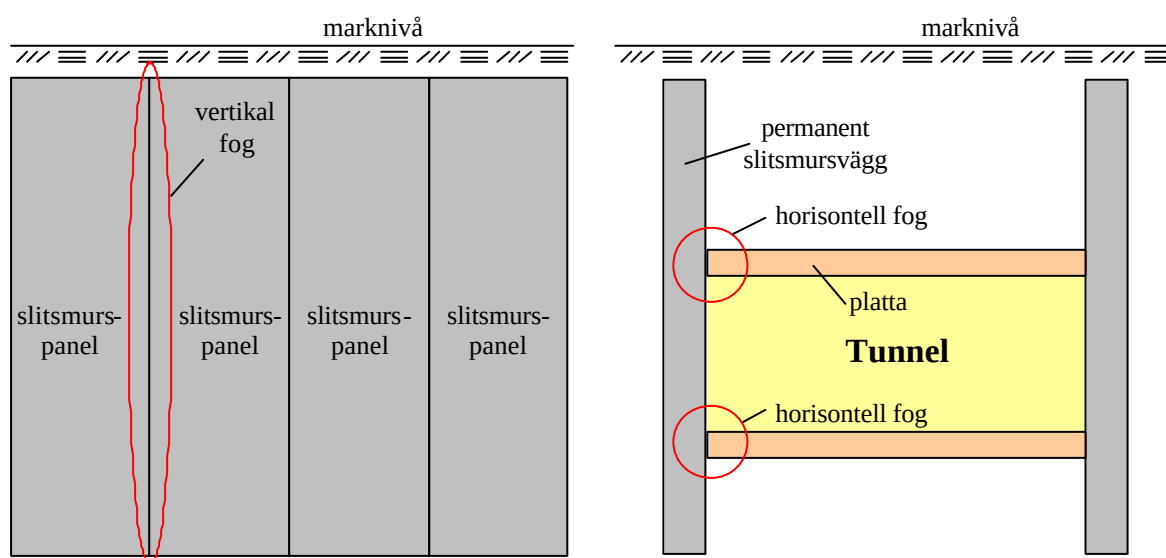
Som jämförelse till kraven i Figur 4.1 kan nämnas att det i riktlinjer utgivna i Österrike, RDS (2002), anges att den totala armeringsmängden ska uppgå till  $\rho = 0,14\%$ . Vidare ställs det i RDS olika krav på armeringsutformningen när slitsmurskonstruktionen är försedd med enskals- eller tvåskalsväggar, se Tabell 4.3.

Tabell 4.3 Krav på minimal armeringsmängd i permanent slitsmur enligt RDS (2002).

| Konstruktionstyp                                                                                   | Armeringskrav                                                                     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| Enskalsvägg<br>   | Vertikal huvudarmering<br>$\phi 16$ s150<br>Horisontella byglar<br>$\phi 10$ s150 |
| Tvåskalsvägg<br> | Vertikal huvudarmering<br>$\phi 16$ s300<br>Horisontella byglar<br>$\phi 10$ s250 |

#### 4.3.2.2 Anslutningar

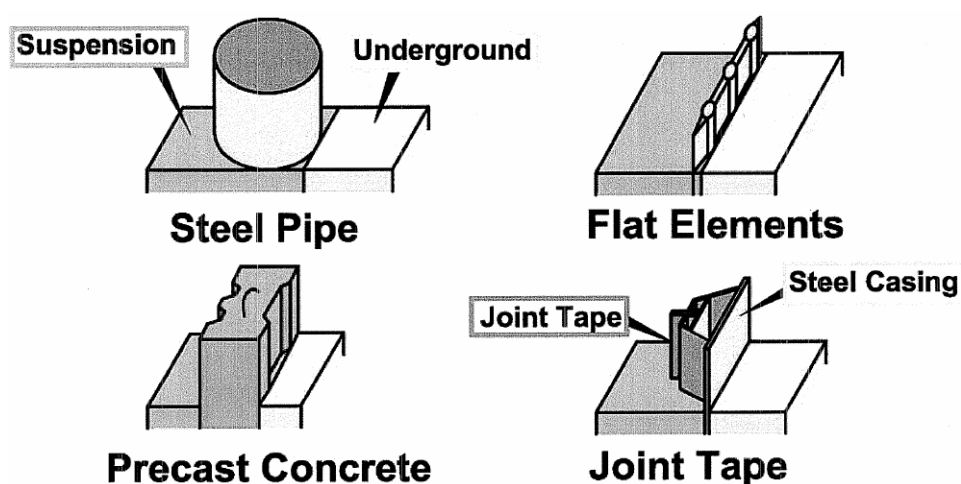
Det finns i princip två olika typer av anslutningar mellan intilliggande konstruktionsdelar i en slitsmur: anslutningar vid vertikal fog mellan intilliggande slitsmurspaneler samt anslutning vid horisontell fog mellan slitsmur och anslutande platta, se Figur 4.2. De förra är alltid aktuella i en slitsmur medan de senare enbart används i slitsmurar som används som permanenta konstruktioner. Nedan behandlas anslutningar av båda typerna.



Figur 4.2 Schematisk bild av anslutning vid vertikal fog mellan slitsmurspaneler; (b) anslutning vid horisontell fog mellan slitsmursvägg och platta.

### 4.3.2.3 Anslutning vid vertikal fog mellan slitsmurspaneler

Det normala konceptet för en slitsmur är att horisontellt verkande laster vinkelrätt slitsmurens plan bärs av paneler med begränsad inbördes lastöverföring. Detta innebär att respektive panel i princip enbart bär den last som verkar mot just den panelen. Ett sådant kraftbärande system möjliggör också att anslutningarna mellan intilliggande paneler kan förenklas till att utföras oarmerade eftersom någon kraftöverföring mellan elementen inte är bärhetsmässig nödvändig. I en lösning utan kontinuerlig horisontell armering försvinner anslutningens förmåga att överföra moment och dragkraft mellan intilliggande paneler. Kvar återstår därmed enbart förmåga till tvärkraftsupptagning samt friktion i fogarna för att motverka eventuella deformationsskillnader som kan uppstå vinkelrätt panelerna. För att öka anslutningens tvärkraftskapacitet utförs den vertikala fogen mellan två paneler normalt med någon form av förtagning. I Figur 4.3 visas exempel på principlösningar av vertikala fogar mellan slitsmurspaneler. En mer detaljerad genomgång av dessa principlösningar ges även i bilaga A.



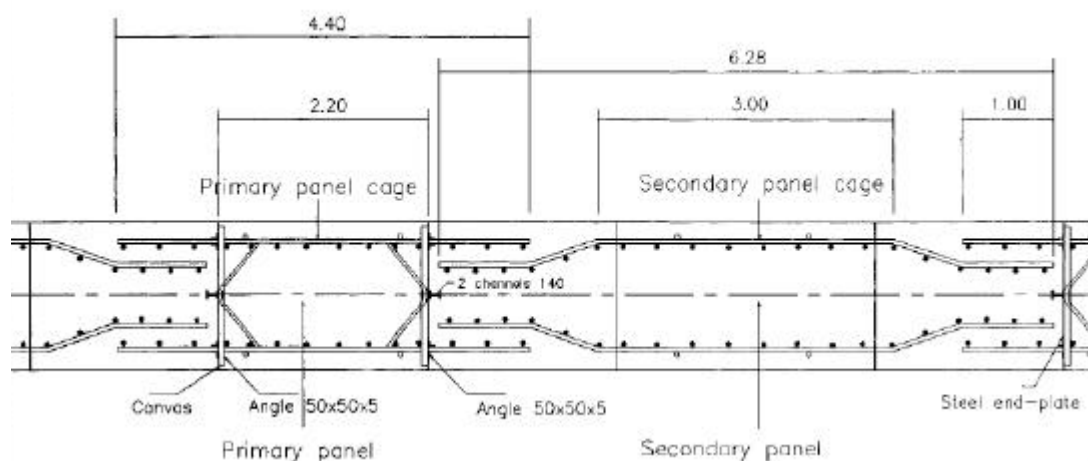
Figur 4.3 Exempel på principlösningar av vertikala fogar mellan slitsmurspaneler. Från WBI (2005).

När så erfordras kan en toppbalk gjutas på slitsmurens topp för att under bygg- och permanent skede medverka till lastfördelning mellan panelerna och förhindra inbördes förskjutningar. I speciella fall kan detta dock vara otillräckligt varvid kontinuerlig horisontell armering mellan panelerna blir nödvändigt. Ett exempel på hur armeringen kan anordnas i ett sådant fall visas i Figur 4.4. En jämförelse av denna lösning med den principiella armeringsutformning som ges i Figur 4.1 visar att den förra har en ökad komplexitet. Det är också ovanligt att använda kontinuerlig armering mellan paneler, bland annat på grund av den risk för försämrade gjutkvalitet som en ökad komplexitet i utförandet innebär, Linder (2006). Harnan (2005) och Puller (2005) avråder till och med från en sådan lösning med hänvisning till de gjutsvårigheter som därmed uppstår medan Linder påpekar att komplicerade geometri- och armeringslösningar är svårare att åtgärda i efterhand om detta skulle bli nödvändigt.

I EN 1538 saknas anvisningar på när det erfordras kontinuerlig horisontell armering mellan vertikala slitsmurspaneler medan det i RDS (2002) uttryckligen anges att kontinuerlig armering inte är nödvändig. En övergripande genomgång av hur installation utförs av slitsmurspanel med horisontell armeringskoppling enligt Figur 4.4 ges i bilaga A.

Kontinuerlig horisontell armering blir nödvändig först i fall där lastverkan vinkelrätt slitsmurens plan fördelar sig olika mot intilliggande paneler så att dessa riskerar att separeras

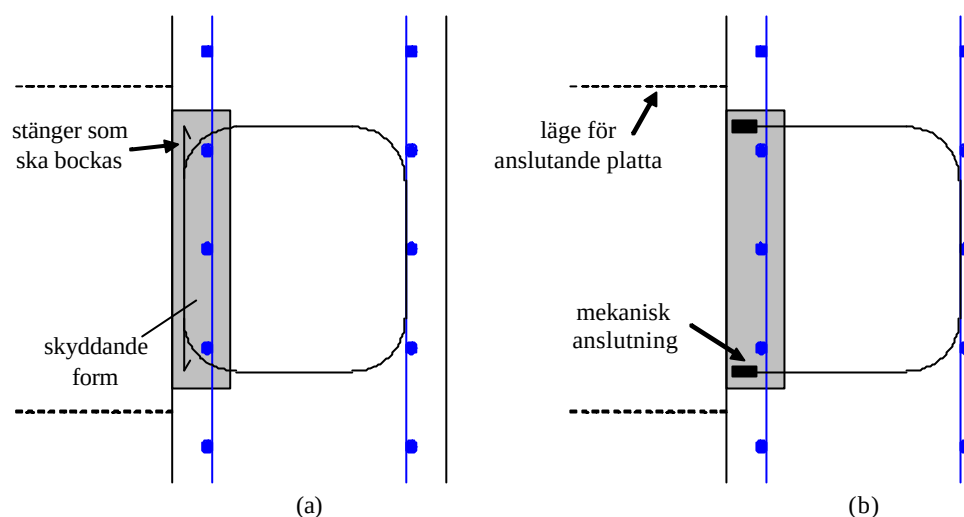
från varandra. Jordbävning är ett exempel på ett sådant belastningsfall och för jordbävningssäkra byggnader erfordras därför också kontinuerlig horisontell armering, Tsai *et al.* (1991). Ett annat skäl till att använda kontinuerlig, horisontell armering är att kraftupptagningen i en sådan lösning, beroende på aktuell lastverkan, kan bli effektivare eftersom panelerna därmed även får möjlighet att bära last som en sammanhängande skiva istället för en serie av ofullständigt kopplade balkar. Ett exempel på detta är uppförandet av ett nytt bibliotek i Alexandria, Egypten, som stod färdigt 2002. Här användes 1,2 m tjocka slitsmurar till ett djup av 35 m för att skärma av ett cirkelformat område med en diameter av omkring 160 m, El-Razek (1999). Genom att koppla samman slitsmurspanelerna med kontinuerlig armering genom de vertikala fogarna möjliggjordes kraftupptagning även i denna riktning. Slitsmurens aktuella utformning gjorde att detta var fördelaktigt eftersom alla krafter inte längre behövdes tas upp enbart i panelens höjdriktning. För en långsträckt konstruktion, såsom en tunnel, är behovet av sådan kraftupptagning i slitsmurens längdriktning dock rimligen betydligt mer begränsad varför konventionella paneler med ej hopkopplade armeringskorgar av den typ som illustreras i Figur 4.1 är att föredra där.



Figur 4.4 Principiell armeringsutformning av vertikal fog med kontinuerlig armering mellan intilliggande paneler. Från El-Razek (1999).

#### 4.3.2.4 Anslutning vid horisontell fog mellan slitsmurspanel och anslutande platta

I en permanent slitsmurskonstruktion är det möjligt att nyttja slitsmuren som en vägg i exempelvis en tunnel. Härigenom uppstår ett behov att skapa kontinuitet mellan vägg och anslutande platta. En dylik anslutning behöver förberedas vid tillverkning av armeringskorgen och kan lösas på tre i princip olika sätt: inbörning av armering i efterhand, utbockning av befintliga stänger i slitsmuren eller med mekaniska armeringsskarvar. I de sista två fallen förses armeringskorgen med en skyddande form i det aktuella skarvområdet för att undvika att detta fylls med betong, se Figur 4.5. När jorden mellan slitsmurarna avlägsnats friläggs skarvområdet och eventuella armeringsstänger bockas ut. Enligt Linder (2006) är en lösning med mekaniska armeringskopplingar att föredra. Detta stöds även av Puller (1994) eftersom utbockning av befintliga stänger kan orsaka mikrosprickor i betongen som sedan leder till problem med fogens vattentäthet. Inbörning av armering i efterhand kan fortfarande bli aktuellt om det exempelvis visar sig att det förberedda skarvområdet hamnat för högt/lågt gentemot den anslutande plattans önskade läge.



Figur 4.5 Principiell armeringsutformning för anslutning vid horisontell fog mellan slitsmur och anslutande platta med (a) armeringsstänger som bockas ut; och (b) mekanisk anslutning.

### 4.3.3 Täckande betongskikt

För att säkerställa goda gjutförutsättningar ska betongen kunna flyta fritt mellan armeringskorg och ”form”. I EN 1538 anses detta vara uppfyllt om det täckande betongskiktet uppgår till minst 75 mm. Detta värde kan dock minskas till 60 mm i icke-lösa jordar med låg aggressivitet. Detta innebär en minskning av kravet med 15 mm, vilket antyder att miljöpåverkan åtminstone delvis beaktats i de krav på täckande betongskikt som ges i EN 1538. I ovanstående siffror ingår den utförandetolerans som enligt SS 13 70 10, SIS (2002), normalt sätts till 10 mm. Dvs. med användande av den terminologi som används i SS 13 70 10 innebär kraven i EN 1538 att basmåttet för det täckande betongskiktet ska vara 75 mm eller 60 mm, beroende på den omgivande jordens egenskaper. I RDS (2002) ges samma täckskiktsanvisningar på 75 mm respektive 60 mm, som dem i EN 1538. Dock framgår det här att det i dessa krav är inbakat en tolerans på 25 mm respektive 20 mm, varför det minimalt önskade täckskiktet kan sägas vara 50 mm respektive 40 mm.

Utöver dessa krav anges i EN 1538 även att det täckande betongskiktet ska uppfylla de krav som ges i EN 1992-1-1, CEN (2004) varför hänsyn även ska tas till den exponeringsklass som respektive konstruktionsdel befinner sig i. Det krav som ställs på täckskiktet med hänsyn till miljöpåverkan varierar med aktuell exponeringsklass. Beroende på om slitsmurskonstruktionen ska användas för väg- eller järnvägsändamål gäller också skilda krav, se Tabell 4.4 och Tabell 4.5. Av detta kan konstateras att kraven på täckande betongskikt i kombination med erforderligt värde på  $vct_{ekv}$  kan skilja sig betänkligt beroende på konstruktionens användningsområde. Av Tabell 4.5 framgår att exponeringsklass XD3, som gäller i vägmiljö, medför kravet att  $vct_{ekv} = 0,40$  vid bestämning av erforderligt täckande betongskikt. Ett sådant värde på  $vct_{ekv}$  är möjligt att använda i en slitsmursbetong<sup>2</sup> men är märkbart lägre än vad som normalt används. Detta är också en trolig anledning till varför det i bland annat Tyskland är vanligt med tvåskalsväggar för slitsmurskonstruktioner i vägmiljö. Förutsatt att yttre förhållanden inte motsvarar marin miljö (exponeringsklass XS3) ändras exponeringsklassen för en

<sup>2</sup> I Singapore ställs det till och med som krav att betongen uppfyller  $vct_{ekv} = 0,40$ .

dylik konstruktion då från XD3 till XC3, dvs. detsamma som för en järnvägstunnel, vilket tillåter ett högre värde på  $vct_{ekv}$  och som är enklare att uppnå.

Tabell 4.4 Jämförelse av exponeringsklass enligt Tunnel 2004, Vägverket (2004) och BV Tunnel, Banverket (2004), för utvalda miljöer.

| Beskrivning                      | Tunnel 2004             | BV Tunnel       |
|----------------------------------|-------------------------|-----------------|
| Vägmiljö                         | XD3 / XD1 <sup>1)</sup> | - <sup>2)</sup> |
| Övrigt trafikutrymme             | XD1                     | -               |
| Banmiljö                         | -                       | XC4             |
| Bakom ej tätt slutande inklädnad | XD1                     | XC3             |
| Bakom tätt slutande inklädnad    | XC3                     | XC3             |
| Omgivande jord, marin miljö      | XS3                     | XS3             |
| Omgivande jord, övrigt           | XC4                     | XC4             |

<sup>1)</sup> Godtas för baksida vägg och tak.

<sup>2)</sup> Om konstruktionsdel hänförs till vägmiljö används XD3.

Tabell 4.5 Värden på  $vct_{ekv}$ , erforderligt täckande betongskikt samt tillåten sprickbredd för exponeringsklasser i se Tabell 4.4. Baserat på SS 13 70 10 med antagande om livslängdsklass L100. Ungefärlig erforderlig hållfasthetsklass visas som jämförelse.

| Exponeringsklass | max $vct_{ekv}$<br>[-] | Täckande betongskikt <sup>1)</sup><br>[mm] | Korrosions-känslig armering<br>$w_k$ [mm] | Föga korrosions-känslig armering<br>$w_k$ [mm] | Erforderlig hållfasthetsklass <sup>2)</sup> |
|------------------|------------------------|--------------------------------------------|-------------------------------------------|------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| XC3, XC4         | 0,55<br>0,50           | 25<br>20                                   | 0,20                                      | 0,30                                           | C 30/37                                     |
| XD1              | 0,45<br>0,40           | 30<br>25                                   | 0,15                                      | 0,20                                           | C 35/45                                     |
| XD3, XS3         | 0,40<br>0,35           | 45<br>40                                   | 0,10                                      | 0,15                                           | C 40/50                                     |

<sup>1)</sup> Utförandetolerans ej beaktad, enligt SS 13 70 10 normalt 10 mm.

<sup>2)</sup> Rekommenderat gränsvärde enligt SS-EN 206-1 (XC3, XC4) respektive Bro 2004 (övriga).

I Bro 2004 anges att täckande betongskikt maximalt får vara 75 mm. Med de täckskiktsskrav som anges i EN 1538 är det dock ofrånkomligt att täckskikt större än detta erhålls till huvudarmeringen vilket skulle innebära att anvisningarna i Bro 2004 inte följs. Täckskiktsskraven för slitsmurar kan dock även jämföras med dem som ställs i Bro 2004 på undervattensgjutna konstruktioner där ett basmått på minst 100 mm (tolerans satt till 10 mm) krävs för att säkerställa god gjutbarhet. Kravbilden kan därför sägas vara relativt likvärdig i de båda regelverken.

#### 4.3.4 Sprickbreddskrav

De i normerna givna sprickbreddskrav som används vid dimensionering baserar sig på något av följande:

- skydd mot korrosion
- vattentäthet
- estetiska skäl

Av dessa är normalt något av de två första kriterierna dimensionerande varför sprickor med hänsyn till estetiska krav inte berörs här. I EN 1538 anges inga specifika sprickbreddskrav varvid dessa istället baseras på aktuella exponeringsklasser enligt aktuella föreskrifter, se Tabell 4.4 och Tabell 4.5. Enligt dessa varierar sprickbreddskravet för föga korrosionskänslig armering som  $0,15 = w_k = 0,30$  mm för en svensk vägtunnel medan den för en järnvägstunnel blir  $w_k = 0,30$  mm. Detta kan jämföras med EN 1992-1-1, CEN (2004), där motsvarande krav för samtliga i Tabell 4.5 givna exponeringsklasser är  $w_k = 0,3$  mm<sup>3</sup>.

I Bro 2004 ges även krav på att sprickbredden maximalt får vara 0,1 mm om betongen är utsatt för ensidigt vattentryck. Detta är ett hårdare krav än vad som anges i exempelvis BBK 04, Boverket (2004). Där rekommenderas istället att sprickbredden, vid rimliga krav på vattentäthet, inte bör överstiga 0,20 mm. Några motsvarande anvisningar ges inte i EN 1538 eller EN 1992-1-1, även om det i den senare antyds att hårdare sprickbreddskrav kan behövas för att erhålla en vattentät konstruktion. I DIN 4126 och RDS (2002) ges dock kompletterande anvisningar på tillåten sprickbredd för att säkerställa en vattentät konstruktion. En utförligare diskussion om vattentäthet samt de krav som ställs för att uppnå detta ges i avsnitt 4.3.6.2.

Kombinationen av stora täckande betongskikt och hårda sprickbreddskrav kan resultera i stora armeringsmängder, vilket innebär en ökad risk för att betonggjutningen misslyckas, se avsnitt 4.3.2.1. Hårda sprickbreddskrav i sig kan därigenom indirekt ge upphov till en försämrad gjutkvalitet i slitsmuren. Med anledning av detta är det också viktigt att en tillförlitlig beräkningsmodell används vid dimensionerandet av aktuell konstruktion så att inte onödigt mycket armering används. I Sverige används idag modell beskriven i BBK 04, Boverket (2004), varvid den karakteristiska sprickbredden  $w_k$  beräknas som

$$w_k = 1,7 \cdot w_m \quad (4.3)$$

$$w_m = n \cdot \frac{s_s}{E_s} S_{rm} \quad (4.4)$$

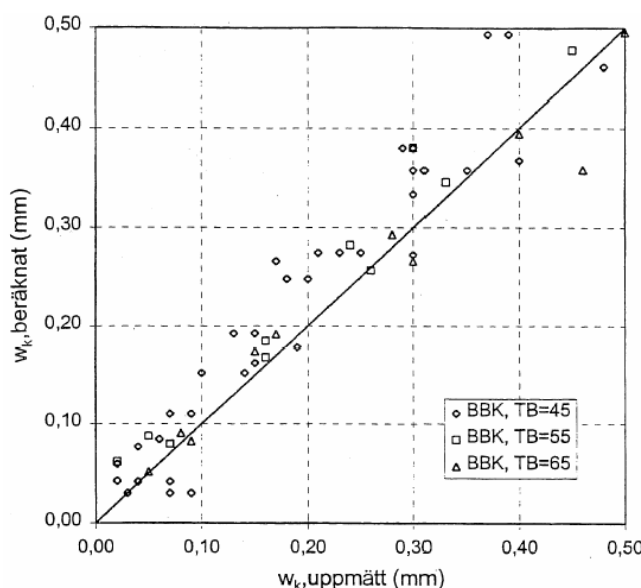
$$n = 1 - \frac{b}{2,5 \cdot k_1} \cdot \frac{s_{sr}}{s_s} \text{ dock } n \geq 0,4 \quad (4.5)$$

$$s_{rm} = 50 + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{f}{r_r} \quad (4.6)$$

<sup>3</sup> För exponeringsklass XD3 saknas information om täckande betongskikt i EN 1992-1-1. Uppgift finns dock för XS3, vilken XD3 här likställts med eftersom denna klass i SS 13 70 10 ger samma krav som XD3 på täckande betongskikt och sprickbredd.

där  $E_s$  = armeringens elasticitetsmodul  
 $S_{rm}$  = medelsprickavstånd  
 $\beta$  = faktor som beaktar inverkan av långtidslast eller lastupprepningar  
 $\gamma_1$  = faktor som beaktar armeringens vidhäftning  
 $\gamma_2$  = faktor som beaktar töjningsfördelningen vid dragen armering  
 $\gamma$  = faktor som beaktar inverkan av dragen betong mellan sprickor  
 $f$  = stångdiameter  
 $\gamma_r$  = armeringsandel inom en effektiv betongarea  
 $s_s$  = aktuell armeringsspänning  
 $s_{sr}$  = armeringsspänning vid uppsprickning

Ekman (1997) har gjort en jämförelse av hur väl denna beräkningsmodell stämmer med de sprickbredder som erhålls på armeringens nivå i balkar med varierande armeringsmängd och täckande betongskikt i en balk utsatt för ren böjning. Ett utdrag av detta visas i Figur 4.6 där uppmätt karakteristisk sprickbredd  $w_k$  jämförs med beräknat värde. Den diagonalt dragna linjen i figuren motsvarar fallet då uppmätt och beräknad sprickbredd har fullständig överensstämmelse. Punkter placerad ovanför denna linje innebär att beräknat värde är större än uppmätt och punkter nedanför linjen markerar att uppmätt värde var större än det beräknade. Huvuddelen av punkterna ligger ovanför denna diagonal linje, vilket innebär att beräkningsmetodiken ger resultat på säker sida. En viss osäkerhet i resultaten kan dock skönjas för sprickbredder  $w_k = 0,10$  mm samt  $w_k = 0,40$  mm men i stort gäller att metoden synes ge tillförlitliga resultat med acceptabel avvikelse mellan uppmätta och beräknade värden.



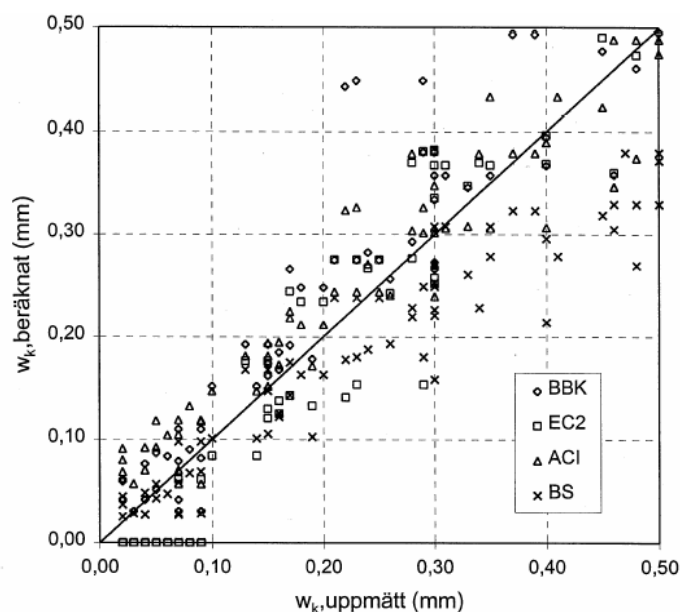
Figur 4.6 Jämförelse mellan uppmätt karakteristisk sprickbredd  $w_k$  och beräknat värde enligt BBK för varierande täckande betongskikt TB. Från Ekman (1997).

En jämförelse av samma försöksdata men med beräkningsmodeller från olika internationella referenser visas i Figur 4.7. Av denna jämförelse framgår att de med BBK jämförda normerna har en annorlunda spridning i förhållande till idealresultatet, representerat av den diagonala linjen. Det är värt att notera att framförallt Eurocode 2<sup>4</sup> (EC2) och den brittiska normen, British Standard (BS), avviker på ett sådant sätt att dess beräkningsmodeller underskattar den

<sup>4</sup> Den jämförda Eurocode 2, CEN (1991), använde ett annat uttryck för sprickbreddsberäkning än vad som brukas i dagens Eurocode 2, EN-1992-1-1, CEN (2004).

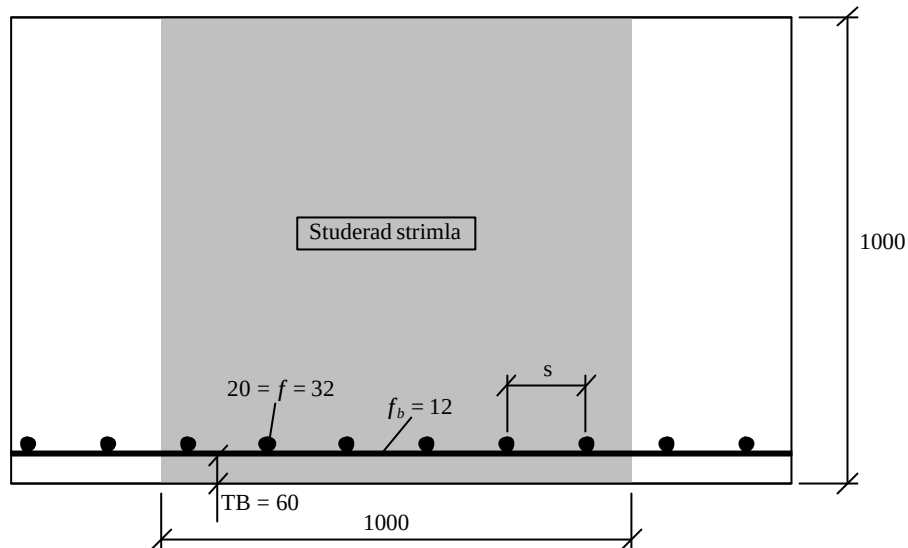


karakteristiska sprickbredden jämfört med uppmätta resultat. Även om detta utgör en begränsad sprickbreddstudie antyder den att de i BBK 04 givna uttrycken är tillförlitliga samt att de i jämförelse med internationellt använda beräkningsmodeller står sig bra.

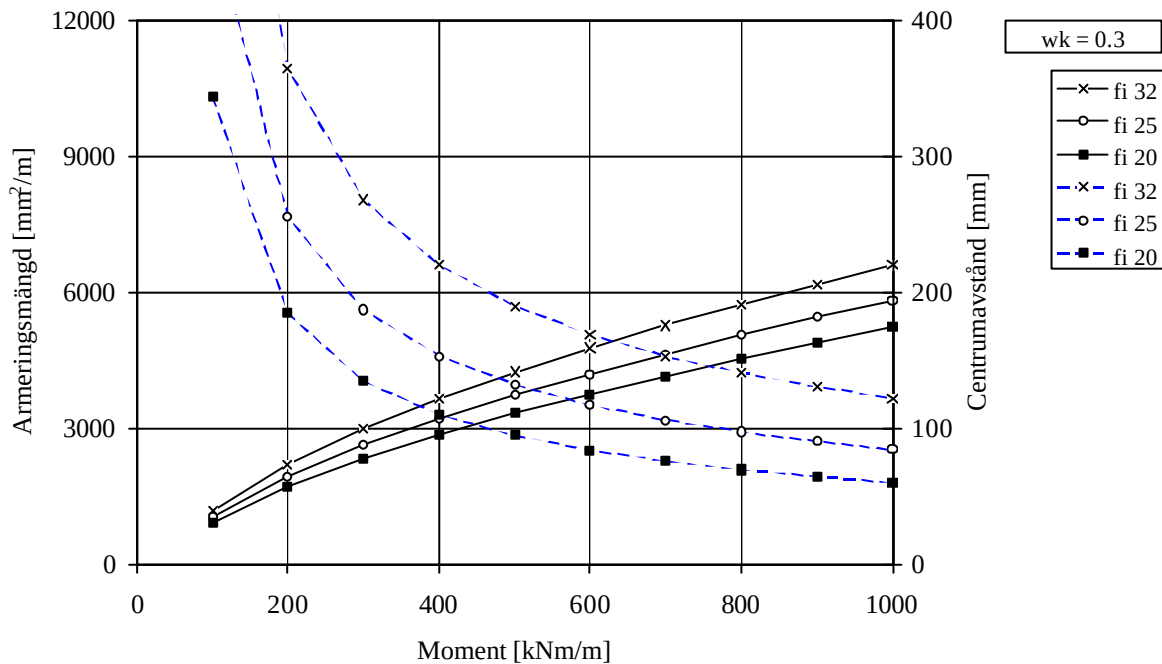


Figur 4.7 Jämförelse mellan uppmätt karakteristisk sprickbredd  $w_k$  och beräknat värde enligt olika normer: EC2 – Eurocode 2, ACI – amerikanska betongnormen samt BS – brittiska betongnormen. Från Ekman (1997).

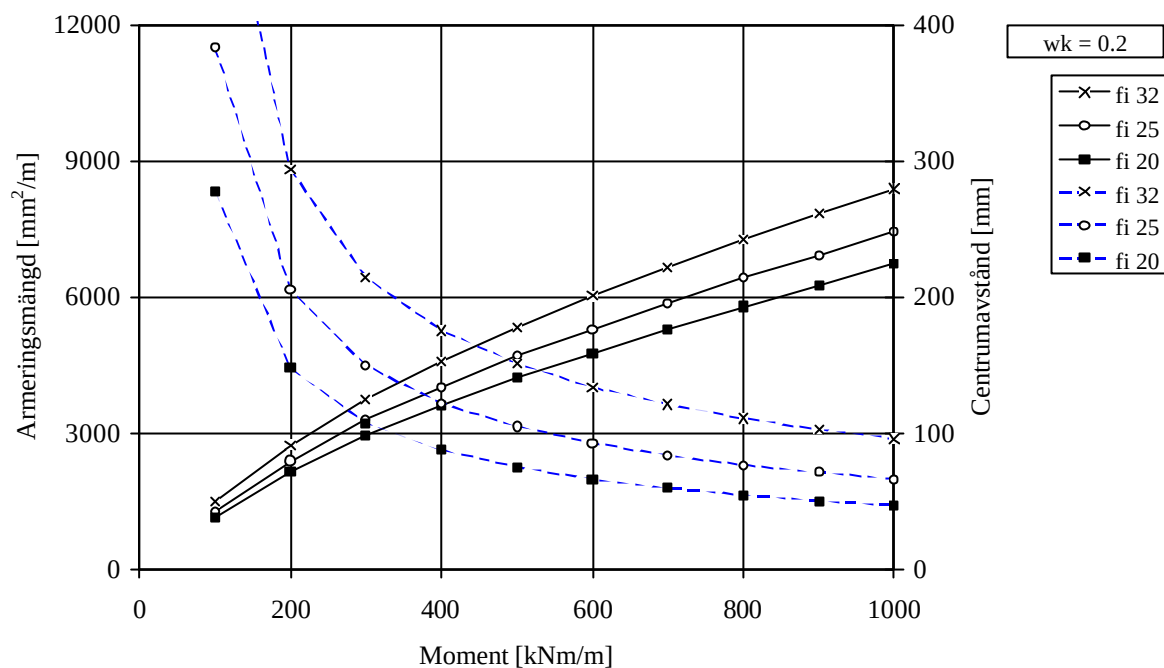
För att få en uppfattning av vad aktuella sprickbreddskrav innebär för erforderlig armeringsmängd har sprickbreddsberäkningar utgående från ekvation (4.3) till (4.6) utförts för en 1,0 m bred strimla för ett enkelarmerat tvärsnitt enligt Figur 4.8 och betong av hållfasthetsklass C 25/30. I beräkningarna har antagits ren böjning, dvs. normalkraften är noll, med moment av varierande storlek. Erforderligt armeringsbehov har bestämts för sprickbredden  $w_k = 0,30$ ,  $w_k = 0,20$  och  $w_k = 0,10$  mm och visas i Figur 4.9, Figur 4.10 respektive Figur 4.11. En jämförelse av erforderlig armeringsmängd ger att denna ökar med omkring 50% när sprickbreddskravet ökar från 0,20 mm till 0,10 mm. En dylik ökning kan i sin tur leda till att det inte längre blir möjligt att placera armeringen i ett lager eftersom kraven på fritt armeringsavstånd på minst 100 mm inte kan uppfyllas, se avsnitt 4.3.2.1. Vidare gäller att flera av de redovisade armeringsmängderna i Figur 4.9 till Figur 4.11 inte är tillåtna eftersom detta krav inte uppfylls. Redovisade diagram ska dock främst ses som ett verktyg för att påvisa den effekt som en ändring av sprickbreddskravet har på erforderlig armeringsmängd.



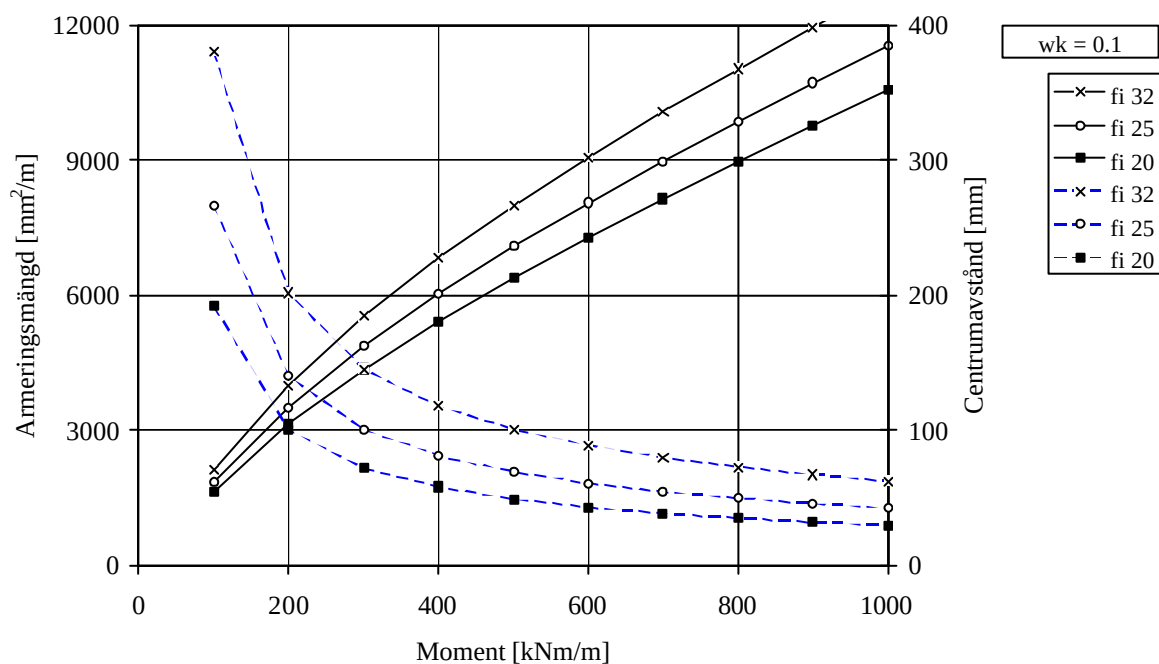
Figur 4.8 Tvärsnitt använt vid sprickbreddsberäkningar som redovisas i Figur 4.9 till Figur 4.11.



Figur 4.9 Erforderlig armeringsmängd för tvärsnitt enligt Figur 4.8 när sprickbredds-kravet  $w_k = 0,30$  mm. Heldragna linjer anger armeringsmängd och streckade linjer tillhörande centrumavstånd. "fi" anger armeringsdimension.



Figur 4.10 Erforderlig armeringsmängd för tvärsnitt enligt Figur 4.8 när sprickbredds-kravet  $w_k = 0,20$  mm. Heldragna linjer anger armeringsmängd och streckade linjer tillhörande centrumavstånd. "fi" anger armeringsdimension.

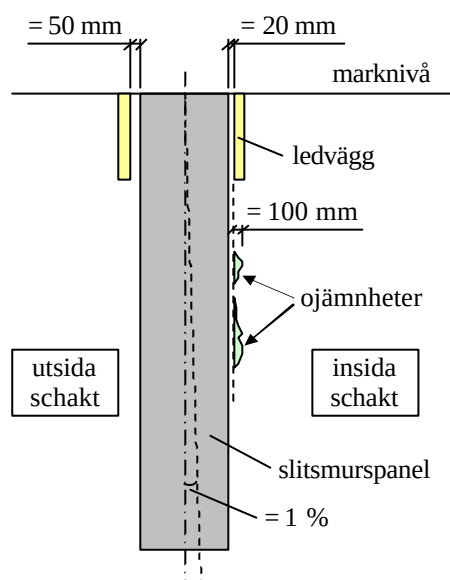


Figur 4.11 Erforderlig armeringsmängd för tvärsnitt enligt Figur 4.8 när sprickbredds-kravet  $w_k = 0,10$  mm. Heldragna linjer anger armeringsmängd och streckade linjer tillhörande centrumavstånd. "fi" anger armeringsdimension.

### 4.3.5 Toleranser

I EN 1538 anges toleranser för slitsmurspanelens geometri samt armeringens placering i denna. I Figur 4.12 sammanfattas de toleranser som gäller för geometrin hos en platsgjuten slitsmur. Storleken hos ojämnheter på slitsmurens exponerade yta bör inte avvika mer än 100 mm från angivet toleransplan, där toleransplanet bestäms utgående från slitsmurens nominella placering med beaktande av givna toleranser för ledvägg och vertikal lutning. Dock kan avvikelser från detta tillåtas vid lös mark eller där markens partikelstorlek överstiger 100 mm. Slitsmurpanelens maximalt tillåtna vertikala lutning på 1 % gäller både i och ut ur slitsmurens plan. Vidare anges att placeringen av två intilliggande paneler ska vara sådan att negativ inverkan på slitsmurens funktion undviks.

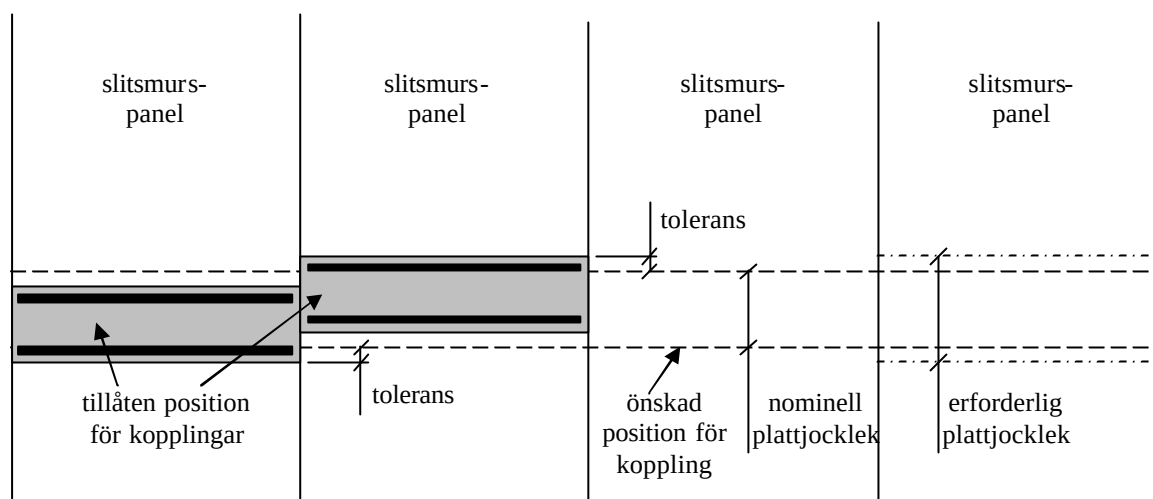
För armeringskorgen gäller att dess mått får avvika med maximalt  $\pm 10$  mm från dess nominella utbredning. Den vertikala nivån för anslutningskopplingar av slitsmur till horisontell platta får inte avvika mer än  $\pm 70$  mm medan korgens placering från slitsmurens topp begränsas till  $\pm 50$  mm. Vidare gäller att armeringskorgens horisontella position i slitsmurens plan inte får avvika med mer än  $\pm 70$  mm.



Figur 4.12 Sammanfattning av toleranser för platsgjuten slitsmur enligt EN 1538.

Av ovan givna toleranser framgår att det täckande betongskiktet kan bli märkbart större än det nominella värdet. Om exempelvis toleransen för anslutningskopplingars vertikala placering nyttjas fullt ut innebär detta att den anslutande plattans tjocklek kan bli upp till 140 mm<sup>5</sup> tjockare än dess nominella tjocklek, se Figur 4.13. Vidare medger tillåtna toleranser för slitsmuren på motsvarande sätt att denna tillåts bli upp till 70 mm tjockare än sitt nominella värde. Ett större täckande betongskikt kan synas vara på säker sida men en sådan drastisk ökning av det täckande betongskiktet medför även att storleken hos förväntade sprickbredder ökar.

<sup>5</sup> Enligt Linder (2006) är det dock onödigt pessimistiskt att förvänta sig en så stor vertikal avvikelse som  $\pm 70$  mm. Vid rätt utförande är det istället rimligare att förvänta en avvikelse på maximalt  $\pm 40$  mm. Detta uttalande stöds av Müller (2006) som menar att den vertikala avvikelsen för anslutningar i regel inte överstiger  $\pm 50$  mm.

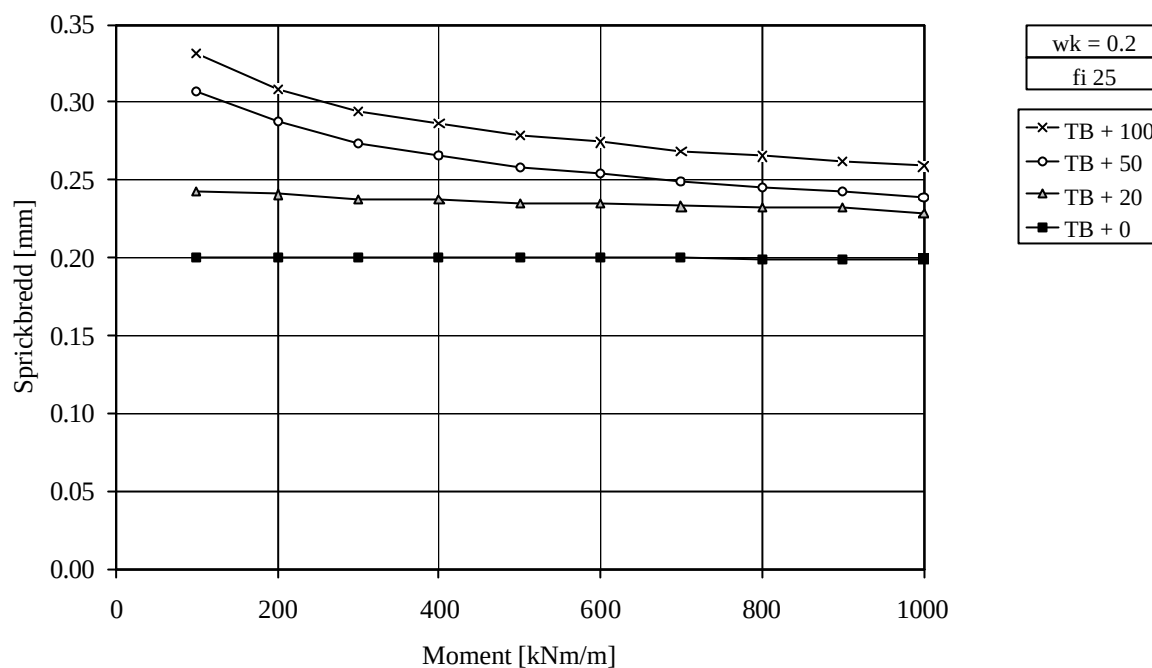


Figur 4.13 Möjlig position av koppling mellan slitsmur och horisontellt anslutande platta samt den innebörd detta har på erforderlig plattjocklek.

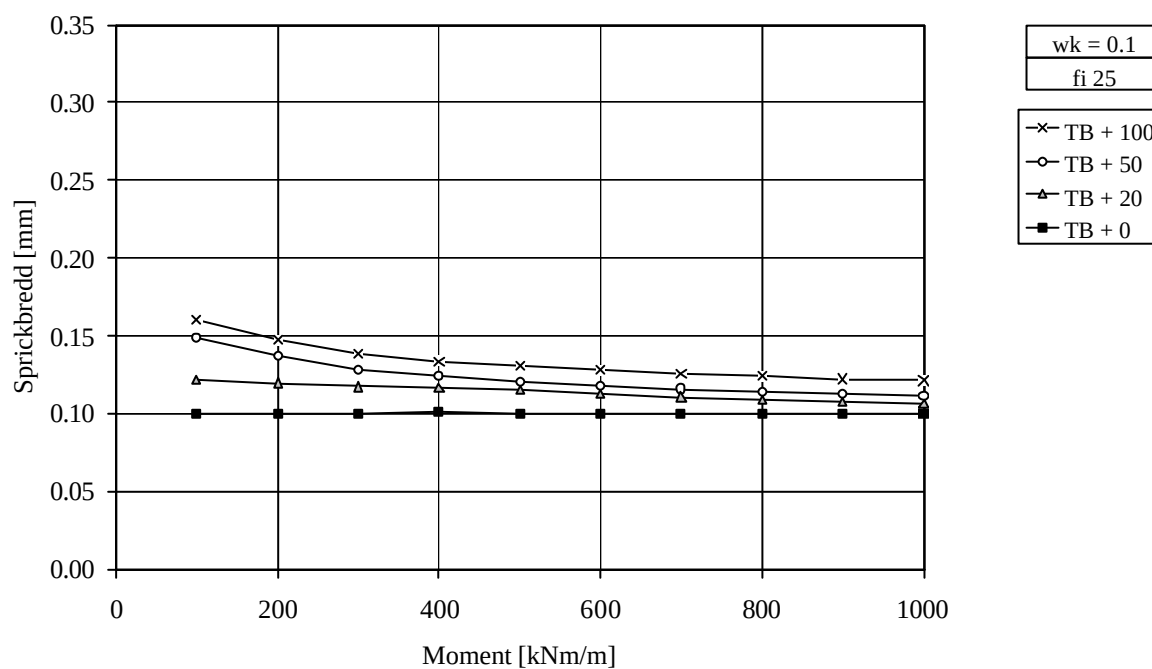
I EN 1538 anges inga riktlinjer för hur ovan givna toleranser ska hanteras. Några dylika riktlinjer finns inte heller i EN 1992-1-1 eller Bro 2004. Allmänt synes det i gällande regelverk läggas liten vikt på att säkerställa att det täckande betongskiktet inte blir för stort. Detta är rimligen acceptabelt om ökningen mellan erhållet och använt täckande betongskikt är litet. Vid större variationer, såsom exempelvis kan bli fallet för en slitsmurskonstruktion, kan detta dock få allvarigare konsekvenser.

En jämförelse av vilken inverkan som ett för stort täckskikt har på sprickbredden presenteras i Figur 4.14. Här har en armeringsmängd motsvarande den för  $\phi 25$  och  $w_k = 0,20$  som illustreras i Figur 4.10 använts tillsammans med en variabel ökning av det täckande betongskiktet med 20, 50 respektive 100 mm. Av detta framgår att ökningen i förväntad sprickbredd är liten vid en täckskiktsökning av 20 mm men att den för en täckskiktsökning av 100 mm blir relativt betydande. Motsvarande sprickbreddsändring, men baserat på  $\phi 25$  och  $w_k = 0,10$ , ges i Figur 4.15. Av detta framgår att den absoluta sprickbreddsändringen minskar jämfört med fallet då  $w_k = 0,20$  men att det procentuella förhållandet är ungefär detsamma som i Figur 4.14.

Om den effekt som antyds i Figur 4.14 och Figur 4.15 även fås i verkligheten är inte klarlagt. Av Figur 4.6 framgår att god överensstämmelse fås mellan aktuellt sprickbreddsuttryck och försök när det täckande betongskiktet är begränsat. Huruvida beräkningsmodellen även är aktuell vid täckskikt av storleksordningen 100-150 mm är dock osäkert. Det täckande betongskiktets inverkan beaktas utgående från den modell som finns i BBK 04 på ett beräkningsmässigt enkelt sätt genom att ha en mer eller mindre proportionell inverkan på armeringsandelen  $\rho_r$ , se avsnitt 4.3.4. Det finns visserligen en övre begränsning på den effektiva betongarean som baseras på det minsta av en höjd  $(h - x)/3$  eller  $16\phi$ . Detta är dock en approximation som används i brist på bättre kunskap om de mekanismer som påverkar uppsprickningen och den sprickbredd som erhålls.



Figur 4.14 Ändring av förväntad sprickbredd när det täckande betongskiktet ökar med 20, 50 eller 100 mm hos ett tvärsnitt armerat med  $f_{25}$  för att klara ett sprickbreddskrav på  $w_k = 0,20$  mm enligt Figur 4.10.



Figur 4.15 Ändring av förväntad sprickbredd när det täckande betongskiktet ökar med 20, 50 eller 100 mm hos ett tvärsnitt armerat med  $f_{25}$  för att klara ett sprickbreddskrav på  $w_k = 0,10$  mm enligt Figur 4.11.

### 4.3.6 Täthet

#### 4.3.6.1 Allmänt

Slitsmurens täthet är en viktig parameter – dels för att undvika att vatten tränger igenom och eventuellt orsakar problem på insidan men kanske framförallt för att ett sådant läckage kan få stora konsekvenser i omgivningen på slitsmurens utsida. Det är inte orimligt att täthetskraven kan vara en styrande faktor vid val av byggmetod och det är då också av stor vikt att dessa kan uppfyllas tillfredsställande. Principiellt går det att skilja på två olika former av täthet: i själva slitsmurspanelen samt i anslutningen mellan olika konstruktionsdelar.

Under 1960-talet fanns det bland annat i Storbritannien en stor optimism bland konstruktörer och entreprenörer om slitsmurteknikens förmåga att åstadkomma en vattentät betongkonstruktion, Puller (1994). Praktiska erfarenheter genom åren har dock visat att detta var felaktigt. Enligt Wong (1997) fungerar slitsmurar bra som en vattenbarriär under byggnadstiden men att det under konstruktionens totala livstid är svårt att fullständigt förhindra problem med fukt och/eller läckage. Fram till och med 1997, menar Wong, hade ett stort antal källare i Singapore som konstruerats med slitsmurar haft problem med läckage eller fukt genom väggarna. Baserat på utförd enkätundersökning, se avsnitt 6.2, synes dock slitsmurarnas täthetsproblem i Europa vara mindre påtagliga än vad de varit i Singapore. Enligt Puller och Wong är den allmänna hållningen idag bland både ingenjörer och entreprenörer att det inte är möjligt att bygga helt vattentäta slitsmurar med fullständigt torr insida utan att dessa enbart kan fås som relativt vattentäta konstruktioner med inslag av fukt och väta på väggens insida. Inställningen till detta varierar dock något mellan olika länder och enligt Puller råder det en något mer positiv syn på slitsmurens vattentäthet i Europa, särskilt Frankrike och Spanien, än i USA.

I EN 1538 saknas anvisningar om vilka täthetsegenskaper som en slitsmur ska uppnå. I Tunnel2004 samt BV Tunnel anges dock att en tunnel ska vara tillräckligt tät mot vattenläckage med hänsyn till eftersträvad tunnelmiljö samt risk för omgivningspåverkan. Vidare rekommenderas utförande med vattenisolering på samtliga utvändiga ytor. Båda Tunnel2004 och BV Tunnel använder definitioner enligt Tabell 4.6. De grundkrav om täthet som anges i BV Tunnel är att väggar och tak får vara fuktiga medan rinnande vatten får förekomma i fyllning under räls. Motsvarande krav i Tunnel2004 är att dropp och rinnande vatten inte får förekomma på vägbana, golvytor eller gång- och cykelbanor. Som jämförelse kan nämnas att Puller (1994) rekommenderar att definitionen på vattentäthet ska vara så enkel som möjligt utan några kvantitativa siffror. Istället anser Puller att det är tillräckligt att använda begreppet vattentätt i sådan mening att det inte får förekomma droppande eller rinnande vatten på insida vägg samt att mängden fuktiga områden är begränsad. Denna metodik verkar också vara ett allmänt vedertaget förfarande i praktiken. Enligt Puller (2005) kan en bra metodik vara att lägga handflatan mot en yta. Om vatten därmed börjar droppa längs armen är läckaget för stort, om inte är det acceptabelt. I Tyskland används en liknande metodik samt användandet av särskilt lättsugande papper som placeras mot slitsmurväggen för att bedöma om dess täthet är tillräcklig, ZTV-ING (2003).

Tabell 4.6 Definition av begreppen fukt, dropp samt rinnande vatten för enskilt inläkningsställe enligt Tunnel 2004 samt BV Tunnel.

| Begrepp         | Droppantal, D<br>[st/min] | Flöde, F<br>[ml/min]   |
|-----------------|---------------------------|------------------------|
| Fukt            | $D < 1$                   | $F = 0,05$             |
| Dropp           | $1 = D = 150$             | $0,05 \cdot = F = 7,5$ |
| Rinnande vatten | $D > 150$                 | $F > 7,5$              |

#### 4.3.6.2 Slitsmurspanelens täthet

Tätheten hos en betongkonstruktion beror dels på själva betongmaterialet och dels på förekomsten av sprickor. Enligt SS 13 70 03, SIS (2002), kan en betong anses vara vattentät om  $vct_{ekv} = 0,60$  samt om vikten av vatten i betongmassan är högst 0,5 gånger den sammanlagda vikten av cement, tillsatsmaterial och ballast med kornstorlek  $< 0,25$  mm. För konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck och där inläckage av vatten inte godtas gäller dock även andra kompletterande krav. Enligt BBK 04, Boverket (2004), bör den karakteristiska sprickbredden  $w_k = 0,20$  mm vid rimliga krav på vattentäthet. I Bro 2004 har kravet för en sådan situation dock skärpts ytterligare och där anges en maximal sprickbredd  $w_k = 0,10$  mm, se avsnitt 4.3.4, samt att tryckzonshöjden ska uppgå till minst 50 mm. Ställda krav anger på tillåten sprickbredd oavsett sida som sprickan uppstår, dvs. även för böjsprickor vars öppning befinner sig på betongväggens ”torra” sida.

Ett materials förmåga att släppa igenom vätska under tryck benämns dess permeabilitet. Det flöde,  $q$ , som passerar genom osprucken betong beräknas med Darcy's lag som

$$q = K \cdot \frac{dP_w}{dx} \quad (4.7)$$

där  $K$  = betongens permeabilitetskoefficient [m/s]

$$\frac{dP_w}{dx} = \text{tryckgradient [m vattenpelare/m]}$$

Enligt Betonghandboken – Material (1994) beror betongens permeabilitet i huvudsak på permeabiliteten hos ingående delar, cementpasta och ballast, samt på fasgränsen dem emellan. Cementpasta har en lägre permeabilitet än ballasten och vidare gäller att större stenstorlek resulterar i ökad permeabilitet. Förenklat kan sägas att en låg  $vct$  hos betongen också resulterar i lägre permeabilitet, även om parametrar såsom härdningssätt och ballasttyp kan ha stor inverkan. I Betonghandboken – Material redovisas en sammanställning av vilken kan utläsas att permeabilitetskoefficienten,  $K$ , för en betong med  $vct = 0,5 - 0,6$  och ballaststorlek 38 mm varierar mellan omkring  $10^{-11} - 10^{-10}$  m/s. Insatt i ekvation (4.7) med antagande av en tryckgradient motsvarande 10 m vattenpelare/m ger detta ett flöde på 0,006-0,06 ml/min, dvs. i samma storlek eller lägre än vad som anges som täthetskrav för ”Fukt” i Tabell 4.6<sup>6</sup>.

<sup>6</sup> I Tunnel 2004 och BV Tunnel definieras inte vad som menas med enskilt inläkningsställe för vilket tillåtet flöde är definierat. I här utförda beräkningar antas att tillåtet läckage, enligt Tabell 4.6, syftar på en yta av 1 m<sup>2</sup>.

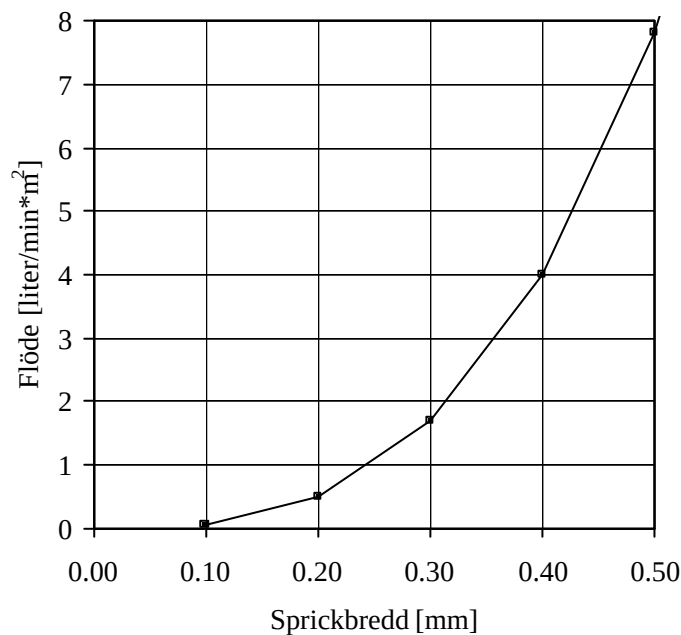


Förekomsten av sprickor har en avsevärd inverkan på en betongkonstruktions vattengenomsläpplighet. För en betongkonstruktion med genomgående spricka kan flödet,  $q$ , enligt Betonghandboken – Material tecknas som

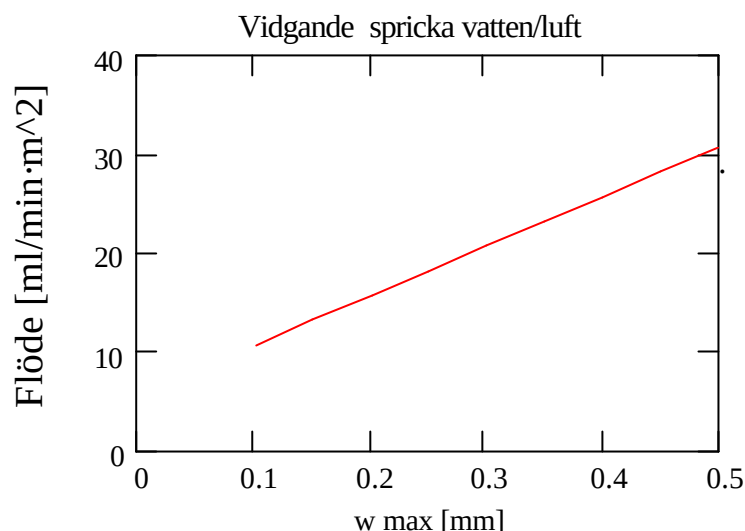
$$q = \frac{\Delta p \cdot l \cdot w^3}{12 \cdot h \cdot t} \quad (4.8)$$

där  $Dp$  = tryck [Pa]  
 $l$  = genomströmningslängd [m]  
 $w$  = halva sprickbredden  $w_k$  [m]  
 $h$  = dynamisk viskositet [Ns/m<sup>2</sup>]  
 $t$  = genomströmningsdjup [m]

Utgående från detta görs i Figur 4.16 en jämförelse av sprickbreddens inverkan på konstruktionens vattengenomsläpplighet. Av detta framgår tydligt sprickornas stora inverkan på betongens täthet - även med antagandet av en 1,0 m lång spricka/m<sup>2</sup> och en sprickbredd  $w_k = 0,10$  mm fås ett flöde på omkring 60 ml/min, dvs. ett långt större flöde än vad som är tillåtet enligt Tabell 4.6. Som en komplettering visas även det beräknade flödet när den genomgående sprickans bredd vidgas linjärt över tvärsnittet istället för att vara konstant, se Figur 4.17. Angiven sprickbredd är den maximala sprickbredden, motsvarande den dragna sidans kant för en böjspricka, medan  $w = 0,01$  mm på tvärsnittets ”tryckta” sida.



Figur 4.16 Vattengenomsläpplighet  $q$  som funktion av genomgående sprickbredd enligt ekvation (4.8).  $Dp = 100$  kPa (10 m vattenpelare),  $l = 1,0$  m,  $h = 10^{-3}$  Ns/m<sup>2</sup> samt  $t = 1,0$  m.



Figur 4.17 Flöde genom betongkonstruktion med genomgående sprickor med vidgande bredd över tvärsnittet. Samma ingångsdata som i Figur 4.16 men,  $w_{min} = 0,01$  mm.

För fallet med genomgående konstant spricka, varierar flödet mellan 60 – 8000 ml/min·m<sup>2</sup> beroende på sprickviddens storlek, där det lägre värdet motsvarar tätheten hos betongen enligt fall (A) i Figur 3.7. För fallet med genomgående spricka med varierande bredd är motsvarande flöden 10 – 30 ml/min·m<sup>2</sup>, dvs. även i fallet med en variabel spricka med maximal sprickbredd på 0,5 mm är flödet endast hälften så stort av flödet för fallet med en konstant sprickbredd på 0,1 mm.

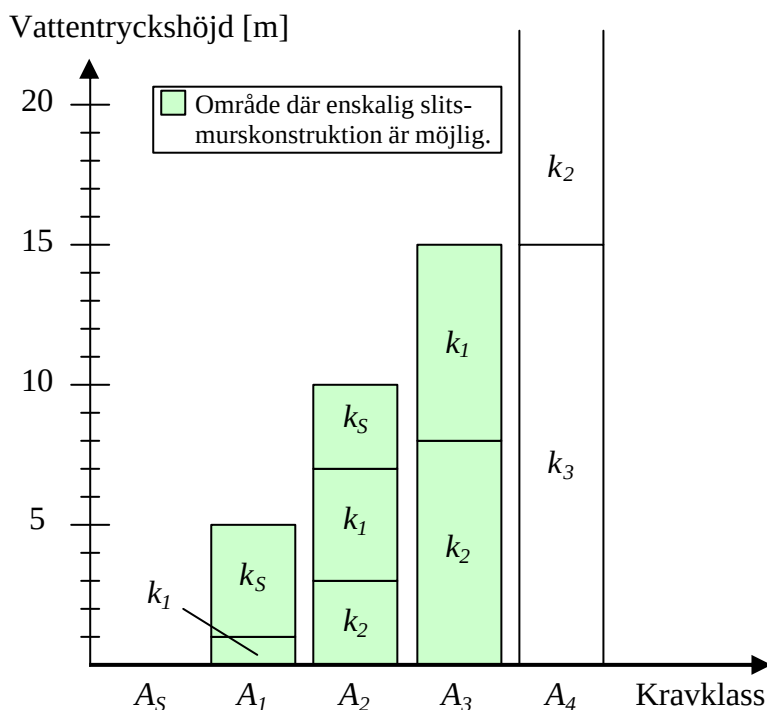
Eftersom kravet är att  $v_{ct} = 0,55$ , se Tabell 4.5, synes det också rimligt att kunna uppnå ställda täthetskrav enbart med nyttjande av befintlig betongtryckzon (osprucken betong) i slitsmurspanelen. Med antagande om ett yttre tryck på 100 kPa (10 m vattenpelare), en permeabilitetskoefficient hos betongen på  $K = 10^{-11}$  m/s ( $v_{ct} \approx 0,50$ ) och ett tillåtet flöde på  $q = 0,05$  ml/min·m<sup>2</sup> krävs en osprucken del om 0,12 m i betongen. Detta kan jämföras med den tryckzonshöjd som erhålls i de sprickbreddsberäkningar för en sprickbredd om  $w_k = 0,3$  mm, som presenteras i Figur 4.9, där tryckzonshöjden uppgår till omkring 0,2-0,3 m beroende på aktuellt moment.

Utgående från den erfarenhet som insamlats rörande läckage genom slitsmurar har det bland annat i Tyskland och Singapore blivit vanligt att uppföra en icke-bärande innervägg innanför slitsmuren, en såkallad tvåskalsvägg, vilken ger förbättrade möjligheter att skapa en torr innermiljö. En dylik innervägg kan vara utformad på olika sätt såsom närmare berörs i avsnitt 2.2. Beroende på vilken effekt som kan accepteras på omgivningen väljes typ av tvåskalslösning, se avsnitt 7.4.2.5.

I de riktlinjer som i Österrikiska Richtlinie Dichte Schlitzwände, RDS (2002), tagits fram för byggandet av slitsmurar finns en variant på anvisningar för hur en vattentät slitsmur säkerställs utgående från kundens krav. I denna sätts olika sprickbreddskrav baserat på yttre vattentryck samt vilken grad av vattentäthet som önskas och i Tabell 4.7 ges definitionen på olika kravklasser i denna. Baserat på aktuell vattentryckshöjd, se Figur 4.18, fås erforderlig utförandeklass och krav på sprickbredder etc. kan bestämmas via Tabell 4.8.

Tabell 4.7 Definition av kravklass för varierande täthetskrav. Baserad på RDS (2002).

| Kravklass | Beteckning        | Beskrivning av betongytan                                       | Bedömning av täthet                                                                           | Mätning av täthetskravet                                                                                                                                                                 |
|-----------|-------------------|-----------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $A_s$     | Fullständigt torr | Inga synliga fuktigheter på ytan.                               |                                                                                               |                                                                                                                                                                                          |
| $A_1$     | Nästan torr       | Enstaka fuktytor synliga (maximalt matt färgade ytor).          | Efter beröring med "torra handen" finns det inga vattenspår på handen.                        | På max 1 % av slitsmurens synliga yta finns det fuktiga ytor med maximal storlek av 20 cm                                                                                                |
| $A_2$     | Lite fuktig       | Visuellt och manuellt kännbar fukt, enstaka glänsande fuktytor. | Ingen mängdmätning av vatten möjlig. Efter kontakt med handen finns det vattenspår på handen. | På max 1 % av slitsmurens synliga yta finns det fuktiga ytor. Enstaka vattenstrimlor som torkar på murens yta.                                                                           |
| $A_3$     | Fuktig            | Droppande vatten, bildning av vattenstrimlor.                   | Vattenmängden kan mätas med uppfångare.                                                       | För synliga läckande ytor gäller: Maximala vattenmängden per enskilt inläckningsställe får ej överskrida 0,2 l/h. Vidare får medelvärdet per m <sup>2</sup> vägg ej överskrida 0,01 l/h. |
| $A_4$     | Blöt              | Enstaka ställen där vatten rinner.                              | Vattenmängden kan mätas med uppfångare.                                                       | Maximala vattenmängden per enskilt inläckningsställe får ej överskrida 2 l/h. Vidare får medelvärdet per m <sup>2</sup> vägg ej överskrida 1 l/h.                                        |

Figur 4.18 Kategorisering av erforderliga utförandeklasser baserat på aktuell vattentryckshöjd och önskad grad av täthet. Kravklass  $A_s$  kan inte uppnås för en enskalt slitsmurskonstruktion. Baserad på RDS (2002).

Tabell 4.8 Definition av vilka krav som ställs i olika utförandeklasser bestämda utgående från Figur 4.18. Baserad på RDS (2002).

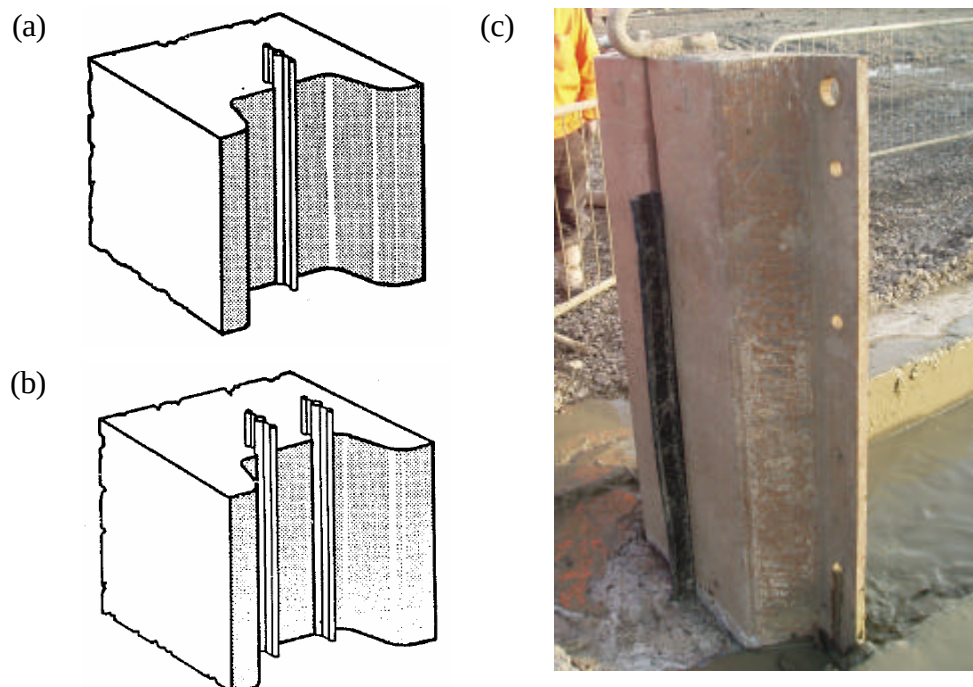
|                                                                          | $k_5$                                                                         | $k_1$                                                                                                                                                                                                                                   | $k_2$             | $k_3$                                 |
|--------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|---------------------------------------|
| <b>Enskaligt/tvåskaligt utförande</b>                                    | Lämplig för enskaligt utförande vattentrycksbegränsning enligt diagram        |                                                                                                                                                                                                                                         |                   | Bara lämplig för tvåskaligt utförande |
| <b>Minsta murtjocklek</b>                                                | 80 cm                                                                         | 80 cm                                                                                                                                                                                                                                   | 60 cm             | 50 cm                                 |
| <b>Avstånd mellan rörelsefogar</b>                                       | = 15 m                                                                        | = 30 m                                                                                                                                                                                                                                  | = 60 m            | Inga begränsningar                    |
| <b>Tvärsnittsändringar</b>                                               |                                                                               |                                                                                                                                                                                                                                         |                   |                                       |
| <b>Ursparingar</b>                                                       | Ursparingar bara tillåten i dragzonen under byggskedet                        |                                                                                                                                                                                                                                         |                   | tillåten                              |
| <b>Ursparingsdjup</b>                                                    | = $d/4$                                                                       | = $d/3$                                                                                                                                                                                                                                 | = $d/3$           | -                                     |
| <b>Fritt avstånd mellan armeringsstänger (gäller även vid skarvning)</b> | = 7,5 cm                                                                      | = 5 cm                                                                                                                                                                                                                                  | = 5 cm            | = 5 cm                                |
| <b>Fördelaktig verkande normalkrafter får bara medräknas med</b>         | 25 %                                                                          | 50 %                                                                                                                                                                                                                                    | 75 %              | 100 %                                 |
| <b>Max sprickvidd vattensida</b>                                         | 0,15 mm                                                                       | 0,20 mm                                                                                                                                                                                                                                 | 0,25 mm           | 0,35 mm                               |
| <b>Max sprickvidd luftsida</b>                                           | 0,20 mm                                                                       | 0,25 mm                                                                                                                                                                                                                                 | 0,30 mm           | 0,35 mm                               |
| <b>Moment med olika riktningar nedanför dimensionerande vattennivån</b>  | Inga böjmoment i olika riktningar tillåtna under bygg- resp. permanenta kedet | Om teckenbyte fås på böjmoment i bygg- respektive permanenta skede måste det visas att betongens dragzoner i brukstillståndet inte överlappas. Om detta inte är fallet måste maximala sprickvidden på båda sidor reduceras med 0,05 mm. |                   |                                       |
| <b>Tillkommande åtgärder i elementfogen</b>                              | Absolut nödvändig                                                             | Vanligtvis nödvändig                                                                                                                                                                                                                    | Fallvis nödvändig |                                       |

#### 4.3.6.3 Täthet hos anslutningar vid fogar

Enligt Puller (1994) är läckage genom en slitsmurspanel ovanlig utan uppstår istället i regel i fogar mellan olika konstruktionsdelar. Samtliga fogar mellan olika konstruktionsdelar utgör potentiella svaghetszoner avseende slitsmurens täthet. Vanliga problemområden är vertikala fogar mellan intilliggande paneler, horisontella fogar mellan panel och anslutande platta eller vid anordningar, såsom ankarstag, som dras genom slitsmuren. Mest utsatt är vertikala fogar eftersom dessa normalt utförs utan kontinuerlig horisontell armering mellan intilliggande paneler och därmed är extra känsliga för eventuell sprickbildning. Möjliga orsaker till sådan sprickbildning kan vara: olikformade rörelser i paneler vid utgrävning av schakten, skillnader i horisontallast mellan olika paneler eller dålig betongkvalitet exempelvis på grund av inblandning av stödvätska, vid panelens kant.

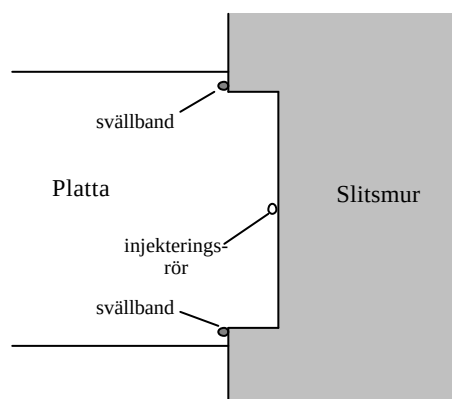
Med anledning av dylika täthetsproblem har olika typer av foglösningar utvecklats. Figur 4.4 visar exempel på sådan för vertikala fogar mellan intilliggande slitsmurspaneler och behandlas också mer utförligt i bilaga A. Den bästa lösningen för att uppnå en vattentät fog har dock konstaterats vara en fog installerad med ett eller flera fogband, se Figur 4.19. Säkerhet mot läckage kan även ökas ytterligare genom att förse fogbanden med

injekteringsrör som ger möjlighet att vid ett senare tillfälle täta fogarna med injekteringsbruk. Användandet av fogband på fogar under vattenyta är också ett krav enligt Tunnel2004 och BV Tunnel. Några krav på antalet fogband i en fog anges inte. Enligt Linder (2006) uppvisar användandet av dubbla fogband dock inte någon signifikant förbättrad täthet jämfört med en lösning med enbart ett fogband.



Figur 4.19 Exempel på foglösning innehållande (a) ett fogband; (b) två fogband. (c) visar en stålform med tillhörande fogband, se även bilaga A.

Den näst vanligaste källan för läckage är de horisontella fogar som uppstår mellan slitsmurspanelerna och anslutande plattor. I detta område är det besvärligt att få in ett fogband motsvarande det som visas i Figur 4.19 och få det att verka kontinuerligt med eventuella fogband i de vertikala fogarna. En alternativ möjlighet är att, såsom föreslås i RDS (2002), placera en kombination av såkallade svällband på ömse sidor om anslutande platta samt injekteringsrör såsom illustreras i Figur 4.20. Svällbanden är utformade av ett material som sväller vid kontakt med vatten och därmed bidrar till att täta eventuellt läckage.



Figur 4.20 Exempel på foglösning med ett svällband och injekteringsslang mellan slitsmur och horisontell platta för att säkerställa täthet i den horisontella fogen, jämför Figur 4.5. Baserat på RDS (2002).

Anslutningsmetodik mellan slitsmur och anslutande platta kan också inverka på fogens täthet. Enligt Puller (1994) kan utböjning av befintlig armering i slitsmur orsaka mickrosprickor som riskerar att försämma vattentätheten i den horisontella fogen. Med avseende på tätheten är mekaniska kopplingar därför att föredra, se avsnitt 4.3.2.4.

#### **4.3.7 Dimensioneringskrav under byggskedet**

En slitsmur ska dimensioneras med hänsyn till samtliga de påverkningar som den kan utsättas för vid uppförande samt i drift. Enligt Bro 2004 ska följande temporära skeden beaktas vid dimensionering:

- schaktning av slits
- gjutning av slitsmur
- temporära skeden efter gjutning

Samtliga temporära skeden ska dimensioneras för påkänningar i brottgränstillstånd. Vidare kan det finnas objektspecifika restriktioner, såsom tillåtna deformationsrörelser och/eller täthetskrav, som även behöver beaktas i bruksgränstillstånd. Att eventuella sprickbreddskrav ska beaktas även i byggskedet anges dock inte.

De sprickbreddskrav som i avsnitt 4.3.4 anges för en slitsmur syftar till att undvika beständighetsproblem eller för att säkerställa vattentätheten. Dessa krav härrör dock från kriterier som riskerar att inträffa efter lång tid och några restriktioner på tillåten sprickbredd under ett temporärt byggskede anges inte i vare sig EN 1538, Bro 2004, DIN 4126 eller RDS (2002). Om det temporära byggskedet sträcker sig över en längre tidsperiod kan det ur beständighetssynpunkt dock vara rimligt att begränsa sprickbredden i de konstruktionsdelar som även i det permanenta skedet förväntas vara dragna. Ur täthetssynpunkt kan krav på sprickbredden även vara aktuellt under byggskedet för att säkerställa att eventuellt läckage inte blir för stort. I byggskedet är det dock troligast att läckage via otäta fogar är ett mer påtagligt problem än det läckage som kan uppstå på grund av för stor sprickbredd i en slitsmurspanel. I RDS (2002) ges anvisningar för hur sprickbreddskravet ska beaktas för dimensionering i det permanenta skedet utgående från vilka påkänningar som uppstått i byggskedet, se Tabell 4.8. Av denna kan bland annat konstateras att sprickbreddskravet ökar i områden där böjmomentet bytt tecken så att risk föreligger för någon form av genomgående spricka.

Det kan även poängteras att det vid dimensionering av de temporära slitsmurar som använts i Götatunneln, Göteborg, samt Citytunneln, Malmö, inte togs någon hänsyn till sprickbredden i byggskedet. Det läckage som erhöles i Götatunneln berodde på otäta fogar och/eller läckage vid stag medan urschaktning i Citytunneln i skrivandets stund inte har påträffats några problem med läckage. Det kan dock noteras att det i Götatunneln inte gjordes några specifika åtgärder för att få täta fogar medan det i Citytunneln använts fogar med fogband.

### 4.3.8 Konstruktiva egenskaper

#### 4.3.8.1 Tryck och draghållfasthet

EN 1538 anger inga begränsningar på tillåten betonghållfasthet i en slitsmur. I Bro 2004 begränsas dock maximalt tillåtna dimensioneringsvärden till betong C 25/30 vid dimensionering av en undervattensgjuten konstruktion. En motsvarande begränsning finns även i DIN 4126 där användandet av högre betonghållfasthet än den för B25 (motsvarar C 20/25) inte är tillåtet. Denna hållfasthetsbegränsning är införd för att beakta risken för att betongen inte uppnår tillräcklig hållfasthet vid den typ av gjutning som är aktuell för en slitsmurskonstruktion. Bland annat är det väl känt att inblandning av exempelvis bentonit i betongen kan ha betydande negativ effekt på dess hållfasthet, vilket exempelvis är en avgörande orsak till varför den översta delen av en slitsmur inte används och därför avlägsnas. Med anledning av detta är det av intresse att jämföra aktuell och förväntad betonghållfasthet i slitsmurskonstruktioner.

I Sverige är det krav på efterkontroll av hållfastheten hos betongen i en permanent konstruktion. Därmed erhålls automatiskt också en erfarenhetsbas på vilka hållfastheter som fås vid nykonstruktion. Motsvarande krav saknas i andra länder, exempelvis Tyskland och Singapore, varför det är svårt att finna dokumenterad information om eventuella negativa effekter på slitsmursbetongens hållfasthet. Xanthakos (1994) har dock sammanställt olika jämförelser av erhållna och förväntade hållfastheter hos betong i slitsmurar och drar av detta slutsatsen att skillnaden dem emellan är liten. I flera fall rapporteras till och med att slitsmursbetongen uppvisade en högre hållfasthet än vad som erhöles av betongen i sina respektive jämförelseprover. Trots detta uppmanar Xanthakos till ett något försiktigt ställningstagande och föreslår att nyttjad hållfasthet vid dimensionering minskas gentemot den aktuella betongens nominella hållfasthet. Storleken på denna minskning föreslås vara 10 %. dvs.

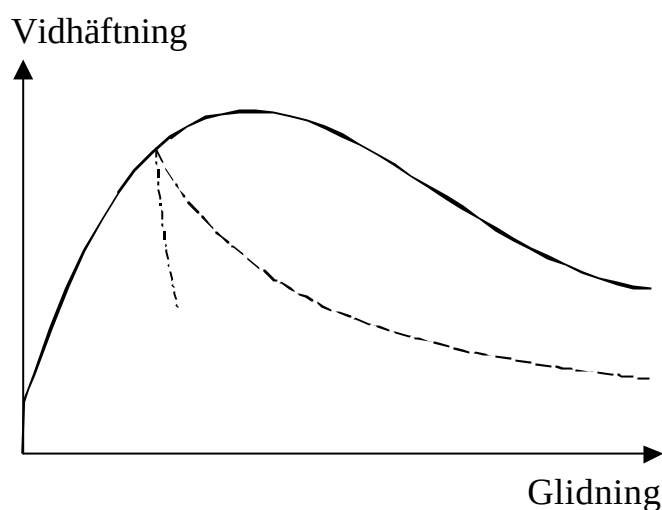
$$f_{c,slitsmur} = 0,9 \cdot f_c \quad (4.9)$$

I Sverige har utvärderingar gjorts av betongens tryck- och spräckhållfasthet för utborrade cylindrar i slitsmurspaneler i Götatunneln och Citytunneln, se avsnitt 6.1 och bilaga D. Dessa undersökningar tyder på att den erhållna betonghållfastheten är god och ger skäl att tro att de begränsningar som förordas i Bro 2004 och DIN 4126 angående hållfastheten hos en slitsmursbetong är för konservativa.

#### 4.3.8.2 Vidhäftning mellan armering och betong

Vidhäftningsegenskaperna mellan armering och betong beror på det lokala sambandet mellan den relativa rörelsen (glidning) mellan armeringsstången och den omgivande betongen samt vidhäftningen, se Figur 4.21. Inledningsvis sker kraftöverföringen genom adhesion och någon egentlig glidning mellan armering och betong förekommer inte. När adhesionen släpper överförs kraften framförallt genom förtagnings effekter och viss glidning uppkommer mellan armering och betong. Stora krafter uppkommer lokalt vid kammarna, vilket efterhand ger upphov till små sprickor i betongen. Vid ökad kraft i armeringen ökar sprickbildningen och glidningen ökar. Krossning av betongen intill kammarna eller av skjuvning av betongen mellan intilliggande kammor blir slutligen avgörande för maximal vidhäftning. Överföringen av kraft från armeringsstången till den omgivande betongen ger upphov till dragspänningar.

Om det täckande betongskiktet är litet i förhållande till armeringsstångens dimension kan dessa dragspänningar resultera i spjälksprickor, vilket medför en principiell ändring av vidhäftningssambandet enligt de streckade kurvorna i Figur 4.21. Hur stor inverkan spjälkningen har på vidhäftningen beror på närvaron av armering vinkelrätt spjälksprickorna.



Figur 4.21 Lokalt samband mellan vidhäftning och glidning. Heldragen linje motsvarar vidhäftning vid rent utdragsförsök medan streckade linjer indikerar minskad vidhäftning när spjälksprickor uppstår.

Provtagningar i samband med Götatunneln, se Mahesar och Masiuddin (2004)<sup>7</sup>, och resultat redovisade i litteraturen, Xanthakos (1994), Jones och Holt (2004) samt Jones (2005)<sup>8</sup>, indikerar att vidhäftningshållfastheten mellan betong och armering minskar för betong i slitsmurar. Vidare har det påvisats att styvheten, dvs. sambandet mellan vidhäftning och glidning, minskar. Förmodade orsaker till detta är dels att betongen, på grund av inblandning av stödvätska, får en lägre hållfasthet samt att närvaro av stödvätska kan ge upphov till ett ”glattare”, och därmed vekare, gränsskikt mellan armering och betong. Tillsammans kan dessa försämrade vidhäftningsegenskaper resultera i ökat avstånd mellan sprickor (och därmed ökad sprickbredd) samt att förankringslängder och skarvlängder ökar.

Xanthakos (1994) presenterar en sammanställning av olika undersökningar på armeringens vidhäftning i slitsmursbetong och föreslår att tillåten vidhäftningsspänning ska minskas med 20% för att beakta de försvagningar som observerats i samband med användande av bentonit i stödvätskan. Någon rekommendation för modifiering av sprickbreddsberäkning, för att beakta minskad vidhäftningsstyvhet, har dock inte hittats i litteraturen.

<sup>7</sup> Erhållen vidhäftning med bentonitinblandad betong i Mahesar och Masiuddin (2004) är väldigt låg. Så som provkropparna tillverkades motsvarar betongen i dessa försök den övre delen av en slitsmur, dvs. den del som alltid avlägsnas. Dessa resultat är därför inte helt representativa för hur vidhäftningen blir i slitsmuren men ger ändå en indikation på bentonitens potentiella inverkan på vidhäftningen.

<sup>8</sup> Slutsatser som presenteras i Jones och Holt (2004) samt Jones (2005) är att bentonitens inverkan på vidhäftningen för vertikala stänger är försumbar. Utgående från där redovisade provresultat är det dock projektgruppens uppfattning att vidhäftningen kan påverkas negativt vid bentonitinblandning i betongen.



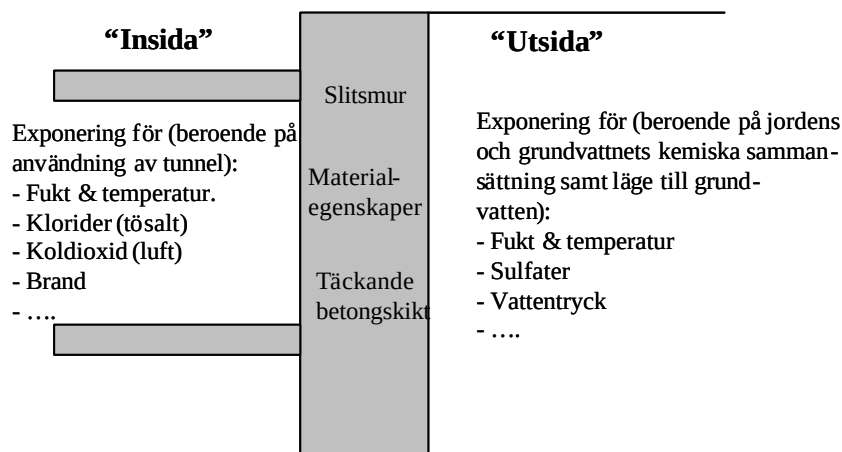
## 4.4 Beständighet hos permanenta slitsmurskonstruktioner

### 4.4.1 Allmänt

Som tidigare berörts i avsnitt 4.1.2 påverkas beständigheten för en betongkonstruktion av de nedbrytningsprocesser som verkar på konstruktionen. Vilken av de tidigare nämnda nedbrytningsmekanismer som är aktuella för en permanent slitsmur beror på exponeringsmiljön och betongens delmaterial samt arbetsutförandet. Generellt gäller att permanenta slitsmurar skall uppfylla de krav som finns specificerade i BKR2003, BBK 04 och EN 206-1. Råd om hur detta skall göras i praktiken finns i EN 206-1 samt de tillhörande svenska standarderna SS 13 70 03 och SS 13 70 10. I dessa dokument finns angivet hur betongens delmaterial skall väljas samt hur betongen skall blandas för att minska risken att betongen bryts ned av vissa nedbrytningsprocesser. Dock kommer ändå en nedbrytning ske av betongen.

### 4.4.2 Exponeringsmiljön

Exponeringsmiljön för slitsmurar är rimlig att dela in i två olika delar, beroende på om utsidan, dvs. den del som vetter ut mot omgivande mark, eller insidan, dvs. den del som vetter in mot tunneln, garaget etc. , studeras. Exponeringsmiljön för en slitsmur illustreras i Figur 4.22, där exponeringsmiljön för slitsmuren delats in i en *insida*, som vetter in mot tunneln, och en *utsida* som vetter ut mot omgivande jord.



Figur 4.22 Illustration av exponeringsmiljön för en permanent slitsmur och vad som kan påverka beständigheten hos betongen.

Av Figur 4.22 framgår också att det finns en hel del i exponeringsmiljön för en slitsmur som kan påverka beständigheten hos betongen. Dock borde de två huvudsakliga nedbrytningsmekanismer som är av intresse för permanenta slitsmurar vara **armeringskorrosion** (initierad av karbonatisering och/eller kloridinträngning) och **frostskador** (inre frostskador vid frysning med sötvatten och ytavskalning om frysningen sker med klorider närvarande). Dessutom kan det i vissa fall finnas risk för kemisk nedbrytning, till exempel i sulfathaltiga jordar. Denna typ av nedbrytning kan dock undvikas genom att lämpliga val av betongens delmaterial görs. Dessa val baseras på undersökningar av den kemiska sammansättningen hos grundvattnet och jorden. Vidare är vanligen de ballastmaterial och bindemedel som används i Sverige inte förknippade med problem rörande begränsning av betongs beständighet på grund av kemiska angrepp.

Från Figur 4.22 framgår att utsidan av slitsmuren följer exponeringsmiljön av markens egenskaper samt jordens kemiska sammansättning, till exempel fukt och temperatur, vattentryck samt exponering för sulfater. Exempel på faktorer som kan påverka en slitsmur är läget i förhållande till grundvattenytan, om jordens eller grundvattnet innehåller skadliga ämnen i tillräckligt höga koncentrationer (till exempel sulfater). Exponeringsmiljön för insidan av en slitsmur följer av användningen av tunneln, där två principiella fall bör kunna urskiljas, beroende på användningen av tunneln innefattar spridning av tösalt (vägtunnel) eller inte (övrig typ av tunnel). Förutom klorider är också insidan av en slitsmur exponerad för fukt och temperatur (beroende på luftens förhållanden) samt luftens koldioxid. Dessutom kan insidan exponeras för brand i samband med olyckor.

Om exponeringsmiljön för en slitsmur beskrivs enligt de exponeringsklasser som finns i EN 206-1 är följande klasser aktuella, se Tabell 4.4 i avsnitt 4.3.3. Beskrivningar av förhållandena i respektive exponeringsklass kommer från Svenska Betongföreningen (2002):

- **XC2-3.** Risk för korrosion föranledd av *karbonatisering* (XC2 – våt, sällan torr, XC3 – måttlig fuktighet).
- **XD1+3.** Korrosion orsakad av *klorider* (andra klorider än från havsvatten, XD1 – måttlig fuktighet, XD3 – cykliskt våt och torr). Eventuellt kan också XS3 (Tidvatten-, skvalp- eller stänkzon) vara aktuell, dock förutsätter detta att slitsmuren är byggd i en marin miljö.
- **XF1-4.** Risk för *frostangrepp* (XF1 – Måttlig vattenmättnad, utan avisningsmedel, XF2 – Måttlig vattenmättnad, utan avisningsmedel, XF3 – Hög vattenmättnad, utan avisningsmedel, XF4 – Hög vattenmättnad, med avisningsmedel eller havsvatten).

#### 4.4.3 Delmaterial i betongen blandas med

De delmaterial som används till betong i permanenta slitsmurar skall, som för alla betongkonstruktioner som uppförs i Sverige, uppfylla de krav som finns i BBK 04. Genom att välja lämpliga delmaterial (bindemedel och/eller ballastmaterial) kan vissa typer av nedbrytning undvikas, till exempel beroende på kemiska angrepp. Dessutom kan konsekvenserna av andra typer av nedbrytning minskas genom att välja lämpliga betongsammansättningar, till exempel genom att minska vct. Det bindemedel som används i betongen i slitsmurar är vanligen Portlandcement men delar kan ersättas med flygaska eller slagg. För att betongen skall få önskade egenskaper i färskt tillstånd tillsätts vanligen vattenreducerande eller plasticerande tillsatsmedel. Vid behov används också retarderande tillsatsmedel, när en längre tid för betongens tillstyvnande krävs. Dessutom kan luftporbildande tillsatsmedel behöva sättas till betongen om det finns risk för frostnedbrytning.

Betong som används i slitsmurar kräver vanligen tillsatser av vattenreducerande eller plasticerande tillsatsmedel för att betongen skall få önskade egenskaper i färskt tillstånd. Dessa tillsatsmedel inverkar på betongens konsistens där denna blir lösare vid oförändrad vattenhalt eller att vattenbehov kan minskas vid oförändrad konsistens<sup>9</sup>, där effekt är störst av plasticerande tillsatsmedel. Enligt Betonghandboken – Material (1994) finns det dock en risk

---

<sup>9</sup> I en betong utan dessa tillsatsmedel kan egenskaperna i färskt tillstånd regleras genom att ändra på betongens vattenhalt.

att vattenseparationen ökar samt att relativt stora luftporer bildas i betongen (som inte bidrar till betongens frostbeständighet) när vissa typer av vattenreducerande och plasticerande tillsatsmedel används. I de senare fallen måste skumdämpande medel sättas till betongen, dock bör inte skumdämpare och luftporbildande tillsatsmedel användas tillsammans eftersom den luftporbildande effekten kan gå förlorad. Förutom eventuella effekter på betongens frostbeständighet har vattenreducerande och plasticerande tillsatsmedel inte några övriga negativa effekter på betongens beständighet, Betonghandboken – Material (1994).

Ibland kan retarderande tillsatsmedel behöva sättas till betongen om gjutningen inte kan utföras kontinuerligt, till exempel beroende på trafikförhållanden etc. Dessa tillsatsmedel fördröjer betongens tillstyvnande och den tidpunkt när betongens hållfasthet börjar växa till, utan att påverka hastigheten för hållfasthetstillväxten, när den väl kommit igång. Enligt Betonghandboken – Material (1994) finns det en risk att betong med retarderande tillsatsmedel får en ökad vattenseparation, eftersom tillstyvnadstiden (och den tid som vattenseparation kan ske) också ökar. Retarderande tillsatsmedel påverkar normalt inte betongens beständighet. Dock kan en ökad separation ge en sämre täthet hos det täckande betongskiktet och därmed en försämrad beständighet.

Det finns en risk att betongen i permanenta slitsmurar kan brytas ned av frostsador. Betongkonstruktioner som riskerar att bli utsatta för frysning brukar gjutas med en lufttillsatt betong. Lufttillsatsen åstadkoms genom luftporbildande medel tillsätts betongen vid blandning. Det finns således möjlighet att tillsätta luft till den betong som används för att gjuta permanenta slitsmur. Ett problem som dock kan uppstå är att luftporsystemet inte blir som avsett, dvs. att luftporsystemet i betongen inte får avsett utseende, beroende på eventuell inblandning av stödvätskan samt det faktum att gjutningen utförs under tryck (huvudsakligen av stödvätskan men också av överliggande betong).

#### 4.4.4 Arbetsutförande

Utförandet av slitsmurar är speciellt eftersom gjutningen sker underifrån genom att betong släpps ned i gjutrör som mynnar under stödvätskan, dvs. som en undervattensgjutning. Beroende på hur gjutningen utförs kan detta påverka betongens egenskaper. Den betong som används i slitsmurar skall enligt EN 1538 uppfylla de krav som anges i avsnitt 4.2.2.1. Dessutom finns det föreskrivet hur gjutrören skall vara placerade under gjutning i horisontell och vertikal led. Det finns en del faktorer i arbetsutförandet som kan påverka egenskaperna hos betongen, dessa är stödvätskans sammansättning, gjutrörens inbördes placering (horisontell och vertikal led) samt stighastigheten hos gjutningen.

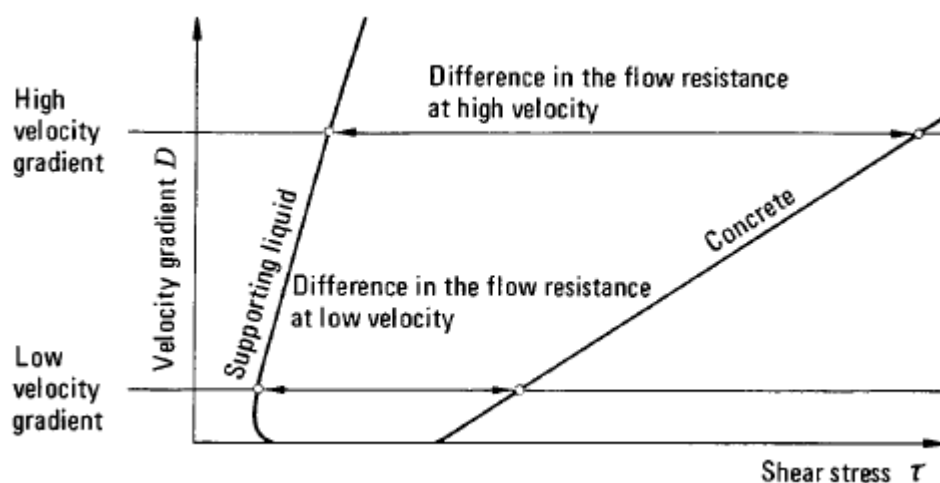
Följande faktorer i utförandet har identifierats som möjliga källor till påverkan av betongens egenskaper (med redovisning av möjlig påverkan på betongens egenskaper):

- **Stödvätskans sammansättning.** Stödvätskans sammansättning finns reglerad i EN 1538. Vanligen är stödvätskan huvudsakligen sammansatt av vatten och bentonit så att en bentonitlösning bildas, där bentoniten används för att justera stödvätskans egenskaper. Mer information om stödvätskans sammansättning finns i avsnitt 4.2.1.
- **Gjutförfarandet.** Det finns flera faktorer i gjutförfarandet som kan påverka betongens egenskaper, till exempel gjutrörens horisontella och vertikala placeringar under gjutning samt stighastigheten hos gjutningen.

- o **Gjutrörens placering (i horisontell och vertikal led).** Gjutrörens placering finns reglerad i EN 1538 och DIN 4126. I horisontell led rekommenderas att betongen maximalt skall transporteras 2,5 m från gjutröret. Om längre etapper skall gjutas behövs fler gjutrör. Dessutom rekommenderas att ett gjutrör används per armeringskorg, om det är mer än en armeringskorg per gjutetapp. Under gjutning skall gjutröret hållas minst 3 m under betongens överyta. Dock kan detta avstånd minskas till 2 m om nivån på betongens överyta är känd. Om inte gjutrören är tillräckligt långt nedstuckna under betongens överyta eller om betongens måste transporteras för lång sträcka i horisontell led från gjutröret finns det risk för att betongens egenskaper påverkas, till exempel genom inblandning av stödvätskan.
  - **Horisontell led** I horisontell led skall gjutrören placeras så att betongen inte behöver transporteras mer än 2,5 m i horisontellt avstånd från gjutröret, dvs. maximal bredd på en panel är 5,0 m. Om avståndet blir större än 2,5 m, dvs. om panelens bredd överstiger 5,0 m, måste fler gjutrör användas. Vidare rekommenderas i EN 1538 att minst ett gjutrör används per armeringskorg, om det är mer än en armeringskorg per gjutetapp.
  - **Vertikal led** I vertikal led skall gjutrör placeras så att det är minst 3 m under den färska betongens överyta. Dock kan detta avstånd minskas till 2 m om betongens nivå är mer precist känd. När gjutningen utförs nära markytan kan det djup som gjutröret sticks ned i betongen behövas minskas för att underlätta gjutningen.
- o **Stighastighet hos gjutningen.** Stighastigheten hos gjutningen finns reglerad i EN 1538 och DIN 4136. Enligt dessa skall gjutning av hela slitsmuren utföras i en kontinuerlig etapp med en stighastighet på minst 3 m/h och högst 10 m/h. En för låg stighastighet medför ökande risk för inblandning av stödvätska i betong. Dessutom påverkar betongens och stödvätskans flytegenskaper risken för inblandning av stödvätska i betongen, där flytmotståndet (flow resistance) skall vara högre för betongen än stödvätskan för att undvika inblandning. Dessutom påverkar stighastigheten hos gjutningen skillnaden i flytmotstånd mellan betongen och stödvätskan där detta ökar med ökande stighastighet. Detta är bakgrund till de anvisningar på minimala (och maximala) stighastigheter som ges ovan. Dock är angivna stighastigheter i EN 1538 endast en rekommendation medan det i DIN 4126 är ett krav. Orsaken till denna skillnad är inte känd. Det finns dock en del oklarheter kring hur stighastigheten hos gjutningen påverkar eventuell inblandning av stödvätska i betongen, till exempel vad som händer vid variationer i stighastigheten (exempelvis beroende på avbrott i betongleveranser). I Betonghandboken – Arbetsutförande (1992) finns en rekommendation att stighastigheten bör begränsas till 0,5-1,0 m/h om krav på en vattentät betong föreligger, när gjutning görs med en betong med lös konsistens. Bakgrunden till denna rekommendation är att separation av betongen kan bli mycket omfattande om stighastigheten är hög vid gjutning av lösa betonger. Eftersom den betong som används i slitsmurar har lös konsistens borde det således finnas risk för separation i betongen. Detta diskuteras ytterligare i avsnitt 7.3.

- **Beskaffenhet hos gjutna ytor/täckande betongskikt.** Ytornas beskaffenhet påverkar beständigheten både genom dess jämnhet och det täckande betongskiktet (som kan påverkas av jämnheten om denna är dålig). Eftersom en slitsmur gjuts med omgivande mark som form kan de gjutna ytorna vara mycket ojämna (beroende på markens sammansättning och egenskaper etc.). Efter avslutad gjutning måste därför "trimning" göras av gjutna paneler för att plana ut dess ytor. Dessutom innefattar trimning av gjutna paneler kapning av de översta delarna, se avsnitt 3.2.2. Effekten på beständighet av det täckande betongskiktet är uppenbar, där för små täckande betongskikt ger betongen ett försämrat skydd mot inträngning av skadliga ämnen. Det finns risker att det täckande betongskiktet påverkas både när armeringskorgarna sänks när i den utgrävda slitsen samt under gjutning.

En risk om gjutningen görs i en våt slits är att stödvätskan blandas in i betongen med följd att betongens egenskaper påverkas. Risken för inblandning är störst i betongens ytskikt, runt ingjutningsgods samt i den övre delen av gjutningen. Den senare åtgärdas genom att kapa bort den översta delen av slitsmuren (se beskrivning ovan). Risken inblandning av stödvätska i betongens ytskikt samt runt gjutgods är svårare att åtgärda på ett enkelt sätt. Det finns ett samband mellan stighastigheten hos gjutningen och risk för eventuell inblandning av stödvätska i betongen. Risken för inblandning av stödvätska i betong följer av skillnaden i flytmotstånd hos betongen och stödvätskan, där risken är störst när skillnaden i flytmotstånd är litet. Dock förefaller denna effekt huvudsakligen påverka ytskiktet på betongen. Enligt DIN 4126 har man funnit att kvaliteten på betongens yta i en slitsmur förbättras om en snabb gjutning (hög stighastighet) utförs. I DIN 4126 finns också en figur som illustrerar hur stighastigheten påverkar risken för inblandning av stödvätska i betongen, se Figur 4.23.



Figur 4.23 Flytmotstånd hos betong och stödvätska som funktion av stighastigheten. Från DIN 4126.

Enligt Figur 4.23 ökar skillnaden i flytmotstånd när stighastigheten hos gjutningen ökar, vilket betyder att risken för inblandning av stödvätskan minskar med ökande stighastighet. En förklaring till detta beteende är att vid ökande stighastighet hos gjutningen ökar också de skjuvspänningar som uppstår mellan betongmassan och omgivande material. Om skjuvspänningarna blir tillräckligt stora förs stödvätska som fastnat vid betongens ytskikt samt på ingjutningsgods. Om däremot gjutningen utförs med för låg stighastighet uppnås inte denna effekt och det finns risk att stödvätskan blandas in i betongen. Det har visat sig att ju högre stighastigheten är på gjutningen desto högre kvalitet får ytan på gjutningen.

Detta är bakgrunden till den rekommendation på minimal stighastighet på gjutning som finns angiven EN 1538, nämligen 3m/h. I DIN 4126 anges samma minimala stighastighet på gjutningen som ett krav. Normalt anges 10 m/tim som en maximal stighastighet på gjutning. Detta är förmodligen satt av praktiska skäl eftersom en stighastighet överstigande 10 m/h kan innebära problem att hinna leverera tillräckliga mängder betong. Som exempel kan nämnas slitsmuren i Götatunneln (varje panel hade dimensionen  $1,0 \times 4,5 \text{ m} = 4,5 \text{ m}^2$ ) – om stighastigheten var 10 m/h skulle detta innebära att  $45 \text{ m}^3$  betong behövdes per timma.

#### **4.4.5 Beständighet hos permanenta slitsmurar – uppgifter i litteraturen**

Ett av motiven till detta projekt har varit att utreda hur beständigheten hos existerande permanenta slitsmurar har blivit. Det har dock varit svårt att finna data rapporterad i litteraturen rörande beständigheten hos slitsmurar. Förutom de undersökningar som gjorts av betongen i slitsmuren i Götatunneln, Mahesar och Masiuddin (2004), och Citytunneln, som redovisas separat i avsnitt 6.1.1 respektive avsnitt 6.1.2, finns det en del undersökningar rörande hur yttre grundvattentryck påverkar inläckage av vatten genom slitsmurar samt resultat från de enkätundersökningar som genomförts i projektet. I avsnitt 4.3.6 görs en genomgång av material som finns i litteraturen rörande problem med täthet hos slitsmurar.

I den enkätundersökning som gjorts har en del faktorer som kan påverka beständigheten hos slitsmurar identifierats. Exempel på problem som är relaterade till beständigheten hos slitsmurar är inläckage av vatten genom skarvar och paneler samt att det finns defekter både i paneler och horisontella plattor. Dock saknas svar från den genomförda enkäten som visar på att någon direkt nedbrytning skett av armering eller betong i slitsmurar.

#### **4.4.6 Dimensionering för beständighet**

##### **4.4.6.1 Metoder**

En god beständighet är ett krav på de flesta armerade betongkonstruktioner, för att dessa skall uppnå önskade livslängder. Det finns två principiella metoder för att dimensionera armerade betongkonstruktioner för beständighet, Svenska Betongföreningen (2006):

- A. Undvika eller fördröja tänkbar nedbrytning, till exempel genom val av lämpliga delmaterial och/eller genom att förhindra eller motverka icke önskvärda reaktioner. Hur det skall göras i praktiken finns normalt tabellerat, varför denna metod här benämns som "tabellmetod". Det finns flera olika sätt att undvika eller förhindra tänkbar nedbrytning – en indelning kan göras i fyra generella möjliga åtgärder:
  - a. Minimikrav på betongsammansättning och täckande betongskikt samt krav på begränsning av sprickvidder under användning.
  - b. Ändra exponering lokalt, till exempel genom inklädnad, membran, ytskydd osv.
  - c. Välja icke reaktiva eller inerta material, till exempel rostfri armering, icke reaktiv ballast, sulfatresistent eller lågalkaliskt cement.

- d. Förhindra eller motverka skadlig reaktioner, till exempel genom användning av katodiskt skydd.

B. Välja lämpliga kombinationer av material och konstruktionsutformning för att konstruktionen skall kunna motstå tänkbar nedbrytning under viss tid. Detta görs genom att med hjälp av matematiska prognostiseringsmodeller förutsäga hur nedbrytningen för olika material- och konstruktionsutformningar blir.

Normalt är beständighetsdimensionering enligt strategi A tillräcklig för de flesta betongkonstruktioner. En nackdel är dock att beständigheten (och livslängden) normalt blir tillräcklig men inte kvantitativt bestämd, dvs. nedbrytningsförloppet är inte känt. Detta medför svårigheter att planera för framtida underhåll och reparationer, såvida inte relativt frekventa inspektioner görs av konstruktionen. Om däremot beständighet (och livslängden) är kvantitativt kända finns det möjlighet att bättre planera för framtida underhållsåtgärder, eftersom nedbrytningsförloppet också är känt.

Detta öppnar för alternativa metoder att påvisa att konstruktioner uppnår tillräcklig beständighet, där hänsyn tas till variationer i utformning av konstruktioner och exponeringsmiljön. I EN 206-1, bilaga J, antyds möjligheten att använda strategi B.

#### 4.4.6.2 Beständighetsdimensionering enligt strategi A ("tabellmetod")

Normalt används *strategi A* för att beständighetsdimensionering av betongkonstruktioner. Exempel på hur *strategi A* kan användas är att använda de krav på betongsammansättning och minsta täckande betongskikt som finns redovisas i EN 206-1 och SS 13 70 03 samt maximala sprickvidder under användning som finns redovisade i BBK 04. Konstruktioner som är utformade enligt strategi A får normalt en tillräckligt god beständighet för att uppnå önskad livslängd. Ett exempel på en beständighetsdimensionering enligt strategi A är att använda det system med exponeringsklasser som finns i EN 206-1. De exponeringsklasser som är aktuella för en slitsmur redovisas i avsnitt 4.4.2.

En nackdel med beständighetsdimensionering enligt strategi A är att kraven som finns redovisade EN 206-1 och SS 13 70 03 samt BBK 04 inte alltid är möjliga att applicera på alla typer av konstruktioner. En konsekvens av detta kan bli att det blir svårt att påvisa att vissa typer av konstruktioner blir beständiga, om de inte "passar" in på givna tabellvärden. Exempel på detta kan vara konstruktioner med speciell utformning (till exempel betongsammansättning eller täckande betongskikt) eller som är exponerade i speciella exponeringsmiljöer. Ett exempel för permanenta slitsmurar är de krav på minsta sprickvidder under användning som kan vara svåra att uppfylla, beroende på de relativt stora täckande betongskikt som finns på slitsmurar. Den beräkningsmodell som används för att bedöma sprickvidder ger ökande sprickvidder med ökande täckande betongskikt.

#### 4.4.6.3 Beständighetsdimensionering enligt strategi B ("beräkningsmetod")

Centralt för att kunna dimensionera en armerad betongkonstruktion för beständighet enligt strategi B är att ha kännedom om vilka nedbrytningsmekanismer som verkar på konstruktionen. De nedbrytningsmekanismer som är av intresse för permanenta slitsmurar är armeringskorrosion, initierad av karbonatisering och kloridinträngning, frostnedbrytning samt

kemiska angrepp. Samtliga dessa nedbrytningsmekanismer kan behandlas med strategi A, till exempel genom val av lämpliga delmaterial och/eller genom att förhindra eller motverka icke önskvärda reaktioner. Av dessa är det dock endast armeringskorrosion som går att modellera och där det också finns lämpliga parametervärden att använda som indata i modellerna. Det finns också modeller för att beskriva nedbrytning på grund av frostpåverkan, men för närvarande saknas lämpliga parametervärden. Ytterligare information om beständighetsdimensionering enligt strategi B finns i Svenska Betongföreningen (2006).



## **5 Kvalitetssäkring av permanenta slitsmurar**

### **5.1 Kontroll och inspektion**

#### **5.1.1 Kontroll**

I följande avsnitt ges en beskrivning av den kontroll och provningar som bör/skall tillämpas vid byggande av permanenta slitsmurar. Vid byggandet av permanenta slitsmurar behövs kontroll och provning både i samband med utgrävning av slitsen (stödvätska och arbetsutförande) och vid gjutning (ingående delmaterial och arbetsutförande) samt på den färdiga slitsmuren. Vidare redovisas eventuella krav på utbildningar för personal som är involverade i byggande av permanenta slitsmurar.

Allmänt gäller att kontroll och provning av permanenta slitsmurar skall uppfylla de krav som finns i svenska byggregler. Därför ges först en allmän redovisning av vad som finns angivet om kontrollplaner, provningar och utbildningar i BKR, BBK 04, Bro 2004 samt Tunnel 2004. Det ges också en genomgång om vad som finns angivet om krav på kontroll i EN 1538. Vidare finns det även en del krav på kontroll i DIN 4126, dock inte lika omfattande, som redovisas ihop med kraven från EN 1538. Slutligen ges en genomgång av olika kontroller och provningar som måste göras, enligt byggregler och normer, eller bör, för att mer information om utfört arbete, göras.

#### **5.1.2 Svenska normer**

##### **5.1.2.1 BKR och BBK 04**

Allmänna krav för hur kontroll av armerade betongkonstruktioner skall utföras finns angivna i BBK 04 och BKR 2003. Kontroll skall göras både av utförda dimensioneringar och i samband med mottagning av material till byggarbetsplatsen. Dessutom anges att fortlöpande provning skall göras under arbetets gång för ”att kontrollera att material har förutsatta egenskaper och att utförandet sker enligt gällande ritningar och andra handlingar”.

I BKR 2003 anges att dimensioneringskontrollen bör innefatta en kontroll av dimensioneringsförutsättningar, bygghandlingar och beräkningar. Denna kontroll bör utföras av en person som inte tidigare varit involverad i projektet. Mottagningskontrollen skall, enligt BKR 2003, material och produkter identifieras, granskas och provas (såvida produkternas egenskaper inte redan är bestyrkta). Mottagningskontrollen för produkter med redan bestyrkta egenskaper kan, enligt BKR 2003, inskränkas till att endast omfatta en identifiering, kontroll av märkning, granskning samt att kontroll av att produkten är lämplig för aktuell användning.

Mer specificerade krav vad gäller kontroll av betongmassa, både i samband med tillverkning och när betongen kommer till byggarbetsplatsen, finns i BBK 04. Här beskrivs bland annat att de förundersökningar och fortlöpande provningar som skall genomföras enligt EN 206-1 och SS 13 70 03. Exempel på förundersökningar och provningar är kontroll av lämpligheten hos betongens delmaterial, den färska betongens egenskaper (exempelvis konsistens och lufthalt) samt den hårdnande betongens egenskaper (hållfasthet etc.). Om en frostbeständig betong

föreskrivs skall denna provas i samband med tillverkning vid ett ackrediterat laboratorium. En frostbeständig betong skall också provas när betongen tas emot på byggarbetsplatsen. Det sägs att denna provning bör utföras för dagens två första lass och dessutom en gång per gjutskift<sup>10</sup>. I BBK 04 finns också angivet hur kontroll av armering skall genomföras. Här anges att vid en mottagningskontroll bör armeringen identifieras med avseende på armeringstyp, materialkvalitet, ursprung samt utförd kontroll. Om armeringen inte har egenskaper som är bestyrkta krävs också kompletterade provtagning och provning för att fastställa armeringens egenskaper.

### 5.1.2.2 Bro 2004 och Tunnel 2004

I Bro 2004 beskrivs huvudsakligen hur kontroll av betongkonstruktioner skall göras och till viss del också hur kontroll av grundläggning (huvudsakligen pålar) skall göras. I Tunnel 2004 görs endast hänvisning till Bro 2004 vad gäller kontroll.

Krav på grundkontroll som presenteras i Bro 2004 innefattar krav på förundersökningar av de delmaterial som betongen blandas med och armering. Det finns också krav på kontroll av den hårdnande betongen, hur armeringen är anordnad, resultat av eventuell behandling med ytbehandlingspreparat samt fogband och ytbehandlingsprodukter. På den hårdnande betongen skall cylindrar borrar ut för att bestämma betongens tryckhållfasthet och frostbeständighet (om en frostbeständig betong föreskrivs och exponeringsklassen är XF4). Antalet cylindrar som skall borrar ut för hållfasthetsprovning är minst en per gjutetapp, dock skall minst tre cylindrar från varje konstruktion för varje använd betongsammansättning. Om betongvolymen är mindre än 50 m<sup>3</sup> godtas dock att endast en cylinder tas ut. Antalet cylindrar som skall borrar ut för provning av frostbeständighet skall vara minst en per varannan gjutetapp. Dock skall minst fem cylindrar tas ut per konstruktion och betongsammansättning. Om betongvolymen är mindre än 50 m<sup>3</sup> godtas dock att endast tre cylindrar tas ut.

Tilläggskontrollen innefattar en mer specifik kontroll av väsentliga delar på en konstruktion (som inte innefattas av grundkontrollen). En allmän beskrivning av vad tilläggskontroll skall innehålla ges i Bro 2004. Här anges att tilläggskontrollen skall innehålla en allmän del och en teknisk del. Kontrollplanen upprättas vanligen av konstruktören i samråd med entreprenören. Vad en kontrollplan skall innehålla redovisas i Bro 2004.

### 5.1.2.3 Slitsmurar

Förutom de allmänna krav på kontroll av betongkonstruktioner som redovisats BKR, BBK 04, Bro 2004 samt Tunnel 2004 finns mer specifika krav på kontroll av slitsmurar i EN 1538. I EN 1538 finns också detaljerade beskrivningar över hur en kontrollplan som skall användas vid uppförandet av slitsmurar skall vara utformad. Följande generella parametrar föreslås ingå i en sådan kontrollplan:

---

<sup>10</sup> Enligt BBK 04 förutsätts ett gjutskift omfatta högst 8 timmar. Vid längre sammanhängande tider, under vilken gjutning pågår, anses ett nytt gjutskift föreligga för varje påbörjad 8 timmarsperiod (med tillhörande ny provning av betongens lufthalt).

- Preliminärt arbete för utgrävning av slitsen.
  - Läge för den kommande slitsmuren.
  - Ingående material.
  - Utformning av armeringskorgar och annat gods som skall gjas in i konstruktionen.
- Byggande av slitsmur (inklusive utgrävning av slitsen).
  - Utgrävningsmetod (dimensioner och läge).
  - Rengöring av utgrävning.
  - Utformning av fogar (mellan paneler).
  - Placering av armeringskorgar och annat ingjutningsgods.
  - Gjutning.

En mer specifik sammanställning av vad som bör ingå i en kontrollplan för slitsmurar redovisas i EN 1538. Här redovisas hur olika moment i uppförandet av en slitsmur bör kontrolleras. De moment som tas upp innefattar allt från utsättning av slitsen till iordningställande av ytorna på den färdiga slitsmuren. En översättning av de kontrollkrav som ställs i EN 1538 ges i bilaga C.

I RDS (2002) finns också rekommendationer angående vilka kontroller som bör genomföras vid byggande av slitsmurar. Följande kontroller föreslås för *tillverkning av betongen*: (i) kontroll av delmaterialen, (ii) kontroll att betongsammansättning är optimal samt (iii) den maximala vattenhalten i betongen (med hänsyn tagen till eventuell fukt i ballasten). Följande kontroller föreslås av den *färska betongen*: (i) betongens konsistens (10 och 45 minuter efter blandning), (ii) betongens blödning, (iii) betongens lufthalt (45 min efter blandning) samt (iv) temperaturökningen i samband med att betongen härdar (en maximal temperaturdifferens på 17°C mellan betongens yta och inre delar – för slitsmurar med en tjocklek som överstiger ). Följande kontroller föreslås av den hårdnade betongen: (i) kontroll av betongens hållfasthet samt (ii) kontroll av betongens egenskaper i exponeringsklasserna XC3 och XC4.

### 5.1.3 Exempel på provningar

#### 5.1.3.1 Kontroll och provning i samband med tillverkning av betong

I samband med tillverkning av betongen finns det krav på kontroll/provning av de delmaterial betongen blandas med samt de egenskaperna hos den färska och hårdnade betongmassan. Kontrollerna utförs vid betongfabriken före eller i samband med blandning av betongen. Dessa krav på kontroll finns redovisade ibland annat EN 206-1 och SS 13 70 03. I EN 1538 finns inga direkta krav på kontroll/provning i samband med tillverkning av betong. Dock finns en hänvisning till EN 206-1 vad gäller tillverkning av betong – därför bör även de krav på kontroll/provning som redovisas i EN 206-1 gälla för betong för slitsmurar.

Krav på förundersökningar av de delmaterial som betongen blandas med rör huvudsakligen att dessa inte skall försämra betongens eller armeringens egenskaper eller funktion. Exempel på krav på den färska betongmassans egenskaper rör dess konsistens och lufthalt. Krav på den hårdnande betongen är exempelvis att den skall ha en viss hållfasthet, densitet eller vara frostbeständig. Metoder för förundersökningar samt undersökningar av den färska och hårdnande betongens egenskaper finns redovisade i EN 206-1 samt SS 13 70 03.

De kontroller i samband med tillverkning av betong för slitsmurar som är speciellt viktiga är att den färska betongen har rätt konsistens samt att betongens frostbeständighet är tillräcklig (om detta föreskrivits). Konsistensen mäts som sättmått eller utbredningsmått. Frostbeständigheten hos betongen provas antingen genom att mäta lufthalten i den färska betongen eller genom att borra ut prover hårdnad betong och undersöka dessa i mikroskop.

### **5.1.3.2 Mottagningskontroll/provning**

Mottagningskontrollen av betongen innefattar kontroll av den färska betongens egenskaper samt kontroll av hållfastheten hos den hårdnade betongen. I BBK 04 finns det krav på mottagningskontroll/provning av både armering och betongmassa. Mottagningskontrollen av betongmassa skall utföras enligt ENV 13670-1. Det finns även krav på mottagningskontroll i EN 1538. Kontrollen av den färska betongens egenskaper bör vara kontroll av betongens konsistens och lufthalt. Den hårdnade betongens hållfasthet bestäms på för ändamålet speciellt gjutna provkroppar. Bentoniten skall kontrolleras så att den blandad med vatten ger en stödvätska med önskade egenskaper. Mottagningskontrollen av armeringen bör innefatta en identifiering av armeringen med avseende på typ av armering, materialkvalitet samt ursprung.

Ett frågetecken är eventuell kontroll av lufthalten i den färska betongen. I EN 1538 finns inget angivet om eventuell lufttillsats i betong för slitsmurar. Detta bör dock göras om betongen är lufttillsatt enligt vad som anges i BBK 04. När förhöjd lufthalt har föreskrivits skall lufthalten provas på arbetsplatsen – provning skall göras på dagens två första loss samt en gång per gjutningsskift. Lufthalten skall inte understiga vad som anges i SS 13 70 03 – dock kan 0,5 %-enheter lägre värden accepteras vid enstaka tillfällen. Vidare bör inte lufthalten överstiga det avsedda värdet eftersom betongen då inte uppfyller avsedd hållfasthetsklass.

### **5.1.3.3 Utförandekontroll**

En utförandekontroll utförs för att kontrollera att egenskaperna hos en färdig betongkonstruktion har uppfyllt i förväg uppställda krav. Utförandekontrollen gäller både själva arbetsutförandet och det färdiga resultat.

I EN 1538 finns det krav rörande arbetsutförandet. Dessa innefattar bl.a. stödvätskans sammansättning, placering av armeringskorgar i slitsen, betongens konsistens samt gjutförfarandet, se avsnitt 4.4.4. Det finns en del specifika krav på kontroll av det färdiga resultatet i EN 1538, exempelvis kontroll av uppnådda hållfastheter samt visuell inspektion av exponerade ytor. I BBK 04 och Bro 2004 finns det dock krav på utförandekontroll – dessa krav gäller också för slitsmurar. Nedan redovisas de provningar (utförandekontroll) som enligt BBK 04 och Bro 2004, är obligatoriska för betongkonstruktioner.

- **Provning av hållfasthet.** Allmänt gäller att hållfastheten hos befintliga konstruktioner bestäms genom att borra ut kärnor som provas i laboratorium. Alternativt kan prov tas ut med någon annan metod om en pålitlig relation med hållfastheten hos utborrade prov kan påvisas
  - **BBK 04.** Prover tas ut enligt ovan i de delar av konstruktionen där hållfastheten förväntas vara lägst, eller inom zon där hållfastheten är hårt utnyttjad. Provningen utförs enligt EN 12504-1. Det finns också möjligheter att använda indirekta metoder för att bestämma hållfastheten (till exempel mätning av ythårdhet och ljudhastighet) för att få en uppfattning om hur hållfastheten varierar samt lokalisering av svaga områden. Dessutom kan indirekta metoder användas det inte finns möjlighet att borra ut prover med hänsyn till åtkomlighet, inverkan på bärförmåga etc. Provningarna skall normalt göras på yta närmast överytan i konstruktionsdelarnas översta parti. För vertikala ytor skall provningen utföras på betongen uttagen på djup mellan 0-300 mm och för horisontella ytor skall provningen utföras på betongen uttagen på djup mellan 0-150 mm. Det finns dock inga rekommendationer om hur många prover som skall tas ut från en konstruktion.
  - **Bro 2004.** Betonghållfasthet skall bestämmas genom utborrning och provning av cylindrar (enligt den procedur som finns beskriven i BBK 04). Antalet cylindrar skall minst vara en per gjutetapp. Sammanlagt skall minst tre cylindrar tas ut från varje konstruktion (bro) för varje använd betongsammansättning. Om den totala betongvolymen är mindre än 50 m<sup>3</sup> godtas att endast en cylinder borraras ut. Vid utborrning av cylindrar från en slitsmur är frågan hur många cylindrar som skall tas ut.
  - **EN 1538.** Betongens hållfasthet skall bestämmas på utborrade cylindrar, där en cylinder per 100 m<sup>3</sup> betong skall borraras ut.
- **Provning av frostbeständighet.** Nedan redovisas vad som finns angivet i BBK 04 och Bro 2004. Det finns inget angivet i EN 1538 om provning av frostbeständighet hos betongen.
  - **BBK 04.** Frostbeständighet i färdiga konstruktioner skall bestämmas med hänsyn till aktuell exponeringsklass med de metoder som anges i SS 13 70 03. Provningarna skall genomföras i den del av konstruktionen där frostbeständigheten kan förväntas vara lägst, eller inom zon där miljöpåverkan kan förväntas vara störst. Utvärdering av resultaten från frostprovningar skall göras enligt vad som finns angivet i SS 13 70 03.
  - **Bro 2004.** Provning av frostbeständighet skall göras genom utborrning och provning av cylindrar, dock endast för de delar av konstruktionen som är exponerade i exponeringsklass XF4. Antalet som skall borraras ut är minst en per varannan gjutetapp. Dock måste minst fem cylindrar tas ut från varje konstruktion (bro) och betongsammansättning. Om betongvolymen understiger 50 m<sup>3</sup> De utborrade cylindrarna skall provas enligt den metod som finns beskriven i SS 13 72 44, förfarande III, metod A.
  - **EN 1538.** Det finns inga speciella krav på provning av frostbeständighet,

#### 5.1.3.4 Övriga provningar

Provningarna som är obligatoriska enligt EN 1538, BBK 04 och Bro 2004 innefattar förutom tillverkning av betongen och arbetsutförandet huvudsakligen betongens hållfasthet och frostbeständighet. Det finns dock en del andra kontroller och provningar som kan göras för att kontrollera att betongen har fått önskade egenskaper. Dessa provningar är huvudsakligen kopplade till de nedbrytningsmekanismer betongkonstruktionen är utsatt för. Exempel på provningar som kan genomföras är:

- **Bestämning av kloridmigrationskoefficient,  $D_{CTH}$ .** Det finns ett antal olika metoder för att bestämma kloridinträngningsmotståndet hos betong. En av de metoder som visat bäst och mest tillförlitliga resultat är den metod som finns beskriven i den nordiska standarden NT BUILD 492. Med denna metod drivs klorider med ett externt elektrisk fält in i betongcylindrar (100 mm diameter och 50 mm långa). Efter avslutade provning spräcks betongcylindrarna och kloridinträngningsmotståndet kan bestämmas baserat på mätningar av det djup som klorider trängt in i betongen.
- **Bestämning av täckande betongskikt.** Det täckande betongskiktet kan antingen bestämmas på utborrade prover eller med elektriska metoder.
- **Bestämning av betongens permeabilitet.** Det finns ett antal olika metoder för att bestämma betongens permeabilitet, både in-situ på konstruktioner och på utborrade prover. Principen för dessa metoder är att ett gas- eller vätskestryck läggs på ena sidan av provkroppen och tryckförlusten eller mängden genomströmmande gas eller vätska bestäms. Utifrån från uppmätta tryckförluster eller mängd genomströmmande gas/vätska kan permeabiliteten bestämmas.

#### 5.1.3.5 Utbildningskrav

Det finns inga krav på utbildning specificerade i EN 1538 vad gäller uppförandet av slitsmurar. Det som skiljer uppförande av slitsmurar från gjutning av vanliga betongkonstruktioner är att "formen" är en utgrävd slits som är fylld med stödvätska. En rimlig uppdelning är därför att ha separata krav på utbildning rörande utgrävning och stabilisering av slitsen samt de betongarbeten som utförs vid uppförandet av slitsmuren.

- **Utgrävning och stabilisering av slits.** Inga specifika krav gällande utbildning och stabilisering av slitsen har funnits i litteraturen. Dock är det rimligt att krav på utbildning bör vara kopplade till de krav på kontroller, som finns redovisade i EN 1538 rörande, rörande uppförandet av slitsmurar.
- **Betongarbeten.** Krav på utbildning vid betongarbeten (uppförandet av betongkonstruktioner) finns angivna i en rapport av Svenska Betongföreningen – Betongrapport nr 8, Svenska Betongföreningen 2000). Enligt den klassificering av utförande av betongkonstruktioner som finns i BBK 04 skall permanenta slitsmurar utföras i tillverknings- och utförandeklass I, dvs. den klass som har de högsta kraven. För ytterligare information om utbildningskrav hänvisas till ovan nämnda rapport.

## 5.1.4 Oförstörande provning – arbete kvarstår

### 5.1.4.1 Orientering

I Sverige har man varit restriktiv med användandet av slitsmurar som permanenta konstruktioner bland annat på grund av svårigheter att inspektera slitsmuren på baksidan. Det som lyfts fram är svårigheten att kontrollera variationer i slitsmurens tjocklek och därmed variationer i det täckande betongskiktets tjocklek som kan vara för litet på grund av till exempel inrasat jordmaterial. Oförstörande provning med olika metoder är ett sätt att undersöka den färdiga slitsmurens kvalitet. Nedan följer en kortfattad sammanställning av olika kontrollmetoder baserade på oförstörande provning som skulle kunna vara aktuella för att undersöka kvalitén hos den färdiga slitsmuren.

Allt material som presenteras i detta avsnitt är hämtat från "A Practical Guide to Non Destructive Examination of Concrete", Nordic Innovation(2004).

### 5.1.4.2 Seismiska/akustiska metoder

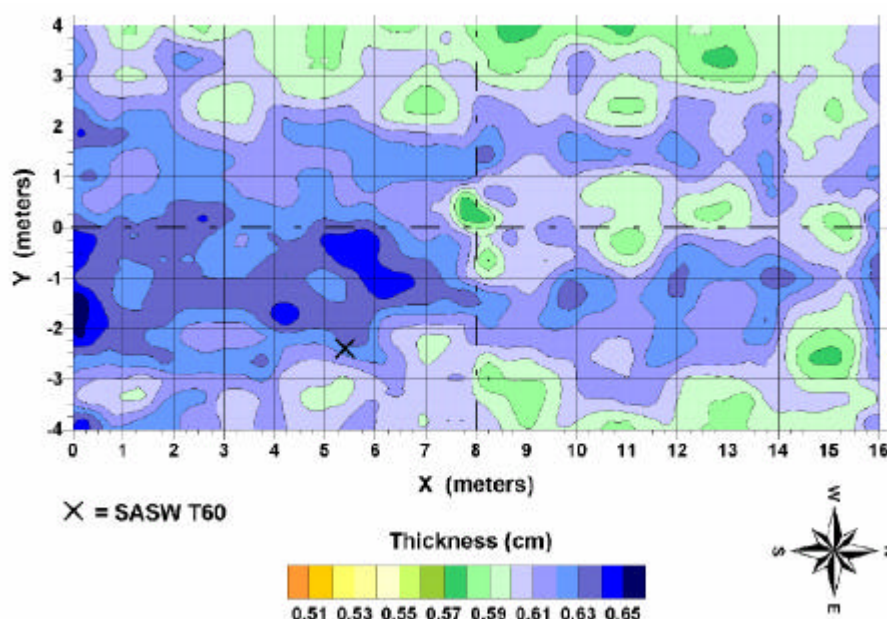
Seismiska/akustiska metoder baseras på transmission och reflektion av mekaniska vågor (tryck-, skjuv- och ytvågor). Metoderna ger information om våghastigheten (som beror på hållfasthetsegenskaper och densitet) samt om reflexer från fasgränser såsom håligheter, sprickor och materialgränsskikt. Eftersom vågorna är en form av mekanisk energi ger de information om betongens mekaniska egenskaper. Vidare är vågorna känsliga för fasgränser mellan material med olika akustisk impedans<sup>11</sup>. Exempelvis ger en fasgräns mellan armering och betong omkring 70 % reflektion av vågenergin, medan en luftfylld hålighet ger en reflektion på nästan 100 %. Detta innebär att metoderna är lämpliga för att upptäcka håligheter och andra områden med sämre egenskaper. Metodernas effektivitet att bestämma fasgränser beror på skillnader i densitet. Möjligheterna att upptäcka hålrum och områden med sämre material blir sämre i tjocka konstruktioner med mycket armering. Till de seismiska/akustiska metoderna räknas till exempel:

- UPE (Ultrasonic Pulse Echo)
- IE (Impact Echo)
- SASW (Spectral Analysis of Surface Waves).

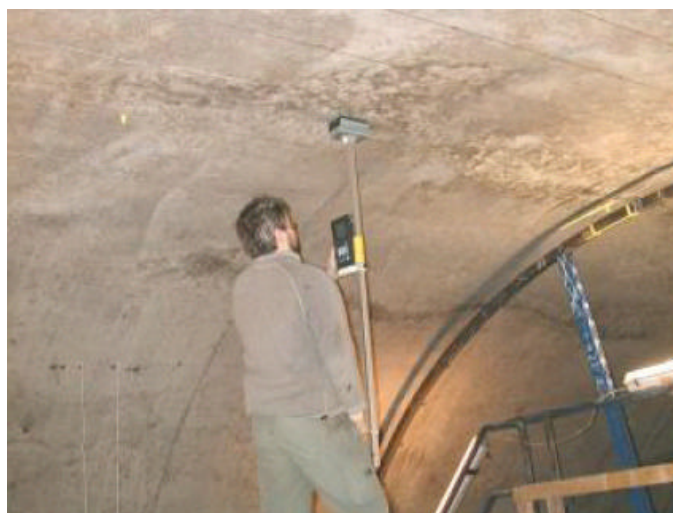
**UPE** (Ultrasonic Pulse Echo) mäter reflekterade akustiska vågor. Stötvågen introduceras vid en åtkomlig yta och tas emot vid samma yta. Det som gör att vågen reflekteras kan vara håligheter eller andra defekter i materialet. Ekon från ballast etc. ger brus som gör att det vid utvärdering är svårt att detektera skador på djup större än högst någon meter. Tjockleksmätning från en sida kan vara besvärligt men om betongen är av god kvalitet, storleken på ballasten inte är för stor och om betongen inte är extremt uttorkad kan tjockleken bestämmas med relativt hög noggrannhet. Ett exempel på resultat från en UPE-mätning visas i Figur 5.1 medan Figur 5.2 exemplifierar hur en sådan mätning kan gå till.

---

<sup>11</sup> Impedans = produkten av densitet och våghastighet.



Figur 5.1 Exempel på tjockleksmätning med UPE, nominell tjocklek 600 mm, betong K50, max ballaststorlek 25 mm. Från Nordic Innovation (2004).

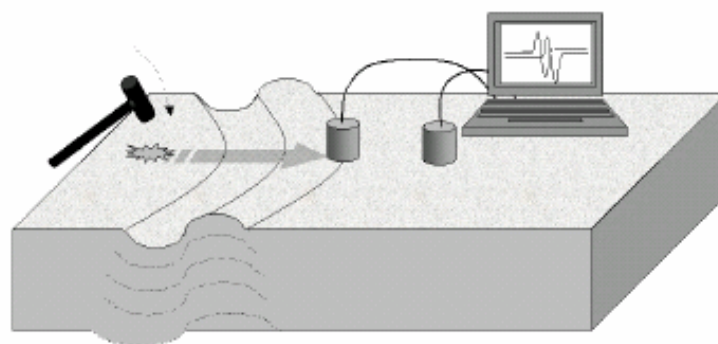


Figur 5.2 Ultraljudsmätning med UPE. Från Nordic Innovation (2004).

Vid provning med **IE** (Impact Echo) kompletteras mätningarna med vågformsanalys. Impaktorn är en hammare eller en stålkula som skjuts mot konstruktionen. IE når längre in i betongen än UPE, men är å andra sidan sämre på att detektera hålrum.

**SASW** (Spectral Analysis of Surface Waves). Mekaniska vågor i ytan mäts med accelometrar eller hastighetsmätare, se Figur 5.3. Metoden fungerar bra för relativt stora konstruktioner utbredda i planet och metoden ger ganska noggranna mätningar av tjockleken utan behov av kalibrering av utrustningen. Metoden ger dock inte upplysning om mindre lokala defekter.

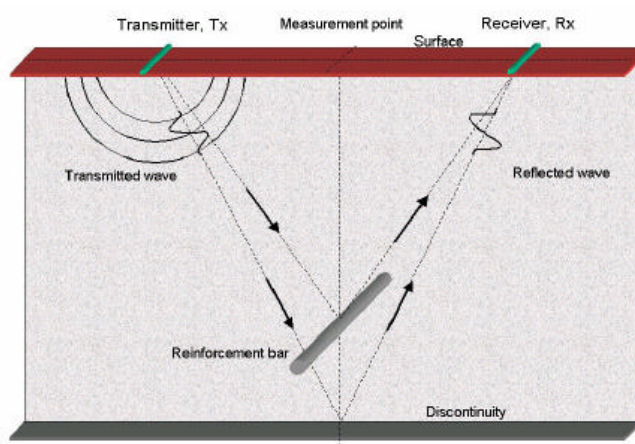




Figur 5.3 Princip för SASW. Från Nordic Innovation (2004).

### 5.1.5 Elektromagnetiska metoder.

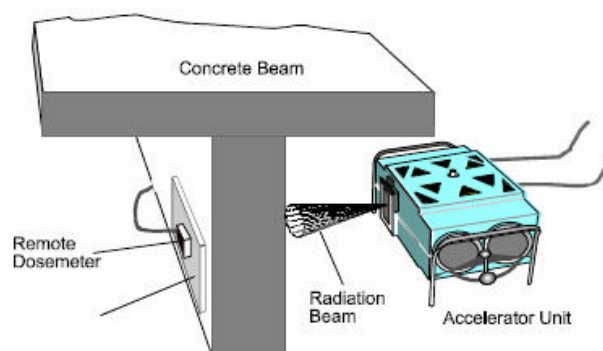
Exempel på elektromagnetiska metoder är täckskiktsmätare och GPR (Ground Penetrating Radar). Täckskiktsmätare är ett relativt enkelt redskap som normalt används för att bestämma läget för armering nära ytan. GPR är högupplöst radar som kan identifiera armeringens läge, normalt 200 – 300 mm in i betongen, se Figur 5.4, även om uppgifter på tjocklekar upp till 500 mm finns i litteraturen. I vissa fall kan metoden registrera två eller till och med tre armeringslager. GPR är baserad på elektromagnetiska pulser som skickas in i betongen. Informationen som kommer tillbaka beror på skillnader i materialens (betong och armering) förmåga att transmittera eller hindra denna energi. Den del av signalen som reflekteras samt transmissionstid och amplitud registreras.



Figur 5.4 Exempel på radarutrustning och principskiss. Från Nordic Innovation (2004).

### 5.1.6 Radiografiska metoder

Radiografiska metoder är baserade på elektromagnetisk strålning (röntgen- och gammastrålning) vilket gör det möjligt att se in i betong. Tyvärr kräver dessa metoder att man har tillgång till både in- och utsidan av slitsmuren, vilket gör dessa metoder svåra att använda för slitsmurar, se Figur 5.5.



Figur 5.5 Exempel på uppställning av utrustning för radiografisk metod. Från Nordic Innovation (2004).

### 5.1.6.1 Rekommendation och sammanställning

Vid oförstörande provning av slitsmurar bör mer än en metod användas, detta eftersom de olika metoderna är bra på olika saker. Förslagsvis provas två eller fler metoder i fält och resultaten verifieras mot utförda provborrningar. Den bästa metoden används sedan som den primära mätmetoden medan någon av de andra metoderna används för verifiering.

I Tabell 5.1 ges en sammanställning av möjligheten att bestämma betongkonstruktioners tjocklek med hjälp av UPE, IE, SASW och radar. Vid referensprojekt på andra konstruktioner än slitsmurar, har IE-metoden kompletterats med SASW-metoden, där den senare använts som stickprov eftersom den är mer tidskrävande). Den noggrannhet som erhöles var cirka  $\pm 50$  mm för betongvägg med tjockleken 1000 mm.

Tabell 5.1 Sammanställning av vilka tjocklekar som är möjliga för olika provmetoder. Från Nordic Innovation (2004).

| Provmetod | Betongkvalitet  | Max stenstorlek [mm] | Tjocklek [mm] |
|-----------|-----------------|----------------------|---------------|
| UPE       | Hög             | <16                  | 1000-1100     |
|           | Hög             | <25                  | 800-1000      |
|           | Hög             | 23-32                | 600-800       |
|           | Låg             | 25-32                | 300-600       |
| IE        | Hög             | 32                   | >1500         |
|           | Låg / Medium    | 32                   | >1500         |
| SASW      | Hög             | -                    | 1000-1500     |
|           | Låg / Medium    | -                    | 1000-1500     |
|           | Olika lager     | -                    | 1000-1500     |
| Radar     | Hög             | -                    | 300           |
|           | Låg             | -                    | 200           |
|           | Torrt / Inomhus | -                    | 500           |

## 6 Erfarenhetsåterföring av permanenta slitsmurar

### 6.1 Nationella erfarenheter

#### 6.1.1 Erfarenheter från Götatunneln

##### 6.1.1.1 Uppbyggnad och betong

I följande avsnitt redovisas resultat från de undersökningar som utförts av betongen i slitsmuren i Götatunneln. Dessa undersökningar har ursprungligen varit en del av ett examensarbete genomfört vid Chalmers, Mahesar och Masiuddin (2004). Undersökningarna har innefattat betongens egenskaper både i färskt och hårdnat tillstånd. I färskt tillstånd har konsistensen (utbredningsmått) och kompakt densiteten mätts upp. I hårdnat tillstånd har betongens hållfasthet (tryck- och spräckhållfastheter), öppen porositet och kloridmigrationskoefficient mätts upp. En komplett redovisning av resultaten från de provningar som gjorts i Götatunneln ges i Mahesar och Masiuddin (2004).

Det bör noteras att slitsmurarna i Götatunneln utfördes som temporära konstruktioner vars syfte enbart varit att användas som stödkonstruktioner under byggtiden<sup>12</sup>. Detta påverkade betongsammansättningen och resulterade i en betong med högre vct än vad som skulle använts i en permanent konstruktion. Vidare påverkades mängden armering i slitsmuren, bland annat på grund av att en temporär konstruktion är annorlunda belastad än vad en permanent konstruktion skulle bli men framförallt eftersom inga sprickbreddskrav beaktats för täthet eller beständighet.

Slitsmuren har uppförts i med ett antal paneler där varje panel är 4,5 m lång och 1,0 m tjock. Detta betyder att gjutningen har gjorts med ett gjutrör som antas ha varit placerat i mitten av respektive panel. Höjden på respektive panel varierar mellan 20-30 m. Uppgifter rörande betongsammansättning och gjutningen har lämnats av betongleverantören, Kutti (2006). Betongen som använts i slitsmuren i Götatunneln är utformad efter vad som är specificerat i EN 1538, där betongen får ha ett maximalt vct = 0,60. Baserat på dessa specifikationer har en betong med något lägre vct tagits fram (vct ≈ 0,57-0,58), motsvarande hållfasthetsklass C 38/35 (motsvarande K35), använts. Den cement som använts är CEM I 42,5 N BV/SR/LA (Cementa Anläggningscement) där cementhalten varierat beroende på maximal stenstorlek ( $d_{\max}$ ) enligt följande:  $C = 400 \text{ kg/m}^3$  ( $d_{\max} = 16 \text{ mm}$ ) eller  $C = 370 \text{ kg/m}^3$  ( $d_{\max} = 25 \text{ mm}$ ). Vidare har retarderande tillsatsmedel använts i betongen med dosering på 0,1-0,3 % av cementvikten beroende på betongtemperaturen. I färskt tillstånd hade betongen ett utbredningsmått på  $600 \pm 30 \text{ mm}$ . Gjutningen har gjorts enligt vad som finns angivet i EN 1538, dvs. med gjutrör som sticks ned under betongens överyta och sedan successivt dras upp i takt med att betongens yta stiger samt med en stighastighet på minst 3 m/h. Täckande betongskikt har varit specificerat till 100 mm.

---

<sup>12</sup> Götatunnelns slitsmurar används som semipermanenta konstruktioner, dock inte i bärande syfte utan för att fungera som mothållande last mot upplyft av tunnel.

### 6.1.1.2 Provningar utförda av entreprenören

I samband med gjutning har entreprenören provat betongens egenskaper i både färskt och hårdnat tillstånd. I färskt tillstånd har betongens sättmått samt densitet mätts upp och i hårdnat tillstånd har tryckhållfastheten vid 28 dygns ålder bestämts på standardkuber (kantlängd 150 mm). Resultaten från dessa provningar redovisas i Tabell 6.1.

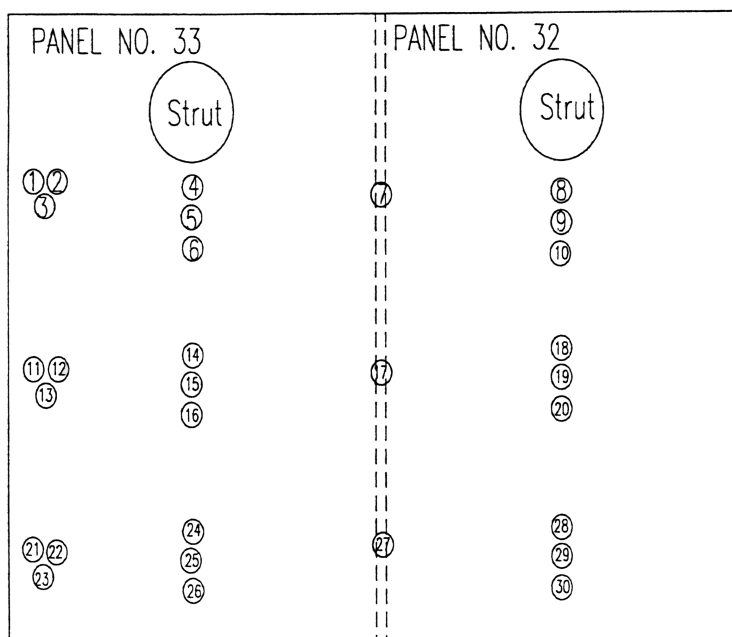
*Tabell 6.1 Resultat från provningar av betongens egenskaper i färskt och hårdnat tillstånd genomförda av entreprenören.*

| Panel | Prov | Utbredningsmått<br>[mm] | Densitet<br>[kg/m <sup>3</sup> ] | Tryckhållfasthet<br>[Mpa] (28 dygn) |
|-------|------|-------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| 32    | 1    | 640                     | 2380                             | 48,0                                |
| 32    | 2    | 620                     | 2400                             | 51,1                                |
| 33    | 1    | 620                     | 2410                             | 47,6                                |
| 33    | 2    | 610                     | 2400                             | 46,4                                |

Av Tabell 6.1 framgår att betongens egenskaper i färskt tillstånd har varit inom de rekommendationer som finns i EN 1538, där utbredningsmättet rekommenderas att variera mellan 520 mm och 630 mm. Uppmätta tryckhållfastheter har utvärderats enligt den metod som finns beskriven i EN 206-1. Enligt denna metod har betongen en karakteristisk tryckhållfasthet,  $f_{ck}$ , på 45,5 MPa (panel 32) respektive 43,0 MPa (panel 33), vilket motsvarar hållfasthetsklass cirka C 36/43. Detta tyder på att den betong som använts har något högre hållfasthet än specificerat (C 30/37) och således lägre vct.

### 6.1.1.3 Provtagning på konstruktion

Undersökningarna av den hårdnande betongens egenskaper har gjorts på kärnor som borrats ut från två slitsmurspaneler (benämnda panel 32 och 33). Läget för utbörningen av kärnorna på respektive panel redovisas i Figur 6.1. Totalt har 18 kärnor borrats ut från panel 33 och 9 kärnor från panel 32, där varje kärna har en diameter på cirka 97 mm (ytterdiameter på borr har varit cirka 100 mm) och en längd på 650 mm. För att undersöka eventuell effekt från den vertikala positionen på respektive panel har kärnor borrats ut från tre olika nivåer på båda panelerna (3 kärnor i panel 32 och 6 kärnor i panel 33); 3/6 kärnor längst upp på respektive panel, 3/6 på mitten av respektive panel och 3/6 längst ned på respektive panel. På panel 33 har också eventuella effekter från det horisontella läget i panelen undersökts genom att borra ut kärnor mitt i panelen och i ena änden. Dessutom har tre kärnor borrats ut från skarven mellan panel 32 och 33 för att undersöka eventuella effekter av skarvar. De exakta lägena var kärnorna har borrats ut på panelerna finns inte redovisade i Mahesar och Masiuddin (2004).



Figur 6.1 Läget för de kärnor som borrats ut från panel 32 och 33 i slitsmuren i Götatunneln. Beteckningen "Strut" visar var tvärstag varit placerade Bild från Mahesar och Masiuddin (2004).

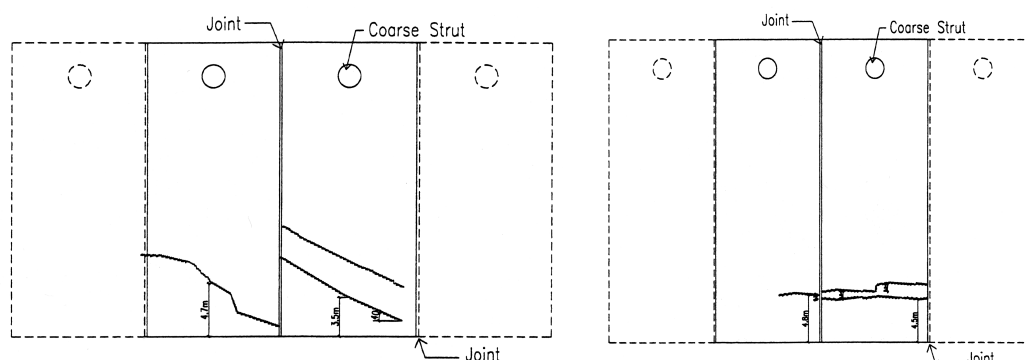
Samtliga utborrade kärnorna har delats i tre delar, där varje provkropp har numrerats med 1-3, där 1 är den yttersta biten (dvs. i den del av slitsmuren som vetter in mot tunneln) och 3 den innersta biten (ungefär mitt i slitsmuren). Detta innebär att till exempel de yttre och inre delarna på kärna 19 betecknas 19.1 respektive 19.3 osv.

#### 6.1.1.4 Visuella inspektioner av slitsmuren samt bestämning av täckande betongskikt

I samband med utborrningen av kärnor från slitsmuren gjordes en visuell inspektion där ytans beskaffenhet och förekomst av eventuella sprickor noterades. Följande noteringar har gjorts i samband med den visuella inspektionen, enligt i Mahesar och Masiuddin (2004):

- Ytan på de undersökta panelerna visade sig vara relativt ojämn. Detta kan i sin tur innebära att det täckande betongskiktet inte är konstant över panelen. På samtliga inspekterade paneler hade någon form av mekanisk bearbetning gjorts för att göra betongens ytor jämnare.
- På några ställen i slitsmuren observerades armeringsjärn som stack ut samt att det täckande betongskiktet var mycket litet. Detta var speciellt fallet på de paneler där kärnor borrats, dvs. panel 32 och 33. På övriga inspekterade paneler fanns inga utstickande armeringsjärn. I Mahesar och Masiuddin (2004) anges att en trolig orsak till detta antas vara att ytorna på panelerna 32 och 33 har genomgått en mer omfattande mekanisk bearbetning än övriga paneler. Orsaken till detta är inte känd.
- På några ställen i slitsmuren observerades föremål i betongens yta, till exempel träbitar. Detta anses vara ett tecken på att schakten inte rengjorts tillräckligt före gjutning.

Den visuella inspektionen visade att det inte fanns några sprickor i panelerna 32 och 33. Dock visade det sig finnas sprickor i några av de andra panelerna (benämnda panel 1 och 2). Den maximala sprickvidden för samtliga observerade sprickor befanns vara cirka 0,2 mm. Observerade sprickmönster redovisas i Figur 6.2.



Figur 6.2 Observerade sprickmönster i några av de inspekterade slitsmurspanelerna (benämnda panel 1 – vänster och 2 – höger). "Strut" visar var tvärstag varit placerade på respektive panel.

Från de observerade sprickmönstren som redovisas i Figur 6.2 framgår att sprickorna huvudsakligen förekommer i de lägre delarna av respektive slitsmurspanel. I panel 1 (vänstra bilden) är sprickorna diagonala medan i panel 2 (högra bilden) är sprickorna horisontella.

Täckande betongskikt karterades i de två slitsmurspaneler där kärnor borrats ut. Karteringen endast gjorts på insidan av slitsmuren, dvs. den del som vetter in mot den utgrävda delen av tunneln. Enligt specifikationerna skulle det täckande betongskiktet vara cirka 100 mm. Kartering har gjorts på tre nivåer med en elektrisk täckskiktsmätare. Resultatet från karteringen av täckskiktet redovisas i Tabell 6.2.

Tabell 6.2 Uppmätta täckande betongskikt i panelerna 32 och 33. Baserat på data från Mahesar och Masiuddin (2004).

| Panel | Nivå      | Obs. 1<br>[mm] | Obs. 2<br>[mm] | Obs. 3<br>[mm] |
|-------|-----------|----------------|----------------|----------------|
| 32    | Övre del  | 60             | 60             | 60             |
|       | Mellandel | 66             | 70             | 64             |
|       | Undre del | 60             | 54             | 58             |
| 33    | Övre del  | 68             | 68             | 64             |
|       | Mellandel | 60             | 62             | 62             |
|       | Undre del | 62             | 70             | 70             |

Eftersom den visuella inspektionen av panelerna 32 och 33 visade att ytan på dessa paneler bearbetats relativt mycket mekaniskt fanns det en farhåga att detta minskat det täckande betongskiktet just på dessa paneler. Därför har en kompletterande kartering av täckskiktet på andra paneler också gjorts. Det täckande betongskiktet har karterat på tre andra paneler (panel A-C) på två olika nivåer. Resultatet av denna kartering redovisas i Tabell 6.3.

Tabell 6.3 Uppmätta täckande betongskikt i panelerna A-C. Baserat på data från Mahesar och Masiuddin (2004).

| Panel | Nivå      | Obs. 1<br>[mm] | Obs. 2<br>[mm] | Obs. 3<br>[mm] |
|-------|-----------|----------------|----------------|----------------|
| A     | Mellandel | 68             | 62             | 68             |
|       | Undre del | 62             | 62             | 64             |
| B     | Mellandel | 60             | 58             | 60             |
|       | Undre del | 64             | 60             | 64             |
| C     | Mellandel | 62             | 62             | 64             |
|       | Undre del | 64             | 62             | 62             |

De uppmätta täckande betongskikten i panel 32-33, som redovisas i Tabell 6.2, och i panel A-C, som redovisas i Tabell 6.3, är betydligt mindre än det specificerade täckskiktet (den observerade avvikelser är upp till 40 mm). Detta betyder att det verkliga täckskiktet är större än vad som ursprungligen specificerats. Således verkar de avvikelser i täckande betongskikt som observerats i panelerna 32 och 33 vara generella för slitsmuren i Göta-tunneln. Orsaken till de observerade avvikelserna hos det täckande betongskiktet är inte kända. Vid montering av armeringskorgarna i den utgrävda slitsen används normalt distansklossar för att säkerställa att det täckande betongskiktet blir korrekta. Det finns dock inga uppgifter i Mahesar och Masiuddin (2004) om vilka typer av distansklossar som använts i samband med byggande av slitsmuren i Götatunneln.

För ytterligare information om visuella inspektioner hänvisas till Mahesar och Masiuddin (2004).

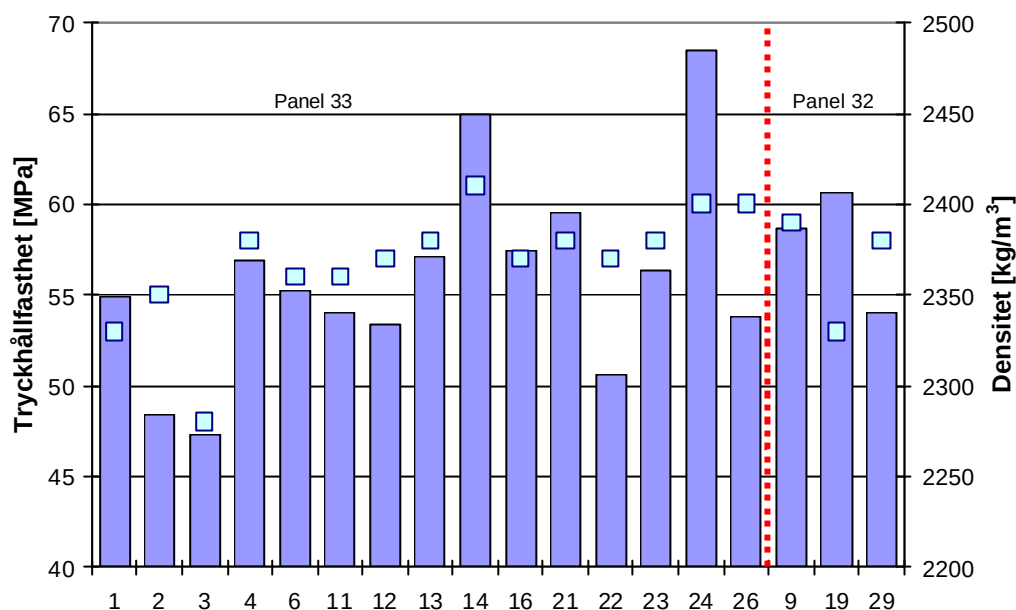
#### 6.1.1.5 Provning av hållfasthet

Tryck- och spräckhållfastheter har bestämts på utborrade kärnorna. Provningarna har utförts i enlighet med EN 12504-1 samt EN 12390-3 och EN 12390-6. Resultatet från provningarna redovisas i Figur 6.3 (tryckhållfasthet) och Figur 6.4 (spräckhållfasthet). I dessa figurer redovisas även uppmätt skrymdensitet<sup>13</sup>, vilket ger ett mått på hur stor betongens porositet är.

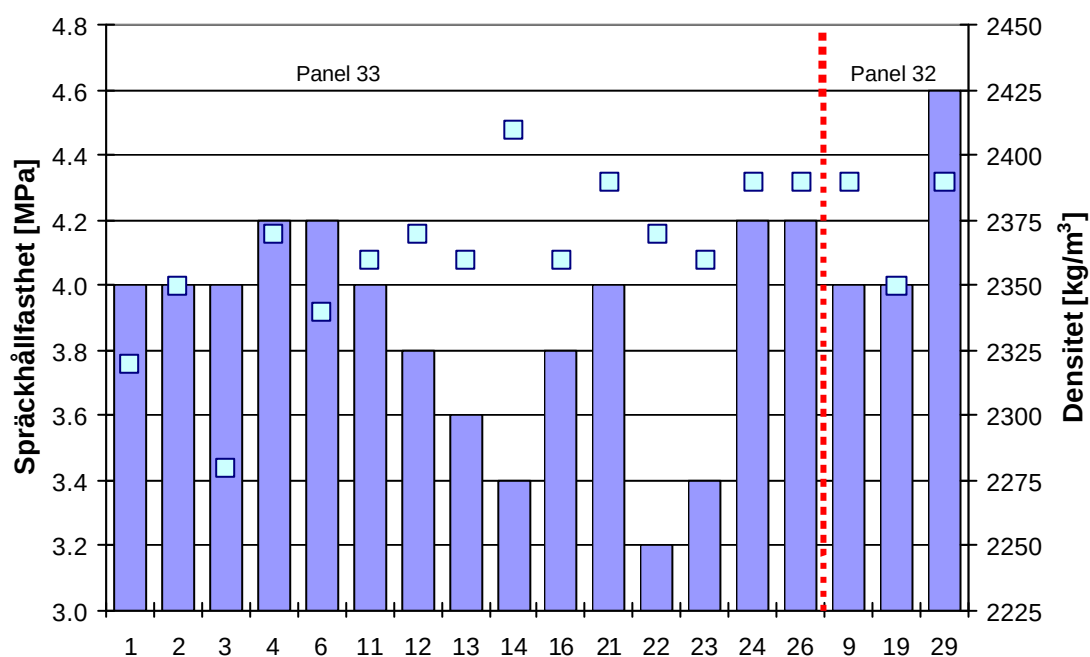
För att kunna jämföra hållfastheter uppmätta på provkroppar från utborrade kärnor med hållfastheter uppmätta i standardiserade förhållanden (enligt vad som specificeras i EN 12504-1) måste korrigeringar för provkroppens dimension och härdnings-/lagringsförhållanden göras. Dock har både diametern och höjden på de utborrade kärnorna varit cirka 97 mm vilket betyder att uppmätta hållfastheter inte behöver korrigeras för att provkroppens dimensioner. Det finns inga uppgifter om hur gammal betong var vid provtagnings- samt provningstillfället, vilket betyder att eventuella korrigeringar av hållfastheten för betongens ålder har inte kunnat göras. Det finns heller inga uppgifter om hur provkropparna lagrats innan provning, men det antas att lagringen genomförts enligt vad som är beskrivet i EN 12504-1 och därför behöver ingen korrigering göras för detta heller. Därför

<sup>13</sup> Skrymdensiteten har mätts upp genom att varje provkropp först vägts och därefter har dess volym bestämts.

kan uppmätta hållfastheter direkt jämföras med hållfastheter uppmätta i standardiserade förhållanden.



Figur 6.3 Tryckhållfastheter (staplar) och skrymdensiteter (kvadrater) uppmätta i slitsmuren i Götatunneln. Baserat på data från Mahesar och Masiuddin (2004).



Figur 6.4 Spräckhållfastheter (staplar) och skrymdensiteter (kvadrater) uppmätta i slitsmuren i Götatunneln. Baserat på data från Mahesar och Masiuddin (2004).

Från resultaten presenterade i Figur 6.3 framgår att de uppmätta tryckhållfastheterna uppvisar en relativt stor variation. Tryckhållfastheter uppmätta i panel 32 och 33 har medelvärdena 57,8 MPa respektive 55,9 MPa med standardavvikelserna 3,4 MPa respektive 5,6 MPa.



Uppmätta skrymdensiteter varierar mellan  $2330 \text{ kg/m}^3$  och  $2390 \text{ kg/m}^3$  i panel 32 och  $2280 \text{ kg/m}^3$  och  $2410 \text{ kg/m}^3$  i panel 33. Uppmätta hållfastheter följer relativt väl betongens densitet där hållfastheten minskar när densiteten minskar och viceversa. Uppmätta tryckhållfastheter har utvärderats enligt den metod som finns beskriven i BBK 04, bilaga A, för att bestämma vilken hållfasthetsklass den aktuella betongen har. Resultatet från utvärderingen att betongens hållfasthetsklass är högre än C 28/35 ( $m$  för panelerna är 55,9-57,8 MPa och  $m$  för hållfasthetsklass C 28/35 uppgår till 37,1 MPa)<sup>14</sup>. Om medeltryckhållfastheten för båda panelerna utvärderas ( $m \approx 56,2 \text{ MPa}$ ) fås en ungefärlig hållfasthetsklass C 45/55<sup>15</sup>. Om utvärderingen istället görs med enskilda uppmätta tryckhållfastheter är lägsta tryckhållfasthet,  $f_{c,\min} = 47,3 \text{ MPa}$ , vilket också visar att betongens hållfasthetsklass är betydligt högre än C 28/35<sup>16</sup>.

Från resultaten presenterade i Figur 6.4 framgår att de uppmätta spräckhållfastheterna uppvisar en relativt stor variation. Spräckhållfastheterna uppmätta i panel 32 och 33 har medelvärdena 42 MPa respektive 3,9 MPa med standardavvikelse 0,35 MPa respektive 0,33 MPa. Korrelationen mellan uppmätta hållfastheter och betongens densitet är inte så god. Orsakerna till detta är inte kända, men en inverkan kan vara de osäkerheter som är förknippade med metoden att mäta spräckhållfasthet.

#### 6.1.1.6 Kloridmigrationskoefficient – $D_{CTH}$

Betongens motstånd mot kloridinträngningen har undersökts på de utborrade kärnorna med NT Build 492. Provningsen går till så att en kloridlösning drivs med en extern elektrisk potential genom betongprover (diameter 100 mm och 50 mm tjocklek). Efter en viss tid stängs den externa potentialen av och det djup till vilket klorider penetrerat in i betongen mäts upp genom att provkropparna spräcks och en indikatorvätska sprutas på den nyspräckta betongytan. Genom att mäta upp det djup till vilket klorider penetrerat (framgår som en front) kan kloridmigrationskoefficienten,  $D_{CTH}$ , utvärderas tillsammans med uppgifter om storleken på den drivande potentialen och provningstiden. Mer utförlig information om hur  $D_{CTH}$  kan bestämmas ges i NT Build 492 (1999).

$D_{CTH}$  har huvudsakligen undersökts i den yttre delen av de olika kärnorna, dvs. del 1 på kärnorna som alltså vetter in mot tunneln. Eftersom exponeringen för klorider sker på den del av betongen som vetter in mot tunneln är det också mest relevant att prova  $D_{CTH}$  på den del av kärnorna som vetter in mot tunneln, dvs. del 1. I Figur 6.5 presenteras resultaten från de genomförda mätningarna av  $D_{CTH}$ . I figuren finns också uppgifter om vad  $D_{CTH}$  bör vara för en betong motsvarande den som slitsmuren i Götatunneln gjutits med ( $v_{ct}=0,60$ ). Medelvärdet för  $D_{CTH}$  bör vara cirka  $33 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  med  $\text{COV}^{17} = 24 \%$ , vilket innebär att  $D_{CTH}$  bör variera mellan  $25,1 \cdot 10^{-12}$  och  $40,9 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  – min- respektive maxvärdena illustreras av de streckade linjerna. Vid analys av fyra av provkropparna gick det inte att göra en riktig utvärdering av  $D_{CTH}$ , eftersom kloridfronten har penetrerat genom dessa provkroppar – dessa kärnor hade index 19.3, 21.1, 22.1 samt 29.3. Därför är också verkligt  $D_{CTH}$  för dessa

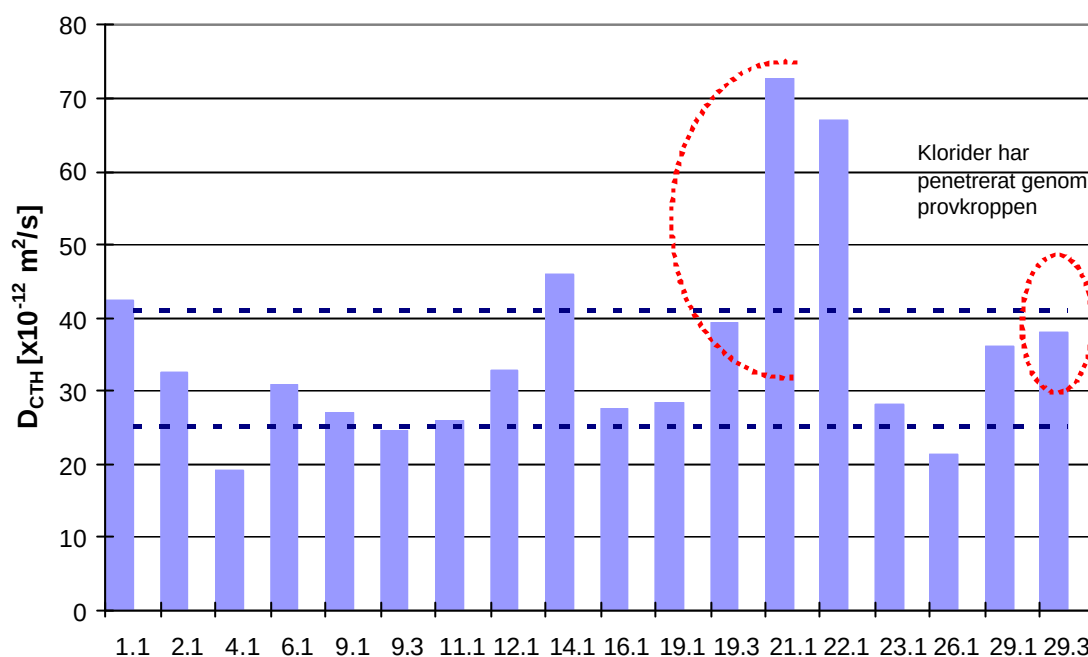
<sup>14</sup> Omräkningen av fordrade karakteristiska värden,  $f_{KK}$ , till medelhållfastheter,  $m$ , med följande uttryck:  $m = f_{KK} + k_1$ . För den aktuella hållfasthetsklassen (C 28/35) är fordrat karakteristiskt värde  $f_{KK}=1,14 \times 27,0 \text{ MPa}$  och  $k_1=4$  (eftersom antalet provningsresultat är 10-14).

<sup>15</sup> Om medeltryckhållfastheten,  $m \approx 56,2 \text{ MPa}$ , innebär detta att  $f_{cck}=(56,2-4)/1,14 \approx 45,8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C } 45/55$ .

<sup>16</sup> Betongens karakteristiska tryckhållfasthet,  $f_{cck}$ , beräknas med:  $f_{cck}=(47,3+4)/1,14 \approx 45,0 \text{ MPa}$ .

<sup>17</sup>  $\text{COV} = \text{Coefficient of Variation}$ , som är kvoten mellan standardavvikelsen och medelvärdet.

provkroppar högre än det som redovisas i Figur 6.5. I dessa provkroppar observerades också rester av stödvätska i betongen, dvs. ett tecken på en viss inblandning av stödvätska i betongen har skett i samband med gjutning.



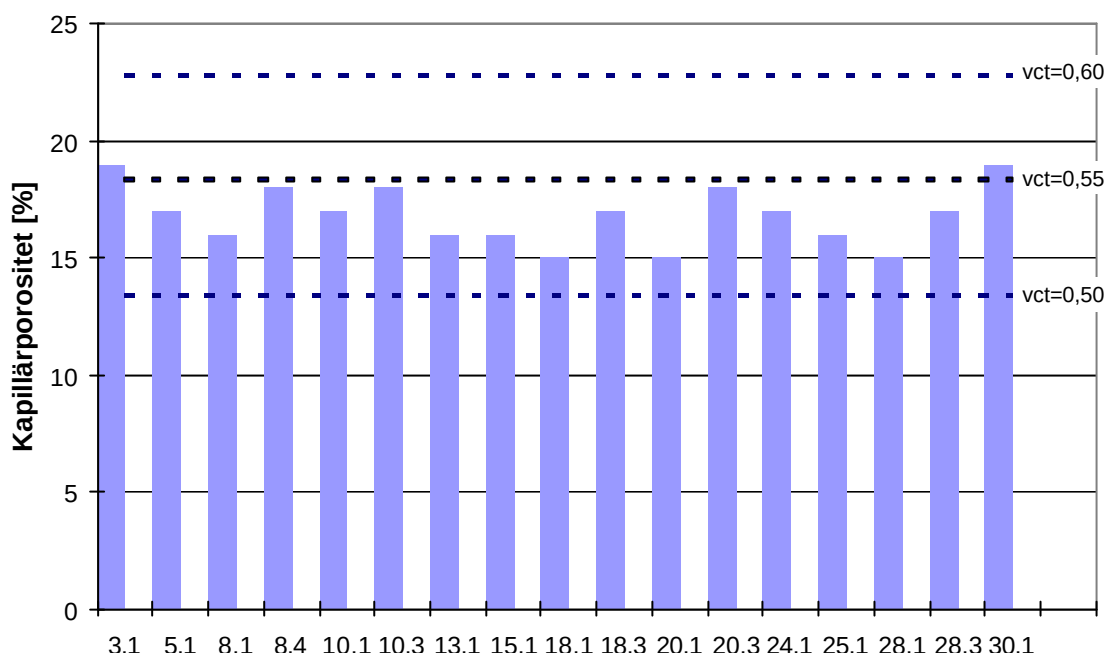
Figur 6.5 Kloridmigrationskoefficienter,  $D_{CTH}$ , uppmätta i prover utborrade från slitsmuren i Götatunneln. De streckade linjerna illustrerar inom vilka värden  $D_{CTH}$  för betong med  $v_{ct} = 0,60$  bör ligga (min- respektive maxvärdet). Baserat på data från Mahesar och Masiuddin (2004), Frederiksen et al (1997) och Chlortest (2006).

I Figur 6.5 framgår att  $D_{CTH}$  för de flesta av provkropparna ligger inom de gränserna en betong med  $v_{ct} = 0,60$ . En del av de uppmätta  $D_{CTH}$  ligger till och med under min-värdet för en betong med  $v_{ct} = 0,60$  kan förväntas ligga, till exempel provkropparna 4.1 ( $19,2 \cdot 10^{-12} m^2/s$ ) och 26.1 ( $21,3 \cdot 10^{-12} m^2/s$ ), vilket tyder på att betongen i vissa delar av slitsmuren kan ha varit bättre (dvs. lägre  $v_{ct}$ ) än vad som avsetts. Det är endast fyra provkroppar som har högre  $D_{CTH}$  än vad en betong med  $v_{ct} = 0,60$  borde ha (provkroppar med index 1.1, 14.1, 21.1 och 22.1). Samtliga dessa provkroppar är utborrade från det ytligaste lagret av betongen i panel 33 fast på olika höjder och lägen i horisontell led. Dessutom har förmodligen provkropparna 19.3 och 29.3 högre  $D_{CTH}$  än en betong med  $v_{ct} = 0,60$  borde ha. I provkropparna 21.1 och 22.1 visade också en visuell inspektion av det fanns spår av stödvätska i betongen.

#### 6.1.1.7 Betongens kapillärsugning

Betongens kapillärsugning har utvärderats enligt den metod som finns redovisad i bilaga C. De utborrade kärnorna från slitsmuren i Götatunneln har endast använts för att bestämma mängden vatten som sugits upp vid kapillär mättnad, dvs.  $W_k$ . Därför kan endast kapillärporositeten bestämmas. Samtliga prover från Götatunneln har varit utborrade borrhärdar med diameter 97 mm, vilket betyder att provkroppens tvärsnittsarea är  $A \approx 0,0074 m^2$ .

Kapillärporositet för de utborrade proverna från Götatunneln redovisas i Figur 6.6. I figuren har också teoretiska kapillärporositeter<sup>18</sup> lagts till för några olika betonger (vct = 0,50-0,60). Genom att jämföra uppmätta och teoretiska kapillärporositeter (för betonger med vct = 0,50, 0,55 samt 0,60) går det att grovt utvärdera vilken sammansättning betongen i de utborrade proverna hade.



**Figur 6.6** Öppna porositeter uppmätta från prover utborrade från slitsmuren i Götatunneln. De streckade linjerna illustrerar teoretiskt beräknade öppna porositeter enligt modell i Betonghandboken – Material för några olika betonger (vct=0,50-0,60). Baserat på data från Mahesar och Masiuddin (2004).

De uppmätta kapillärporositeterna som presenteras i Figur 6.6 visar att variationerna är relativt små (medelvärde = 16,6 % och standardavvikelse = 1,25 %). Kapillärporositeterna kan jämföras med hållfastheter (presenterade i Figur 6.3 och Figur 6.4) där en hög kapillärporositet ger en låg tryckhållfasthet och viceversa. Av resultaten i Figur 6.6 framgår det också att betongen har vct  $\approx$  0,55, dvs. en något bättre betong än vad som föreskrivits.

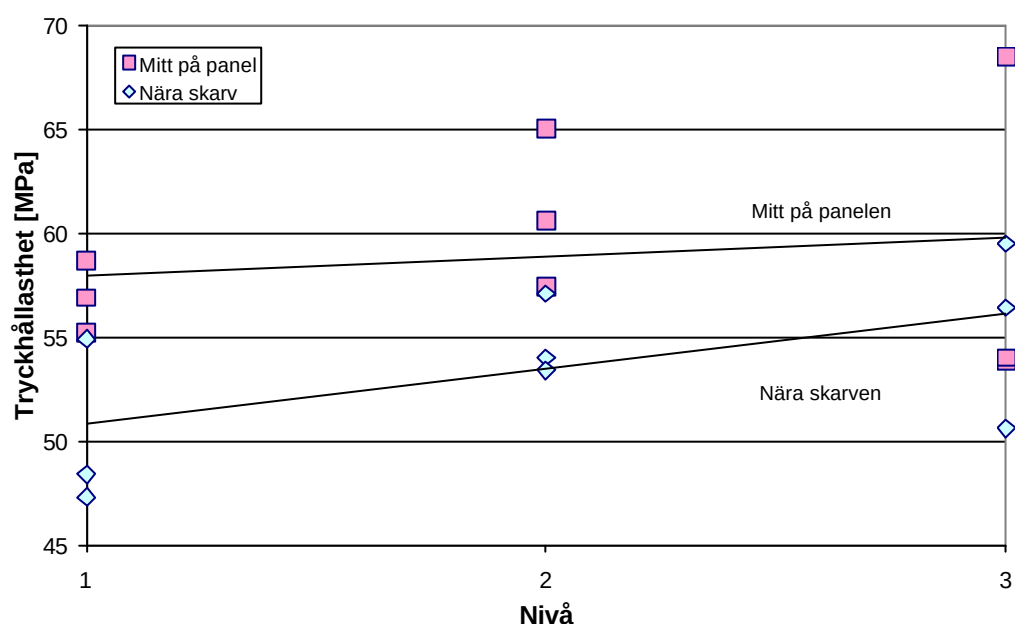
#### 6.1.1.8 Analys och diskussion

Ett antal provningar har gjorts för att bestämma egenskaperna hos betongen i slitsmuren i Götatunneln. Syftet med provningarna har både varit att bestämma betongens sammansättning och hur dess egenskaper eventuellt påverkats tillverkningsmetoden, där betongen gjuts som en undervattensgjutning under en stödvätska samt utan vibrering.

<sup>18</sup> De teoretiska kapillärporositeterna har beräknats enligt den modell som finns redovisad i Betonghandboken – Material (1994). I dessa beräkningar ingår betongens vct och hydratationsgrad,  $\alpha$ , som indata. Hydratationsgraden har antagits vara 1,0 för samtliga betonger (vct=0,50-0,60).

Baserat på resultaten från dessa provningar går det att ungefärligt att bestämma betongens sammansättning och om det finns någon inverkan från stödvätskan på betongens egenskaper. Resultaten från samtliga provningar visar att betongen med stor sannolikhet har lägre vct än vad som föreskrivits (enligt specifikationerna skall betongen ha  $vct \approx 0,60$ ). Troligen är betongens  $vct \approx 0,55$ . Dock visar vissa resultat att det finns en viss spridning i betongens egenskaper, till exempel uppmätta hållfastheter, vilket indikerar att betongsammansättningen också troligen varierar. En förklaring till dessa variationer kan vara att stödvätskan har påverkat betongens sammansättning och egenskaper i samband med gjutning.

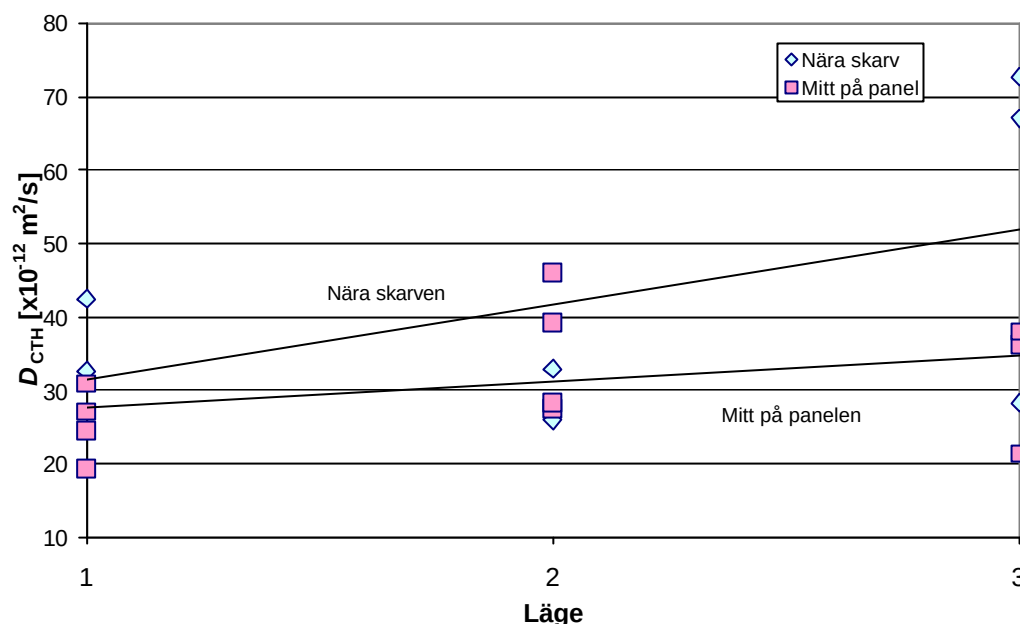
Tryckhållfastheten har provats i olika lägen på panelerna både i horisontell och vertikal led. Resultaten från denna jämförelse presenteras i Figur 6.7. Nivå 1, 2 och 3 representerar läget i horisontell led (1 – övre del, 2 - mittersta del och 3 – nedre del), jämför Figur 6.1. De exakta positionerna för var respektive kärna borrats ut är inte kända. Regressionslinjer har lagts in för prover tagna mitt på panelen samt nära skarven.



Figur 6.7 Uppmätta tryckhållfastheter som funktion av läget på panelen. Nivå 1, 2 och 3 representerar läget i horisontell led (1 – övre del, 2 - mittersta del och 3 – nedre del).

Från Figur 6.7 framgår att det finns ett visst samband mellan vertikalt läge på respektive panel och uppmätta tryckhållfastheter där tryckhållfastheter ökar något med ökande djup från ytan. En trolig orsak till ökningen i tryckhållfasthet med ökande djup från ytan är att betongen blir mer kompakt med ökande djup på grund av tryck från överliggande betong. Dock är spridningen i uppmätta tryckhållfastheter stor. Vidare finns det en inverkan av det horisontella läget på panelen där uppmätta tryckhållfastheter är högre mitt på respektive panel än nära skarvar. Medeltryckhållfastheten i mitten och vid skarven på panelen är 58,9 MPa respektive 53,5 MPa. Således är tryckhållfastheten cirka 5 MPa högre mitt på panelen än nära skarven, vilket kan förklaras med att betongen inte är homogen i hela slitsen längd. Högst tryckhållfastheter har uppmätts i mitten av respektive panel där gjutröret stuckits ned, medan den nära skarven, där betong fått flyta cirka 2 m, är lägre. Motsvarande observation har gjorts vid mätningar kloridmigrationskoefficienten,  $D_{CTH}$ , ett exempel på detta ges i Figur 6.8, där  $D_{CTH}$  är högre nära skarven än i mitten av panelen.

$D_{CTH}$  har provats i olika lägen på panelerna både i horisontell och vertikal led. Resultaten från denna jämförelse presenteras i Figur 6.8. Nivå 1, 2 och 3 representerar läget i horisontell led (1 – övre del, 2 - mittersta del och 3 – nedre del), jämför Figur 6.1. Dock är inte de exakta lägena för respektive kärna kända. Dessutom har regressionslinjer lagts till i Figur 6.8.



Figur 6.8 Uppmätta kloridmigrationskoefficienter,  $D_{CTH}$ , som funktion av läget på panelen. Nivå 1, 2 och 3 representerar läget i horisontell led (1 – övre del, 2 mittersta del och 3 – nedre del).

Från de resultat som visas i Figur 6.8 framgår en viss systematisk variation i  $D_{CTH}$  som kan kopplas till var på respektive panel (horisontell och vertikal led).  $D_{CTH}$  verkar öka något med ökande djup från ytan. Vidare verkar  $D_{CTH}$  vara något högre nära skarven jämfört med mitt på panelen vilket indikerar att betongen är något mer permeabel. Lägst  $D_{CTH}$  har mätts upp i mitten av respektive panel där gjutröret stuckits ned (medelvärde ca  $30,7 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ), medan nära skarven, där betong fått flyta cirka 2 m, är  $D_{CTH}$  högre (medelvärde ca  $43,1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ). En förklaring till detta kan vara att betongen inte är homogen i hela slitsen längd, till exempel orsakat av påverkan av stödvätskan och/eller otillräckliga flytegenskaper hos betongen. Dock är spridning stor, speciellt nära skarven. Motsvarande observation har gjorts vid mätningar tryckhållfastheten, ett exempel på detta ges i Figur 6.7, där tryckhållfastheten är lägre nära skarven än i mitten av panelen.

Baserat på ovan presenterade resultat verkar det finnas en viss påverkan på betongens egenskaper beroende av läget på panelen både i horisontell och vertikal led. Uppmätta tryckhållfastheter ökar medan  $D_{CTH}$  minskar med ökande djup från ytan. Vidare är tryckhållfastheten lägre och  $D_{CTH}$  högre nära skarven än mitt på panelen. Detta tyder på att betongen inte är homogen i hela slitsen utan varierar både i horisontell och vertikal led. En förklaring till detta kan vara att betongen inte är homogen i hela slitsen längd, dvs. inte kan flyta ut ordentligt från gjutröret i mitten av varje panel. Det finns flera möjliga orsaker till detta, till exempel påverkan av stödvätskan och/eller betongens flytegenskaper. Betongens flytegenskaper har undersökts av entreprenören, se Tabell 6.1, och resultaten visar att betongen har uppfyllt de krav som finns i EN 1538. I Mahesar och Masiuddin (2004) redovisas inga uppgifter om stödvätskans egenskaper. Således verkar det finnas en viss

påverkan av tillverkningsmetoden på betongens egenskaper – dock bör mer undersökningar utföras för att fastställa att detta verkligen är fallet. Exempelvis bör undersökningar göras av betongens sammansättning, till exempel tunnslip, för att verkligen fastställa att sammansättningen varierar. Parallellt bör också stödvätskans egenskaper undersökas, enligt vad som redovisas i avsnitt 4.2.1.

Eventuell inverkan av stödvätskan på betongens egenskaper i samband med gjutning är svår att uttala sig om eftersom det inte finns någon konstruktion tillverkad med konventionella metoder att jämföra med. Det finns dock indikationer på att stödvätskan kan ha en viss inverkan, exempelvis på  $D_{CTH}$  och hållfastheten. Vid mätningar av  $D_{CTH}$  blev denna högre än förväntat för några av de undersökta provkropparna. Dessa provkroppar har också inspekterats visuellt och i samband med denna inspektion hittades rester av stödvätska i betongen. Eventuellt kan också de observerade variationerna i uppmätta hållfastheter förklaras med att rester av stödvätska finns i betongen – dock finns inga visuella inspektioner av eventuella rester av stödvätska i betongen i provkroppar på vilka tryckhållfastheten bestämts.

Det täckande betongskiktet på insidan av slitsmuren befanns vara betydligt mindre än det specificerade (upp till cirka 60 mm istället 100 mm som var specificerat). Detta borde också betyda att det täckande betongskiktet på utsidan av slitsmuren är betydligt större än det specificerade. Vid montering av armeringskorgarna i den utgrävda slitsen används normalt distansklossar för att säkerställa att det täckande betongskiktet blir korrekta.

#### 6.1.1.9 Avslutande kommentarer

Resultaten från de provningar som genomförts vid Götatunneln kan sammanfattas enligt följande:

- **Betongsammansättning.** Betongen som använts i slitsmuren i Götatunneln har med största sannolikhet lägre vct än den som specificerats (vct i den betong som använts i slitsmuren antas vara cirka 0,55 – specificerat vct≈0,60).
- **Påverkan på betongens egenskaper av tillverkningsmetoden.** En viss inblandning av stödvätska hittades i betongen vid visuell inspektion av utborrade kärnor. Detta kan också observeras på vissa av resultaten från de provningar som genomförts. Ett exempel är vissa uppmätta  $D_{CTH}$  som är betydligt högre där samtidigt spår av stödvätska observerats i betongen. Vidare finns det variationer i betongens egenskaper beroende på läget i panelen, där variationer kan observeras både i uppmätta tryckhållfastheter och också  $D_{CTH}$ . Observationer visar att tryckhållfastheten är lägre och  $D_{CTH}$  högre nära skarven än mitt på panelen.
- **Täckande betongskikt.** De täckande betongskikt som observerats på insidan av slitsmuren har varit betydligt mindre än de specificerade. Detta borde också betyda att det täckande på utsidan av slitsmuren är betydligt större än specificerat (om slitsmurens tjocklek är den specificerade).

## 6.1.2 Citytunneln

### 6.1.2.1 Allmänt

I följande avsnitt redovisas resultat från de undersökningar som utförts av betongen i slitsmuren i Citytunneln. Undersökningarna har innefattat betongens egenskaper i färskt och hårdnat tillstånd. I färskt tillstånd har betongens konsistens undersökts, genom att bestämma dess sättmått. I hårdnat tillstånd har betongens hållfasthet (tryck- och spräckhållfasthet), öppen porositet, samt kapillaritet och motståndstal, och kloridmigrationskoefficient mätts upp.

Det bör noteras att slitsmurarna i Citytunneln, liksom Götatunneln, utfördes som temporära konstruktioner vars syfte enbart varit att användas som stödkonstruktioner under byggtiden. Detta har påverkat betongsammansättningen och resulterat i en betong med högre vct än vad som skulle använts motsvarande en permanenta konstruktion. Vidare har detta påverkat mängden armering i slitsmuren, bland annat på grund av att en temporär konstruktion är annorlunda belastad än vad en permanent konstruktion skulle bli men framförallt eftersom inga sprickbreddskrav beaktats för täthet eller beständighet.

För att undersöka vilken effekt utförandet har på betongens egenskaper har provningar gjorts på prover uttagna både ur slitsmuren och ur en referensprovkropp. I referensprovkroppen har gjutningen gjorts med samma betong som i slitsmuren men utan stödvätska och i en riktig form. På detta sätt kan eventuell påverkan på betongens egenskaper från stödvätskan och den omgivande jorden utvärderas. I Figur 6.9 visas foton på slitsmuren samt referensprovkroppen.



Figur 6.9 Foton på slitsmuren (vänster) och referensprovkroppen (höger).

Både slitsmuren och referensprovkroppen är 0,8 m breda. Längden på de undersökta panelerna är cirka 8,6 m och på referensprovkroppen är 2,2 m. Detta betyder att två parallella gjutrör, med ett inbördes avstånd av maximalt cirka 5 m) har använts vid gjutningen av panelerna enligt "Arbetsberedning Slitsmurar – Entreprenad E 101 Malmö C Nedre, tunnel och ramp", NCC (2005). Gjutning har gjorts till en specificerad nivå (minst 0,5 m över den

nivå där betongen kapas bort) och därefter har den övre delen av slitsmuren kapats av. Den betongsammansättning som använts är utformad efter vad som är specificerat i EN 1538. Betongsammansättningen redovisas i ”Arbetsbeskrivning – För utförande av sitsväggar i bygg-grop A2”. Enligt dessa skall betongen ha hållfasthetsklass C25/30. Den cement som använts är CEM II 42,5 A/LL, dvs. en blandcement med tillsats av kalksten, där cementhalten var 365 kg/m<sup>3</sup> och mängden tillsatt kalksten 80 kg/m<sup>3</sup>. Maximal stenstorlek i ballasten var 16 mm. Det finns inga uppgifter om eventuella tillsatsmedel, men förmodligen har både flyttillsatser och retarderande tillsatser använts. I färskt tillstånd var betongen avsedd att ha en konsistens motsvarande klass F5, dvs. ett utbredningsmått på 560-620 mm. Gjutningen har gjorts enligt vad som finns angivet i EN 1538, dvs. med gjutrör som sticks ned under betongens överyta och sedan successivt dras upp i takt med att betongens yta stiger samt med en stighastighet på minst 3 m/h.

### 6.1.2.2 Provningar utförda av entreprenören

I samband med gjutning har entreprenören kontrollerat betongens egenskaper i hårdnat tillstånd (skrymdensitet samt spräck- och tryckhållfastheter på kuber vid 28 dygns ålder). Provningarna har utförts enligt EN 12350-2, EN 12390-3 och EN 12390-6. Resultaten från provningarna redovisas i Tabell 6.4.

Tabell 6.4 Resultat från provningar av betongens egenskaper i färskt och hårdnat tillstånd genomförda av entreprenören.

| Provkropp | Sättnått<br>[mm] | Skrymdensitet<br>[kg/m <sup>3</sup> ] | Spräck- och<br>tryckhållfasthet [MPa] |
|-----------|------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 1         | 200              | 2360                                  | 3,65 (spräckhållfasthet)              |
| 2         | 200              | 2370                                  | 3,60 (spräckhållfasthet)              |
| 3         | 200              | 2370                                  | 3,50 (spräckhållfasthet)              |
| 4         | 200              | 2340                                  | 3,55 (spräckhållfasthet)              |
| 5         | 200              | 2360                                  | 3,00 (spräckhållfasthet)              |
| 6         | 200              | 2330                                  | 3,55 (spräckhållfasthet)              |
| 7         | 200              | 2360                                  | 40,0 (tryckhållfasthet)               |
| 8         | 200              | 2360                                  | 41,5 (tryckhållfasthet)               |
| 9         | 200              | 2350                                  | 41,5 (tryckhållfasthet)               |
| 10        | 200              | 2350                                  | 41,0 (tryckhållfasthet)               |
| 11        | 200              | 2350                                  | 40,5 (tryckhållfasthet)               |
| 12        | 200              | 2350                                  | 40,0 (tryckhållfasthet)               |

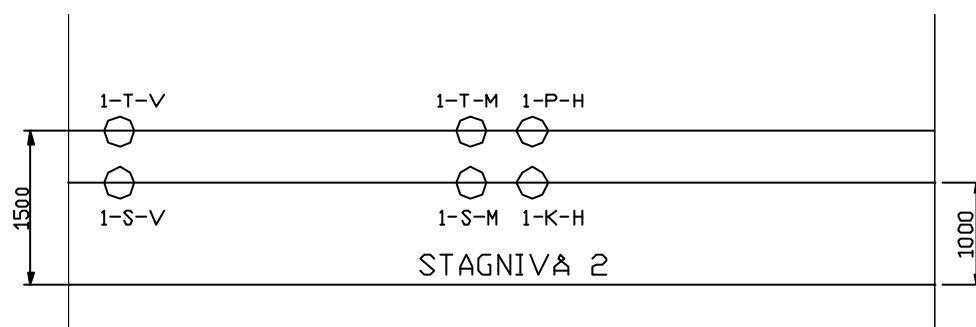
I Tabell 6.4 framgår att betongens egenskaper i färskt tillstånd har varit inom de rekommendationer som finns i EN 1538, där sättnåttet rekommenderas att variera mellan 160 mm och 220 mm. Uppmätta tryckhållfastheter har utvärderats enligt den metod som finns beskriven i EN 206-1. Enligt denna metod har samtliga prover en karakteristisk tryckhållfasthet som är cirka 36 MPa.



### 6.1.2.3 Provtagning på konstruktion

Undersökningarna av den hårdnande betongens egenskaper har gjorts på kärnor som borrats ut från sex slitsmurspaneler (benämnda panel 1-6). Samtliga av dessa slitsmurar göts under period 2006-08-27 – 2006-09-27 och utborrningen av kärnor gjordes 2006-04-27. Varje kärna har en diameter på cirka 100 mm (ytterdiameter på borr har varit cirka 103 mm) och en längd på 250-450 mm (beroende på typ av provning). Ett exempel på var kärnor har borrats ut redovisas i Figur 6.10, där kärnor utborrade ur panel 1 redovisas. Index visar vilken panel kärnan är tagen från (panel 1), vad kärnan var avsedd för (T - tryckhållfasthet, S - spräckhållfasthet, P - öppen porositet och K - kloridmigrationskoefficient) samt var på panelen kärnan borrats ut (V - vänster, M - mitten och H - höger). Samtliga kärnor har borrats ut vinkelrätt mot gjutriktningen.

För att undersöka vilken effekt det horisontella läget på panelen har på betongens egenskaper har kärnor borrats ut från två olika lägen på panelerna (mitt på och nära skarven på respektive panel). Samtliga kärnor har borrats cirka 1 m över stagnivå 2, vilket är cirka 5 m under markytan.



Figur 6.10 Läget för de kärnor som borrats ut slitsmuren i Citytunneln (panel 1). Index visar vilken panel kärnan är tagen från (panel 1), vad kärnan var avsedd för (T - tryckhållfasthet, S - spräckhållfasthet, P - kapillärporositet och K - kloridmigrationskoefficient) samt var på panelen kärnan borrats ut (V - vänster, M - mitten och H - höger).

Samtliga utborrade kärnorna har delats i två till fem delar (sågning med vattenkyld såg med diamantklinga), där varje provkropp har numrerats med A-E, där A är den yttersta biten (dvs. i den del av slitsmuren som vetter in mot tunneln) och B-E den innersta biten. Detta innebär att till exempel de yttre och inre delarna på kärna 3 P-H betecknas 3 P-H A respektive 3 P-H E. Ursprungligen var avsikten att provkropparna skulle tas ut från ytan och kontinuerligt inåt.

Dock har nästan samtliga utborrade kärnor haft armering och/eller någon defekt, till exempel att stödvätska blandats in i betongen eller att betongen separerat. Därför har provkroppar fått tas ut där detta varit möjligt. Totalt har 32 kärnor borrats ur slitsmuren och 5 kärnor från referensprovkroppen. Från dessa kärnor har följande provkroppar tagits ut: (i) 41 provkroppar för att bestämma tryckhållfasthet, (ii) 18 provkroppar för att bestämma spräckhållfasthet, (iii) 25 provkroppar för att bestämma kloridmigrationskoefficienten och (iv) 27 provkroppar för att bestämma porositet. En fullständig sammanställning över samtliga provkroppar finns i bilaga C.

#### 6.1.2.4 Visuella inspektioner av slitsmuren

I samband med utbörningen av kärnor från slitsmuren gjordes en visuell inspektion där ytans beskaffenhet och förekomst av eventuella sprickor noterades. Följande noteringar gjordes:

- Ytan jämnare cirka 2 m ovanför stagnivå 2.
- Baserat på visuella observationer ifrågasätts om armeringen i undersökta paneler är lodrätt monterad? Vertikala armeringsjärn genomborrade i övre borrhål men inte i hålet lodrät under.
- Täckande betongskikt på de prover där armering påträffats har varit 120-150 mm.
- Ytan på undersökta paneler har visat sig vara ojämn. Dessa ojämnheter har varit på cirka 0-100 mm, lokalt mer än så.

Ytterligare information om slitsmurens beskaffenhet finns i bilaga D.

#### 6.1.2.5 Visuella observationer gjorda på utborrade kärnor

De utborrade kärnorna har studerats visuellt och eventuella avvikelser har noterats. Vidare har täckande betongskikt bestämts i de kärnor där armeringen påträffades. Totalt innehöll 21 av de utborrade kärnorna armering. Det täckande betongskiktet befanns variera mellan 75 mm och 160 mm. Således uppvisar de täckande betongskikt som observerats på insidan av slitsmuren relativt stora variationer. Detta borde också betyda att det täckande på utsidan av slitsmuren är annorlunda än det specificerade (om slitsmurens tjocklek är den specificerade).

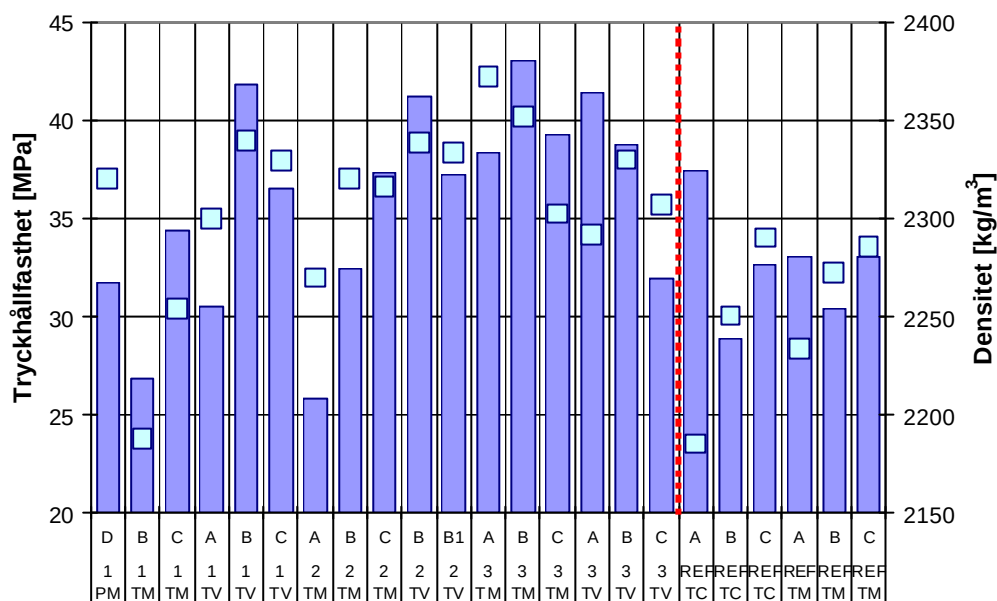
Några av de utborrade kärnorna visade sig ha defekter, huvudsakligen inblandning av stödvätska och/eller omgivande jord samt dålig omslutning av armering. Vidare observerade tecken på vattenseparation i betongen – detta framgår under ballastkorn och armering där det bildas fickor och kanaler. Några exempel på observerade defekter visas i Figur 6.11. Ytterligare information om utborrade kärnor samt provkroppar som tagits från respektive kärna finns i bilaga D.



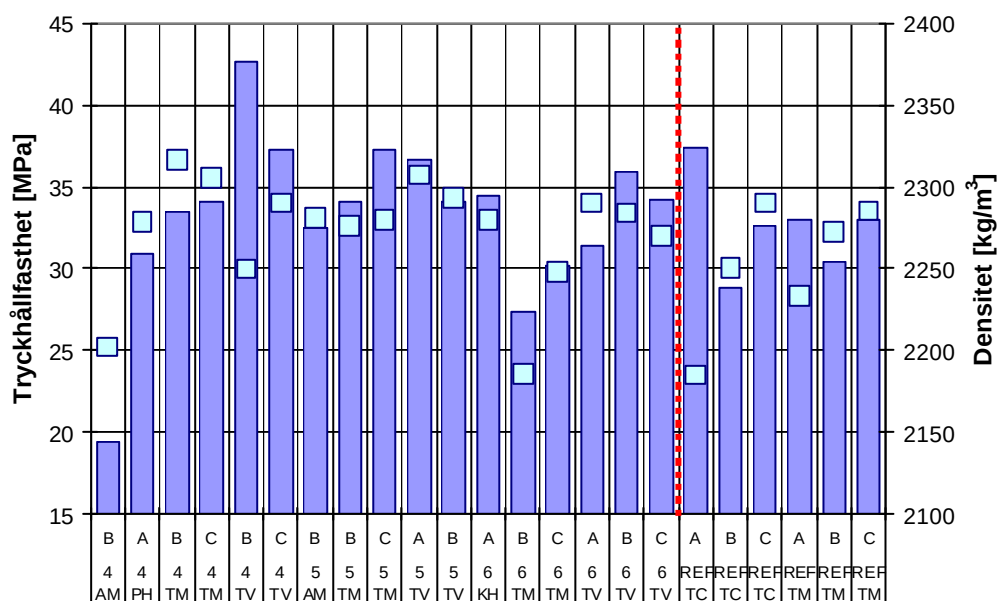
Figur 6.11 Exempel på defekter, vattenseparation och dålig omslutning av armering, som observerats hos utborrade kärnor. De aktuella kärnorna har beteckningar 1 T-V (vänster) samt 2 T-V (höger).

### 6.1.2.6 Provning av hållfasthet samt densitet

De utborrade kärnorna har undersökts med avseende på tryck- och spräckhållfasthet. Dessutom har betongens skrymdensitet bestämts på samma provkroppar som tryckhållfastheten provats. Provningarna har utförts i enlighet med EN 12504-1, EN 12390-3 och EN 12390-6. Samtliga provkroppar har provats vinkelrätt mot gjutriktningen. Samtliga provningar av tryckhållfasthet och skrymdensitet gjordes 2006-05-29 – 2006-05-31 medan spräckhållfastheten provades 2006-06-19. Erhållna tryckhållfastheter från provningarna redovisas i Figur 6.12 (panelerna 1-3 samt referensprovkropp) och Figur 6.13 (panelerna 4-6 samt referensprovkropp) tillsammans med tillhörande skrymdensitet.



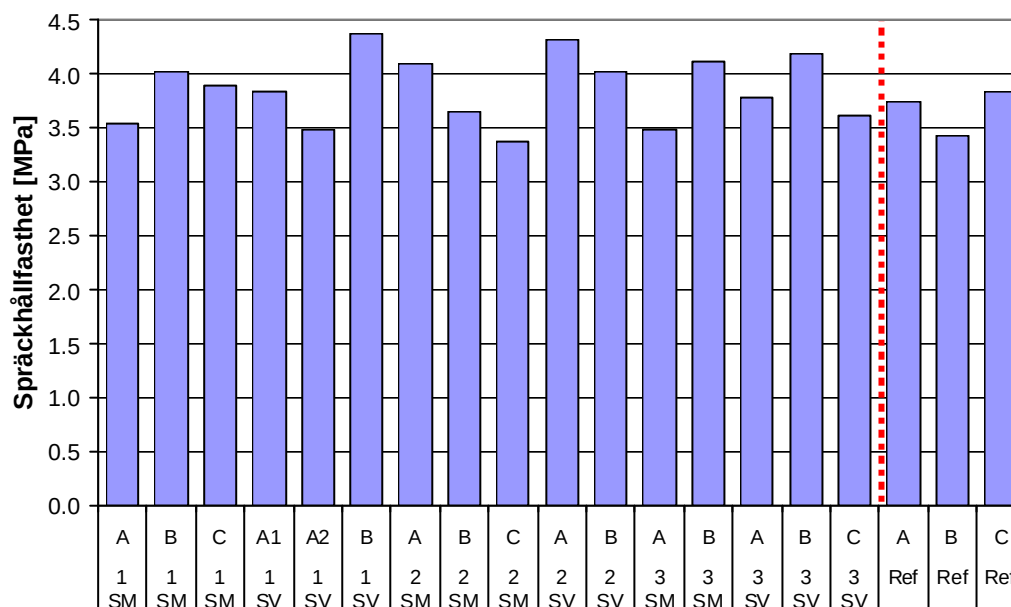
Figur 6.12 Tryckhållfastheter uppmätta på prover från slitsmuren (panel 1-3) i City-tunneln samt referensprovkroppen.



Figur 6.13 Tryckhållfastheter uppmätta på prover från slitsmuren (panel 4-6) i City-tunneln samt referensprovkroppen.

Resultaten presenterade i Figur 6.12 och Figur 6.13 visar att uppmätta tryckhållfastheter har relativt stora variationer. Medeltryckhållfastheterna för samtliga undersökta slitsmurspaneler samt referensprovkroppen är 34,6 MPa respektive 32,6 MPa med standardavvikelse 5,2 MPa respektive 2,9 MPa. Medeltryckhållfastheterna för slitsmurspanelerna varierar mellan 32,3 MPa och 38,8 MPa med standardavvikelse som varierar mellan 2,0 MPa och 7,8 MPa. Den högsta standardavvikelsen har mätts upp i panel 4, huvudsakligen orsakat att en tryckhållfasthet på endast 19,4 MPa mätts upp i en av provkropparna.

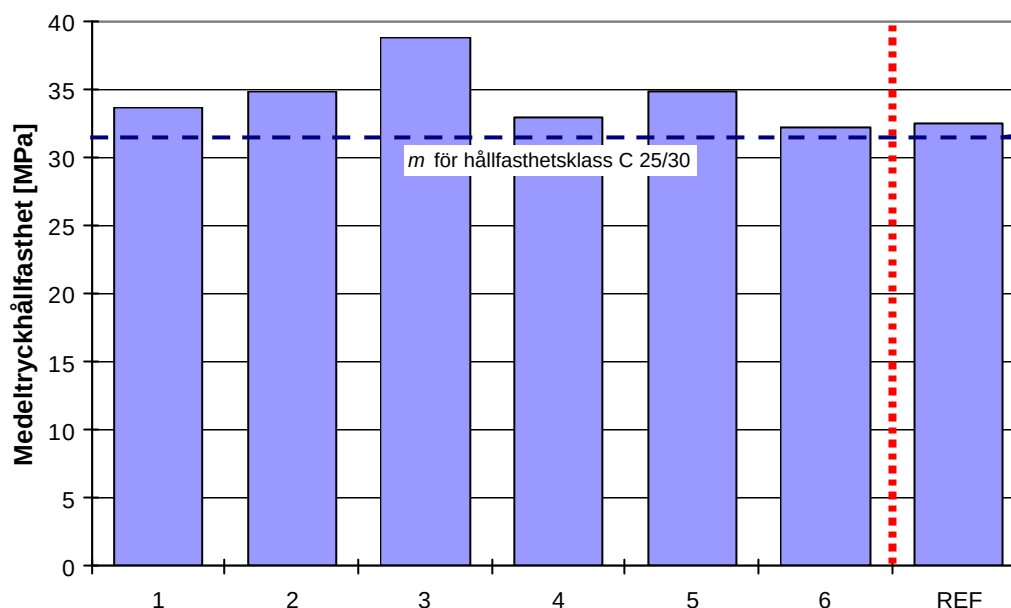
Spräckhållfastheter har endast undersökts i panelerna 1-3 samt referensprovkroppen. Vidare har inga skrymdensiteter bestämts på dessa provkroppar. Uppmätta spräckhållfastheter redovisas i Figur 6.14 och av detta framgår att de uppvisar en relativt liten variation. Medelspräckhållfastheterna och standardavvikelse är 3,67 MPa respektive 0,21 MPa för referensprovkroppen och 3,86 MPa respektive 0,31 MPa för slitsmuren. Dessa spräckhållfastheter är ungefär samma som de som mätts upp med standardkuberna, jämför Tabell 6.4.



Figur 6.14 Spräckhållfastheter uppmätta på prover från slitsmuren i Citytunneln samt referensprovkroppen.

Tryckhållfastheter uppmätta på provkroppar från slitsmuren och referensprovkroppen har utvärderats enligt den metod som finns beskriven i BBK 04, bilaga A, för att bestämma vilken hållfasthetsklass den aktuella betongen har. I denna metod utvärderas medelvärden och enskilda mätvärden – den av dessa utvärderingar som ger lägst hållfasthet ger den aktuella betongens hållfasthetsklass. Resultatet från utvärderingen, baserat på medelhållfastheter, för respektive panel samt referensprovkroppen och fordrade karakteristiska värden för hållfasthetsklass C 25/30 omräknade till medelhållfastheter<sup>19</sup>,  $m$ , redovisas i Figur 6.15.

<sup>19</sup> Omräkningen av fordrade karakteristiska värden,  $f_{KK}$ , till medelhållfastheter,  $m$ , med följande uttryck:  $m = f_{KK} + k_1$ . För den aktuella hållfasthetsklassen (C 25/30) är fordrat karakteristiskt värde  $f_{KK}=1,14 \cdot 24,0$  MPa och  $k_1=4$  (eftersom antalet provningsresultat är 10-14).



Figur 6.15 Resultat från utvärdering av hållfasthetsklass för betongen i slitsmuren samt referensprovkroppen. I figuren redovisas medeltryckhållfastheterna för de olika panelerna och referensprovkroppen samt  $m$  för hållfasthetsklass C 25/30.

Från Figur 6.15 framgår att den aktuella betongen har en hållfasthetsklass som är något bättre än C 25/30 ( $m$  för de olika panelerna varierar mellan 32,3 och 38,8 MPa). Om medeltryckhållfastheten för samtliga undersökta paneler utvärderades ( $m \approx 34,6$  MPa) fås en ungefärlig hållfasthetsklass C 28/35<sup>20</sup>. Om utvärderingen istället görs med enskilda uppmätta tryckhållfastheter är lägsta tryckhållfasthet,  $f_{c,min} = 25,8$  MPa, vilket också visar att betongens hållfasthetsklass är något bättre än C 25/30<sup>21</sup>.

#### 6.1.2.7 Kloridmigrationskoefficient – $D_{CTH}$

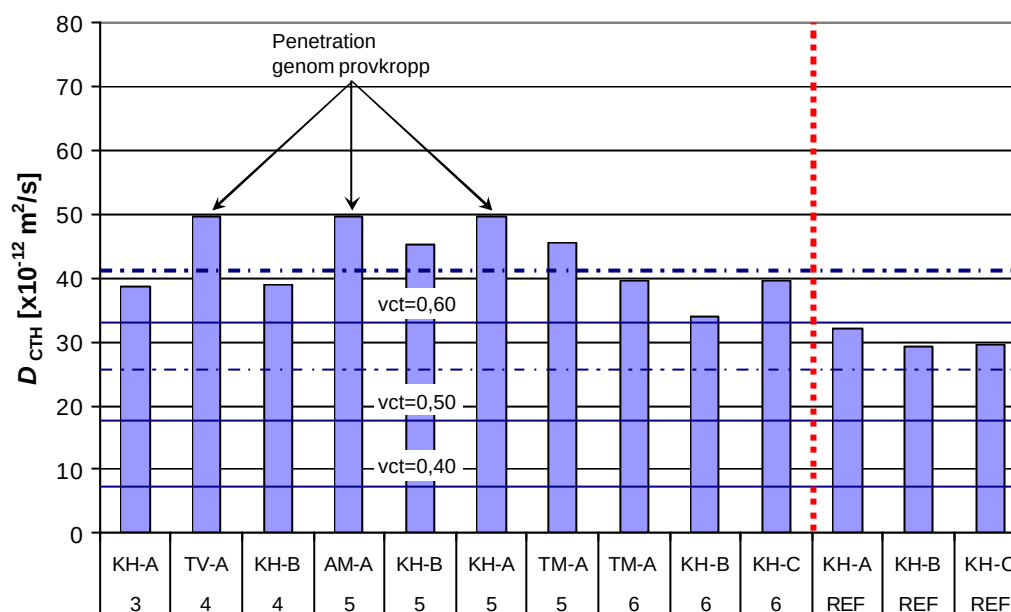
Betongens motstånd mot kloridinträngningen har undersökts på de utborrade kärnorna med NT Build 492 (1999). Provningsen går till så att en kloridlösning drivs med en extern elektrisk potential genom betongprover (diameter 100 mm och 50 mm tjocklek). Efter en viss tid stängs det externa elektriska fältet av och det djup till vilket klorider penetrerat in i betongen mäts upp genom att provkropparna spräcks och en indikatorvätska sprutas på den nyspräckta betongytan. Genom att mäta upp det djup till vilket klorider penetrerat (framgår som en front) kan kloridtätheten,  $D_{CTH}$ , utvärderas tillsammans med uppgifter om storleken på den drivande potentialen och provningstiden. Mer utförlig information om hur kloridtätheten har bestämts ges i NT Build 492 (1999).

Den uppmätta kloridtätheten presenteras som en kloridmigrationskoefficient för icke-stationär kloridtransport i betong,  $D_{CTH}$ . Kloridtätheten har huvudsakligen undersökts i den yttre delen av de olika kärnorna, som alltså vetter in mot tunneln. I Figur 6.16 presenteras resultaten från de genomförda mätningarna av  $D_{CTH}$ . I figuren finns också uppgifter om vad  $D_{CTH}$  bör vara

<sup>20</sup> Om medeltryckhållfastheten,  $m \approx 34,6$  MPa, innebär detta att  $f_{ck} \approx (34,6 - 4) / 1,14 = 26,8$  MPa  $\Rightarrow$  C 28/35.

<sup>21</sup> Betongens karakteristiska tryckhållfasthet,  $f_{ck}$ , beräknas med:  $f_{ck} = (25,8 + 4) / 1,14 \approx 26,1$  MPa.

för den aktuella betongen ( $v_{ct} \approx 0,60$ ). Medelvärdet för  $D_{CTH}$  bör vara cirka  $33 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  med  $\text{COV}^{22}=24\%$ , vilket innebär att  $D_{CTH}$  bör variera mellan  $25,1 \times 10^{-12}$  och  $40,9 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  – min- respektive maxvärdena illustreras av de streckade linjerna. Dessutom har  $D_{CTH}$  för betonger med  $v_{ct} = 0,50$  och  $0,40$  lagts till i figuren. Vid analys av tre av provkropparna gick det inte att göra en riktig utvärdering av  $D_{CTH}$  – dessa kärnor var de med index 4TV-A, 5 AM-A samt 5 KH-A. Därför är också verkligt  $D_{CTH}$  för dessa provkroppar högre än det som redovisas i Figur 6.16. Samtliga dessa provkroppar kom från den yttre delen av respektive kärna.



**Figur 6.16** Kloridmigrationskoefficienter,  $D_{CTH}$ , uppmätta i prover utborrade från slitsmuren i Citytunneln. De streckade linjerna illustrerar inom vilka värden  $D_{CTH}$  för betong med  $v_{ct} \approx 0,60$  bör ligga (min- respektive maxvärden). Vidare har medel- $D_{CTH}$  för betonger med  $v_{ct} = 0,40-0,60$  lagts till (heldragna linjer). Baserat på data från Tang (1997) och Chlortest (2006).

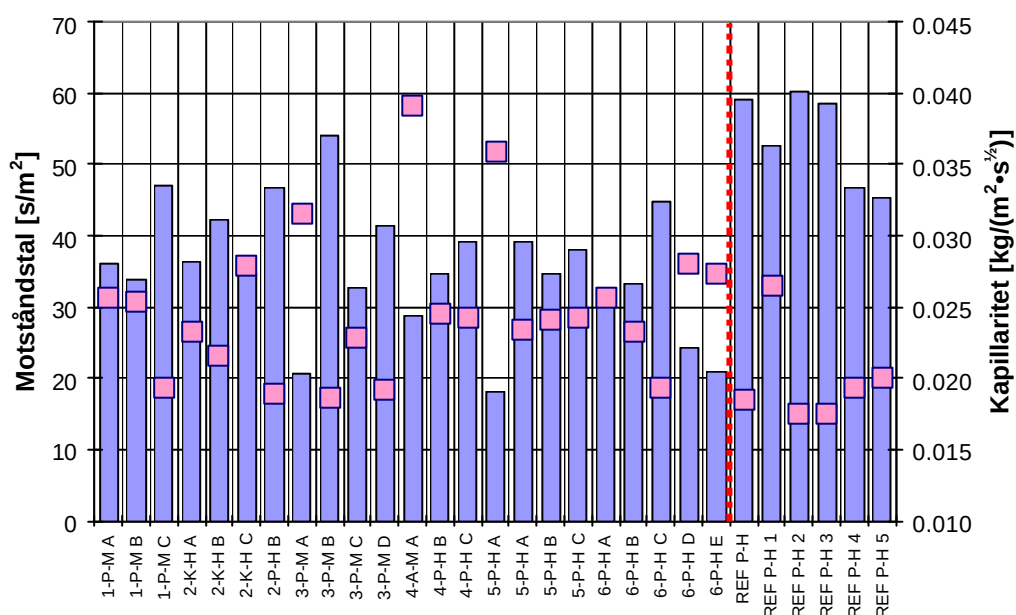
I Figur 6.16 framgår att  $D_{CTH}$  för de flesta av provkropparna ligger inom de gränser de borde göra för en betong med  $v_{ct} \approx 0,60$ . Det bör också noteras att fem provkroppar från slitsmuren har högre  $D_{CTH}$  än vad en betong med  $v_{ct} \approx 0,60$  borde ha (dessa provkroppar har index 4 TV-A, 5 AM-A, 5 KH-B, 5 KH-A samt 5 TM-A). Vidare verkar det inte finnas någon signifikant skillnad i  $D_{CTH}$  mellan olika paneler vilket tolkas som tecken på att stödvätskans egenskaper inte varierat mellan olika paneler eller att stödvätskans egenskaper inte har stor påverkan på betongens egenskaper (under förutsättning att stödvätskan uppfyller de krav som finns i EN 1538).

<sup>22</sup> COV="Coefficient of Variation", som är kvoten mellan standardavvikelsen och medelvärdet.

### 6.1.2.8 Betongens kapillärsugning

Betongens kapillärsugning har utvärderats enligt den metod som finns redovisad i bilaga C. Proverna från slitsmuren i Citytunneln har använts både till att bestämma uppsugningsförloppet och att bestämma mängden vatten som sugits upp vid kapillär mättnad, dvs.  $W_k$ . Detta betyder att både kapillariteten,  $A$ , motståndstalet,  $m$ , samt den öppna porositeten,  $P_k$ , kan bestämmas. Samtliga prover från Götatunneln har varit utborrade borrhärdar med diameter 100 mm, vilket betyder att provkroppens tvärsnittsarea är  $A \approx 0,0078 \text{ m}^2$ . Före provningen har samtliga prover konditionerats i ett värmeskap med temperaturen  $+50^\circ\text{C}$ . Efter avslutad kapillärsugning har skrymdensiteten för samtliga provkroppar bestämts. Volymen för respektive provkropp har bestämts genom vägning över och under vatten.

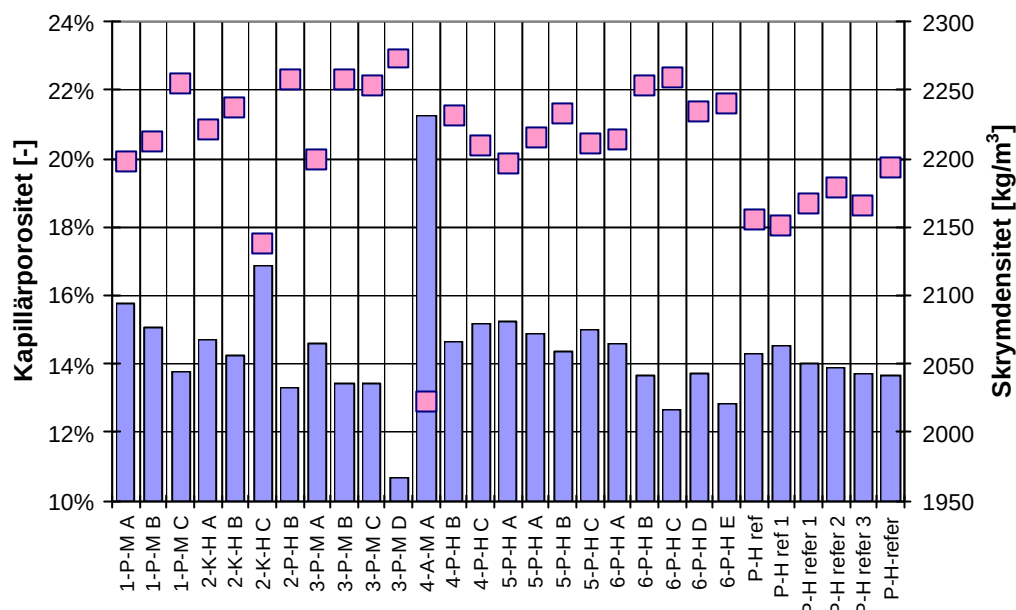
Uppmätta kapillariteter,  $A$ , och motståndstal,  $m$ , redovisas i Figur 6.17. Av detta framgår att både uppmätta kapillariteter och motståndstal uppvisar relativt stora variationer. De största variationerna förekommer i slitsmurspanelerna men även referensprovkroppen uppvisar relativt stora variationer. En trolig till variationerna är att betongen i provkropparna inte blivit homogen i samband med gjutning.



Figur 6.17 Uppmätta kapillariteter,  $A$ , (kvadrater) och motståndstal,  $m$ , (staplar).

Öppna porositeter,  $P_k$ , och skrymdensiteter,  $r$ , redovisas i Figur 6.18. Genom att jämföra uppmätta och teoretiska kapillärporositeter<sup>23</sup> (för betonger med  $v_{ct}=0,50-0,70$ ) går det att grovt utvärdera vilken sammansättning betongen i de utborrade proverna hade. Enligt denna modell varierar den öppna porositeten mellan 0,13 och 0,30, där den öppna porositeten ökar med ökande  $v_{ct}$ . Det bör observeras att skrymdensiteten i Figur 6.18 avviker från den som redovisas i Figur 6.12 och Figur 6.13 på grund av olika vatteninnehåll. Detta eftersom den förra är uppmätt på betong som först torkats till jämvikt i  $+50^\circ\text{C}$  medan den senare är uppmätt på betong som torkats till jämvikt i cirka  $+20^\circ\text{C}$ .

<sup>23</sup> De teoretiska öppna porositeterna har beräknats enligt den modell som finns redovisad i Betonghandboken – Material (1994). I dessa beräkningar ingår betongens  $v_{ct}$  och hydratationsgrad,  $\alpha$ , som indata. Hydratationsgraden har antagits vara  $=1$  för samtliga betonger ( $v_{ct}=0,50-0,70$ ).



Figur 6.18 Uppmätta kapillärporositeter,  $P_k$ , och skrymdensiteter,  $r$ .

De uppmätta kapillärporositerna och skrymdensiteterna som presenteras i Figur 6.18 visar på en relativt stor variation. Den högsta och lägsta öppna porositeten har mätts upp i provkropparna 4 A-M A (21,3 %) respektive 3 P-M D (10,7 %). Det går att observera ett samband mellan den öppna porositeten och skrymdensiteten där en låg skrymdensitet också ger en hög öppen porositet och vice versa.

### 6.1.2.9 Analys och diskussion

Ett antal provningar har gjorts för att bestämma egenskaperna hos betongen i slitsmuren i Citytunneln. Baserat på resultaten från dessa provningar går det ungefärligt att bestämma betongens sammansättning och om det finns någon inverkan från stödvätskan på betongens egenskaper. Resultaten från samtliga provningar visar en något kluven bild av vilken sammansättning betongen verkligen har.

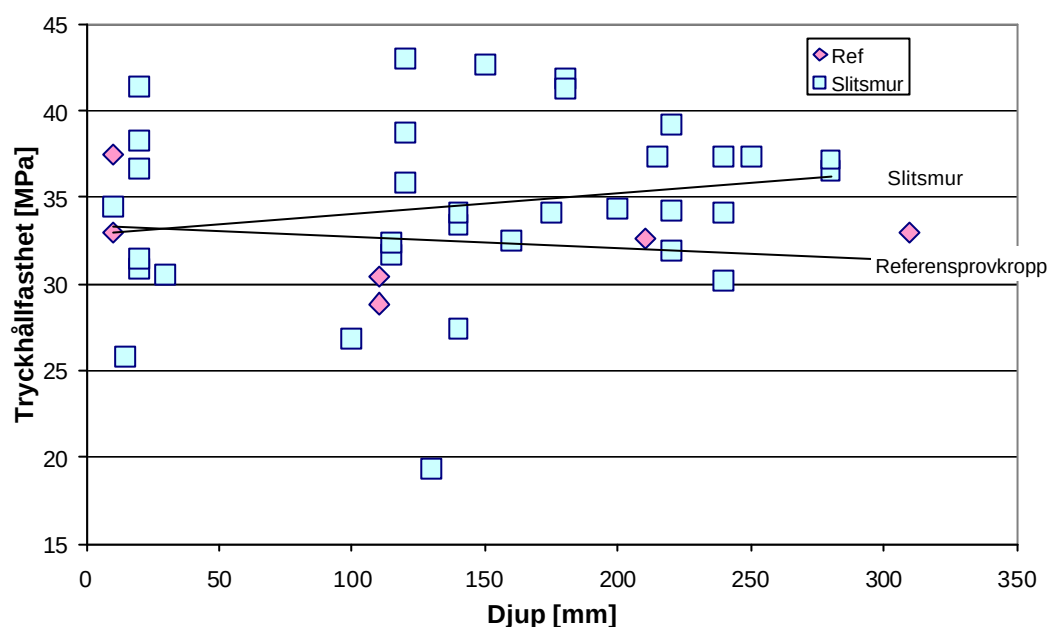
Ett av syftena med de genomförda provningarna var att utröna om det finns någon inverkan från stödvätskan och/eller omgivande jord på betongen. Detta har undersökts genom att både ta ut prover från betongen i slitsmuren och en referensprovkropp (gjuten utan stödvätska och med "riktig form"). Resultaten från genomförda provningar visar en något kluven bild av inverkan av stödvätskan och/eller omgivande jord. I följande stycken diskuteras hur resultaten från genomförda provningar kan ha påverkats av eventuell påverkan av stödvätskan och/eller omgivande jord.

Vad gäller uppmätta tryckhållfastheter konstaterades det inga signifikanta skillnader mellan slitsmuren och referensprovkroppen vilket borde innebära att stödvätskan och omgivande jord inte haft någon negativ inverkan. Dock har några av de uppmätta tryckhållfastheterna varit oväntat låga (< 35 MPa). Detta gäller provkropparna 1 T-M B, 2 T-M A, 4 A-M B samt 6 T-M B. I samtliga dessa provkroppar hittades spår av stödvätska samt också spår av vattenseparation i betongen, bland annat observerades fickor under ballastkorn och vid



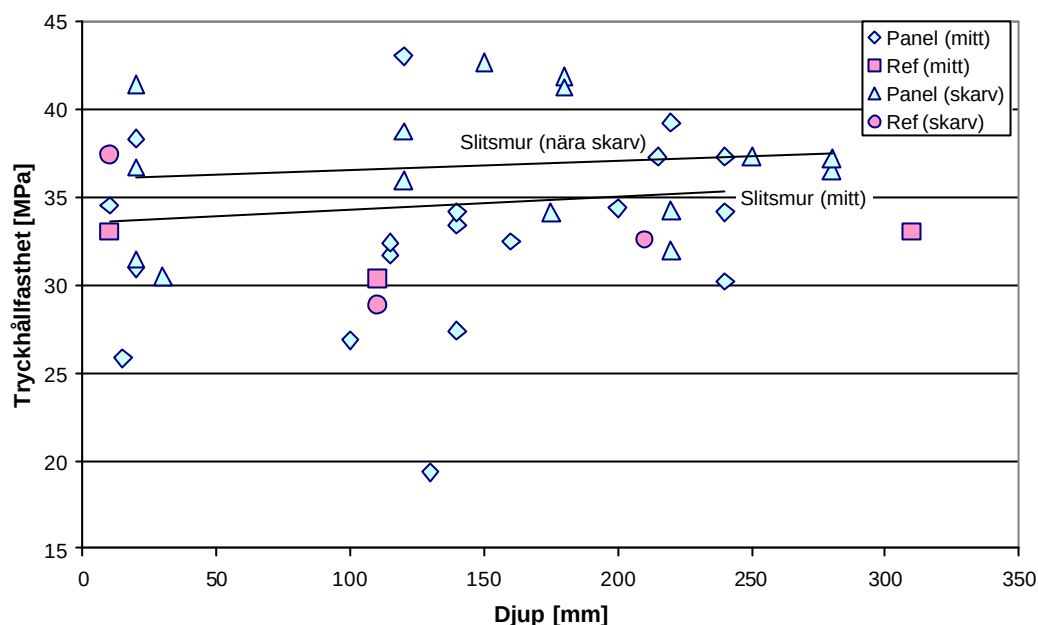
armering (se Figur 6.11). Detta kan också observeras i övriga mätningar som genomförts. Det tydligaste exemplet är provkropp 4A-M där den uppmätta tryckhållfastheten (19,4 MPa) är betydligt lägre än övriga provkroppar. Uppmätt öppen porositet (21,3 %) och skrymdensiteten ( $2023 \text{ kg/m}^3$ ) för samma kärna avviker också från övriga provkroppar.

Provkroppar har tagits från olika djup från ytan för att undersöka om det finns någon variation i tryckhållfasthet beroende på djupet. Resultaten från denna jämförelse redovisas i Figur 6.19. Trendlinjer för hur tryckhållfastheten varierar med djupet har lagts till figuren. Av denna framgår att tryckhållfastheten inte signifikant varierar med djupet från ytan. Tryckhållfastheten ökar något med ökande djup i slitsmuren medan den minskar något i referensprovkroppen. Om de lägsta tryckhållfastheterna ( $< 30 \text{ MPa}$ ) exkluderas blir trenden med ökande tryckhållfasthet med ökande djup i slitsmuren något mer tydlig.



Figur 6.19 Uppmätta tryckhållfastheter som funktion av djupet från ytan. Trendlinjer för hur tryckhållfastheten varierar med djupet har lagts till figuren.

Provkroppar har tagits på olika horisontella lägen för att undersöka om det finns någon variation i tryckhållfasthet beroende på det horisontella läget. Resultaten från jämförelsen redovisas i Figur 6.20. Trendlinjer för hur tryckhållfastheten varierar med djupet i slitsmuren har lagts till figuren – tryckhållfastheter under 30 MPa har exkluderats i denna regressionsanalys. Erhållna resultat visar inte på någon större skillnad i tryckhållfastheten uppmätta i mitten respektive nära skarven på slitsmuren. Således verkar inte betongens tryckhållfasthet påverkas av läget på panelen.

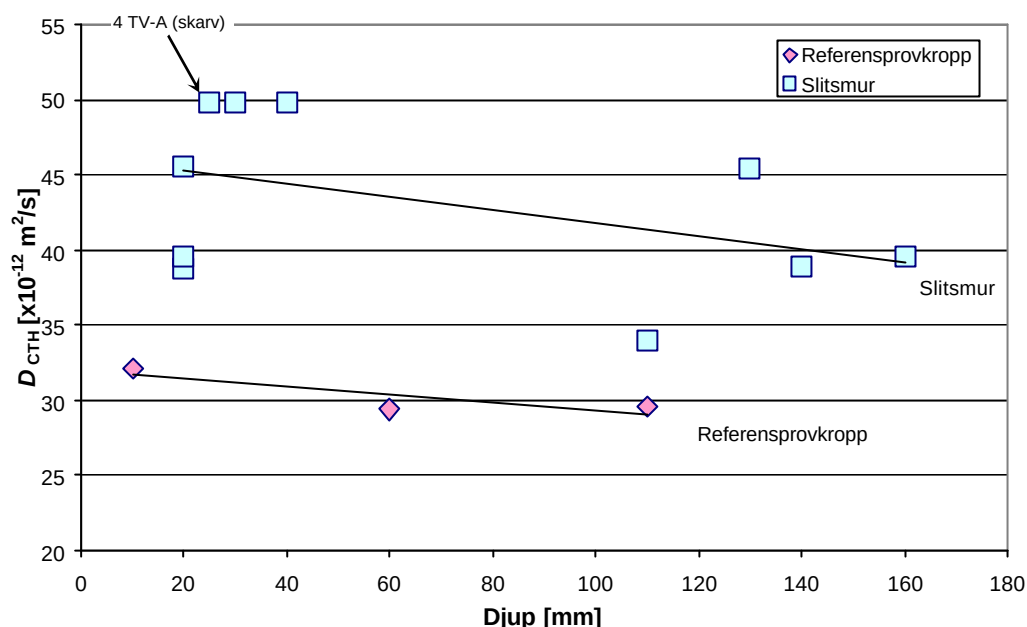


Figur 6.20 Uppmätta tryckhållfastheter som funktion av djupet från ytan och det horisontella läget på slitsmuren. Trendlinjer för hur tryckhållfastheten varierar med djupet har lagts till figuren.

En orsak till variationerna i uppmätta tryckhållfastheter är variationer i betongens skrymdensitet, där densiteten kan sägas vara ett mått på betongens porositet. Därför har också betongens skrymdensitet mätts upp. Skrymdensiteten ger ett mått på hur stor betongens porositet är, där en hög densitet indikerar en låg porositet och viceversa. Från Figur 6.12 och Figur 6.13 framgår att uppmätta skrymdensiteter och tryckhållfastheter korrelerar relativt väl med varandra. En låg skrymdensitet ger också lägre tryckhållfasthet och viceversa. Det bör också noteras att de skrymdensiteterna som är uppmätta i betongen är lägre än skrymdensiteterna från de kuber som tidigare provats i laboratorium – jämför resultat i Tabell 6.4. Detta är troligen orsakat av att betongen haft olika fuktillstånd vid provningen, där skrymdensiteterna i Tabell 6.4 förmodligen är mätta på en betong med högre fukttinnehåll än de i Figur 6.12 och Figur 6.13, som är uppmätta på betong som lagrats i torrt laboratorieklimat en tid innan provning ( $RF \approx 30\text{--}40\%$ ).

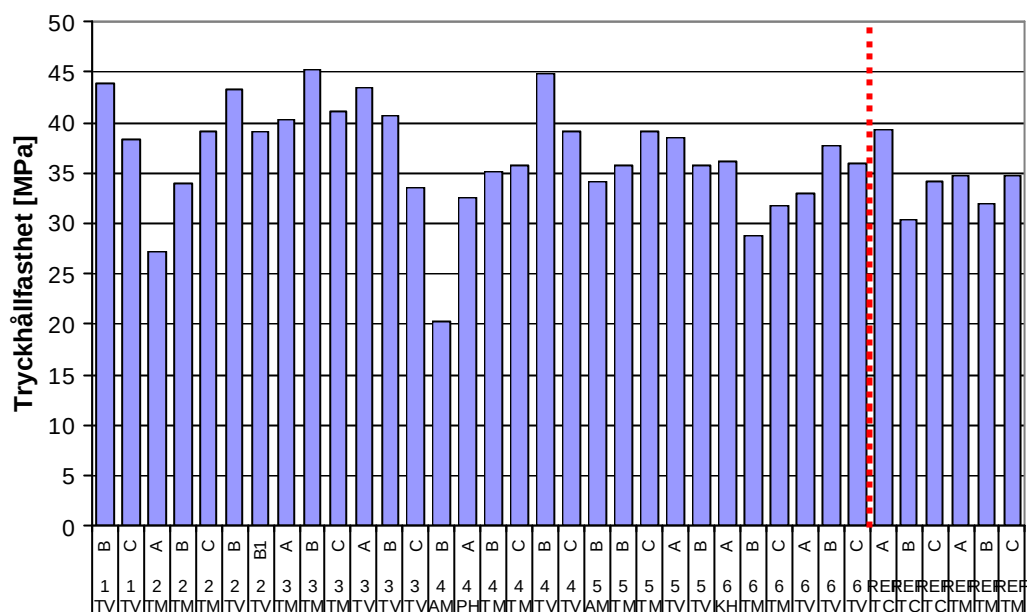
För att tydliggöra hur  $D_{CTH}$  varierar med djupet från ytan har  $D_{CTH}$  plottats som en funktion av djupet i Figur 6.21. Trendlinjer för hur  $D_{CTH}$  varierar med djupet har lagts till figuren. Alla utom en av provkropparna i slitsmuren har tagits från mitten av respektive panel.  $D_{CTH}$  för den provkropp som är tagen nära skarv (4 TV-A) är markerad i figuren. Från dessa resultat framgår en tydlig skillnad mellan  $D_{CTH}$  uppmätta i referensprovkroppen och slitsmuren, där de förra är cirka 30 % lägre (motsvarande en minskning av  $D_{CTH}$  på cirka  $12 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ). Således verkar det som inblandning av stödvätska och/eller jord har inverkan på  $D_{CTH}$ , där denna ökar. Dessutom finns det indikationer på en påverkan av det horisontella läget på slitsmuren där  $D_{CTH}$  är högre nära skarven än mitt på panelen. Dock är detta baserat på endast en observation (provkropp 4 TV-A). En ökande  $D_{CTH}$  innebär att betongen är mindre tät mot kloridinträngning och för att uppnå önskad livslängd krävs ett ökat täckande betongskikt. Med de data som presenteras i Figur 6.21 behöver det täckande betongskiktet i slitsmuren vara cirka 20 % större i slitsmuren än i referensprovkroppen. Det framgår också att inga systematiska variationer i  $D_{CTH}$ , som kan kopplas till var på respektive panel (horisontell led) samt på vilket djup från ytan som provkroppen tagits, förekommer. Det finns dock en svag

trend att  $D_{CTH}$  minskar med ökande djup, både för referensprovkroppen och slitsmuren, där minskningen är något större i slitsmuren. Detta kan vara en indikation på att det kan finnas en viss påverkan från stödvätskan och/eller jord på de yttligare delarna av betongen. Vid en visuell inspektion av några av de kärnor på vilka  $D_{CTH}$  bestämts hittades också rester av stödvätska och/eller jord i betongen.



Figur 6.21 Uppmätta kloridmigrationskoefficienter,  $D_{CTH}$ , som funktion av djupet från ytan. Trendlinjer för hur  $D_{CTH}$  varierar med djupet har lagts till figuren. Prover från referensprovkroppen (diamanter) och slitsmuren (kvadrater).

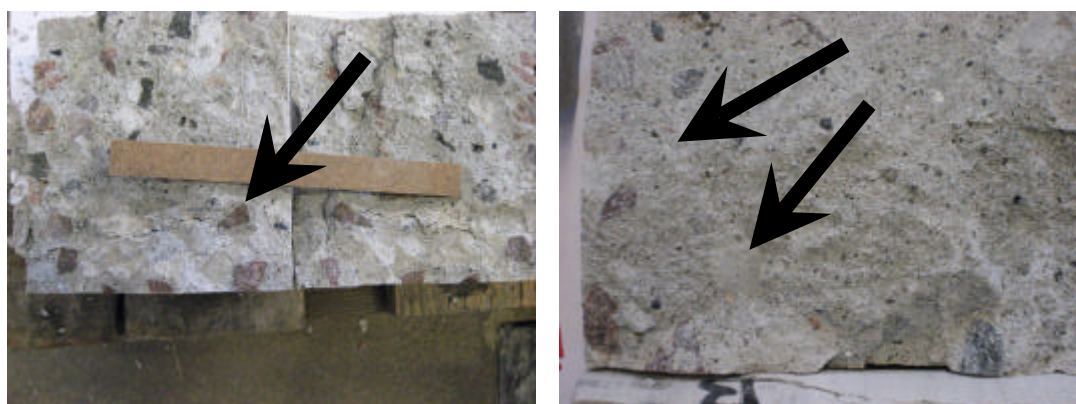
De tryckhållfastheter som mätts upp i konstruktionen är något låga, eftersom provningen har gjorts vinkelrätt mot gjutriktningen – tryckhållfastheter uppmätta på standardkuber av samma betong visar på högre värden, se Tabell 6.4. Detta gäller speciellt för betonger som har tendenser till vattenseparation, vilket har varit fallet för den aktuella betongen. En annan möjlig orsak är variationer betongens homogenitet mellan slitsmuren/referensprovkroppen och standardkuberna – där en hög densitet kan orsakas av att betongen har förhållandevis ett högre innehåll av ballast (eventuellt också av att betongmassan till viss del separerat). Denna separation kan vara en följd av att standardkuberna har fyllts med för mycket betong och därefter vibrerats för att få ner betongen i kuberna. Under vibreringen har betongen separerat där ballasten sjunkit, vilket resulterat i att betongen som stannat kvar i kuberna haft ett överskott av ballast medan betongen som tagits bort haft ett överskott av pasta. En konsekvens av detta blir att betongens densitet och tryckhållfasthet ökar. I fortsatta analyser antas dock att orsaken till de förhållandevis låga tryckhållfastheterna i slitsmuren och referensprovkroppen beror på vattenseparation i betongen. Enligt Betonghandboken – Material rekommenderas då att uppmätta tryckhållfastheter skall ökas med 5 % till 16 % – i följande analys väljs det mest konservativa av dessa alternativ, dvs. att öka tryckhållfastheter uppmätta i slitsmuren och referensprovkroppen med 5 %. I Figur 6.22 har uppmätta tryckhållfastheter (tidigare presenterade i Figur 6.12 och Figur 6.13) multiplicerats med en faktor 1,05.



Figur 6.22 Uppmätta tryckhållfastheter ökade med 5 %, för att kompensera för provningsriktningen (vinkelrätt mot gjutriktningen).

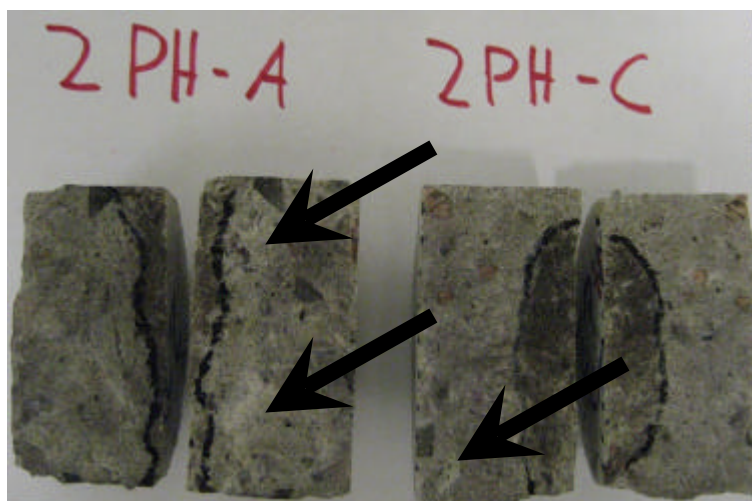
Medeltryckhållfastheterna för samtliga undersökta slitsmurspaneler samt referensprovkroppen är 36,3 MPa respektive 34,2 MPa med standardavvikelserna 5,4 MPa respektive 3,0 MPa. Medeltryckhållfastheterna för de enskilda slitsmurspanelerna varierar mellan 33,9 MPa och 40,7 MPa med standardavvikelser som varierar mellan 2,1 MPa och 8,2 MPa. Om de korrekterade tryckhållfastheterna (ökade med 5 %) används för att utvärdera betongens hållfasthetsklass fås  $f_{ck} \sim 28,4$  MPa, vilket motsvarar en hållfasthetsklass som är något högre än C 28/35. Om istället tryckhållfastheterna ökas med 16 % blir  $f_{ck} \sim 31,6$  MPa, vilket motsvarar en hållfasthetsklass som är något högre än C 32/40.

I Figur 6.23 visas exempel på hur betongen i provkropparna 2 T-M A och 6 T-M B har inblandning av stödvätska (rester av stödvätska i betongen har markerats). I provkropp 2 T-M A var den yttre delen kontaminerad med stödvätska (under linjalen) medan det i provkropp 6 T-M B fanns spår av stödvätska i delar av betongen (markerat med pilarna).



Figur 6.23 Exempel på provkroppar med rester av stödvätska i betongen (2 T-M A till vänster och 6 T-M B till höger).

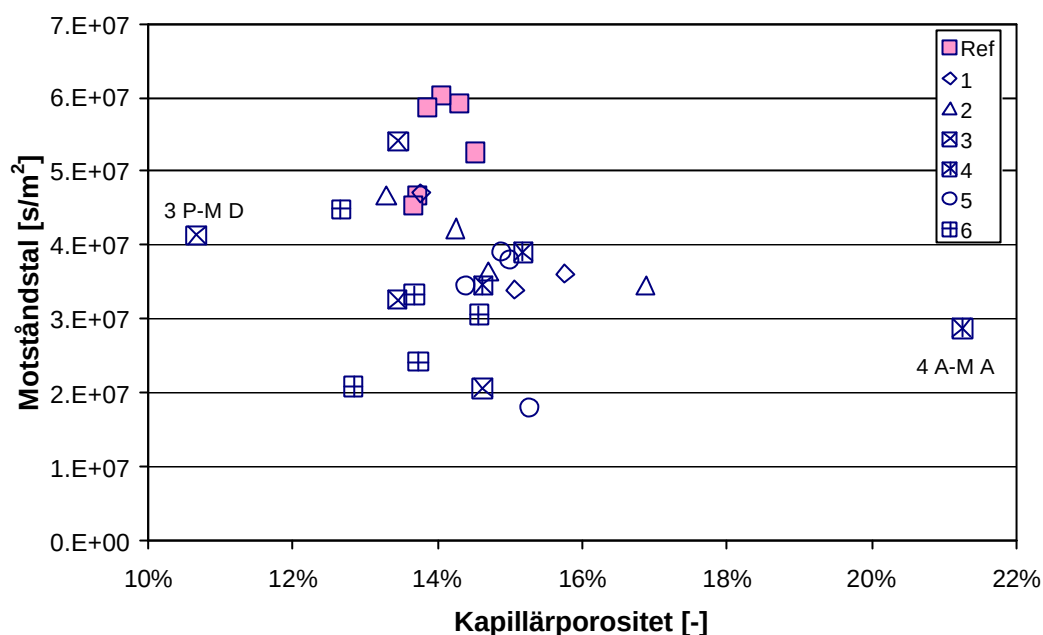
Utförda provningar av kloridmigrationskoefficienten,  $D_{CTH}$ , visar på en relativt signifikant skillnad.  $D_{CTH}$  uppmätta i referensprovkroppen är lägre än i slitsmuren vilket indikerar att det finns en påverkan av stödvätska och/eller jord och att dessa gör betongen mindre tät mot kloridinträngning. Vid visuell inspektion av några provkroppar hittades också spår av stödvätska och/eller jord i betongen – se Figur 6.24. Här är betong kontaminerad med klorider vitfärgad (silverklorid, AgCl) medan icke kontaminerad betong är ofärgad.



Figur 6.24 Exempel på provkroppar med rester av stödvätska i betongen (provkropparna 2 P-H A och C). Spår av stödvätska och/eller jord i betongen är markerade med pilar.

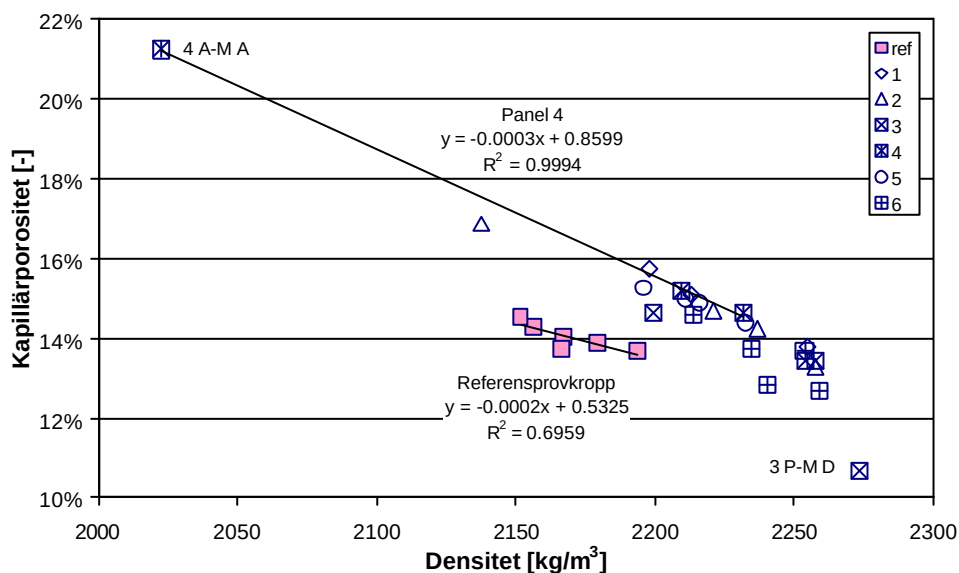
Uppmätta tryckhållfastheter och  $D_{CTH}$  uppvisar olika bilder skillnader mellan slitsmuren och referensprovkroppen. Tryckhållfastheterna indikerade att det inte fanns någon signifikant skillnad mellan betongen i slitsmuren och referensprovkroppen medan  $D_{CTH}$  visade att det faktiskt finns en skillnad mellan slitsmuren och referensprovkroppen. Detta visar också att genom att mäta  $D_{CTH}$  fås en bättre uppfattning av betongens sammansättning (ungefärligt vct) än om tryckhållfastheten mäts. Detta eftersom  $D_{CTH}$  mäts på en betong som inte är belastad, vilket innebär att eventuella defekter i betongen påverkar resultatet. När tryckhållfastheten provas finns det en risk att vissa av dessa defekter ”trycks ihop” och inte påverkar resultatet.

Utförda provningar av betongens kapillärsugning visar att uppmätta  $A$ ,  $m$  och  $P_k$  har relativt stora variationer. Det finns flera möjliga orsaken till dessa variationer, till exempel variationer i betongsammansättningen, defekter etc. För att tydliggöra orsaken till variationerna och se om de är systematiska har det eventuella sambandet mellan  $m$  och  $P_k$  undersökts, se Figur 6.25. Här har också de provkroppar med lägst respektive högst  $P_k$  markerats (4 A-M A respektive 3 P-M D). Om det finns systematiska variationer i uppmätta  $m$  bör dessa variera linjärt med  $P_k$ .



Figur 6.25 Motståndstalet,  $m$ , som funktion av kapillärporositeten,  $P_k$ . De provkroppar med lägst respektive högst kapillärporositet (4 A-M A respektive 3 P-M D) har också markerats.

I Figur 6.25 framgår att det inte finns något tydligt samband mellan  $m$  och  $P_k$ . Det finns en viss tendens att  $m$  minskar med ökande öppen porositet. Exkluderas provkropp 4 A-M A ur figuren blir dock detta samband otydligt. För att ytterligare utreda eventuella skillnader mellan slitsmurspanelerna och referensprovkroppen har sambandet mellan  $P_k$  och  $r$  undersökts, se Figur 6.26. Trendlinjer som visar hur  $P_k$  varierar med  $r$  för referensprovkroppen och slitsmurspanel 4 har lagts till figuren. De provkroppar med lägst respektive högst öppen porositet (4 A-M A respektive 3 P-M D) har också markerats.



Figur 6.26 Kapillärporositeten,  $P_k$ , som funktion av skrymdensiteten. Trendlinjer för referensprovkroppen och slitsmurspanel 4 har lagts till figuren. De provkroppar med lägst respektive högst kapillärporositet (4 A-M A respektive 3 P-M D) har också markerats.



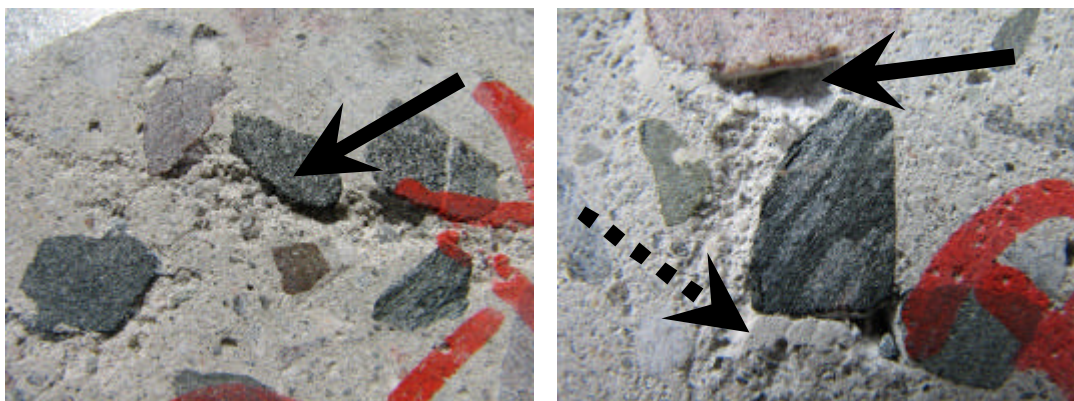
I Figur 6.26 framgår tydligt att det finns ett samband mellan  $P_k$  och  $r$  där  $P_k$  som väntat minskar med ökande  $r$ . Sambandet är relativt lika både för slitsmurspanelerna och referensprovkroppen. Dock är nivåerna olika där samma  $r$  ger lägre  $P_k$  i referensprovkroppen jämfört med slitsmuren. Detta är en indikation på att betongen i referensprovkroppen är mer homogen och kompakt än den i slitsmuren. Det finns flera orsaker till detta, där de mest troliga är att egenskaperna hos betongen i slitsmuren har blivit mer påverkade av eventuell separation och/eller påverkan av stödvätska och/eller omgivande jord än i slitsmuren.

En förklaring till observerade variationer i  $m$  kan vara att betongen inte är homogen – exempelvis har variationer i pastainnehåll observerats i betongen. Vidare har tecken på vattenseparation observerats i betongen, se Figur 6.23. Ett högt innehåll av cementpasta innebär att  $m$  blir lågt och vice versa. Variationerna i pastainnehåll i betongen framgår tydligt i Figur 6.27 där tvärsnittet på de provkroppar med lägst respektive högst  $m$  visas. Andelen cementpasta i de olika provkropparna varierar. Liknande variationer i andel cementpasta har också observerats på några av de andra provkropparna, dock inte lika tydliga.



*Figur 6.27 Tvärsnitt på de provkroppar med lägst respektive högst  $m$  (4 A-M A respektive 3 P-M D). En tydlig skillnad i cementpastainnehåll i provkropparna framgår.*

Vid visuell inspektion av provkropparna hittades också tecken på att vattenseparation skett i betongen. Detta syns i betongen som "fickor" som bildas vid exempelvis ballastkorn. I Figur 6.28 visas exempel på hur detta kan se ut (provkropparna 3 P-M till vänster och 5 P-H till höger). "Fickor" som bildats där betongen separerat har markerats med pilar. Den streckade pilen visar på tecken av inblandning av stödvätska och/eller omgivande jord i betongen.



Figur 6.28 Tvärsnitt på de provkroppar med lägst respektive högst  $m$  (4 A-M A respektive 3 P-M D). En tydlig skillnad i cementpastainnehåll i provkropparna framgår.

#### 6.1.2.10 Avslutade kommentarer

Resultaten från de provningar som genomförts vid Citytunneln kan sammanfattas enligt följande:

- **Betongsammansättning.** Betongen som använts i slitsmuren i Citytunneln har förmodligen det vct som specificerats (hållfasthetsklass C 25/30).
- **Påverkan från stödvätska och/eller omgivande jord på betongen.** En viss påverkan av stödvätska och/eller omgivande jord har observerats på betongen i slitsmuren. Vid visuell inspektion av betongen har spår av stödvätska observerats i några av de kärnor som borrats ut från slitsmuren. Tecken på inblandning kan också observeras i resultaten från vissa av de provningar som genomförts. Detta gäller speciellt resultat från provning av  $D_{CTH}$  och kapillärsugning där referensprovkroppen generellt fick bättre värden än slitsmuren, som tyder på en mer tät betong. Uppmätta hållfastheter uppvisade dock inte denna skillnad. Det verkar inte finnas någon signifikant skillnad mellan olika paneler, vilket tolkas som tecken på att stödvätskans egenskaper inte varierat mellan olika paneler eller att stödvätskans egenskaper inte har stor påverkan på betongens egenskaper (under förutsättning att stödvätskan uppfyller de krav som finns i EN 1538).
- **Homogenitet hos betong.** Vissa tecken på bristande homogenitet hos betongen har observerats. Vid visuell inspektion av betongen har spår av vattenseparation observerats, till exempel vid ballast och armering. Detta har också observerats vid mätningar av tryckhållfasthet i slitsmuren och referensprovkroppen där uppmätta tryckhållfastheter var betydligt lägre än tryckhållfastheter uppmätta med standardkuber.
- **Täckande betongskikt.** De täckande betongskikt som observerats på insidan av slitsmuren har varit betydligt större än specificerat. Detta kan också betyda att det täckande på utsidan av slitsmuren är mindre än specificerat.



## **6.2 Internationella erfarenheter**

### **6.2.1 Allmänt**

En viktig del av projektarbetet har varit att inventera internationella erfarenheter, både från byggande och från drift av anläggningar där permanenta slitsmurar utnyttjats. Enkäter har därför sammanställts och sänts till väg- och järnvägsmyndigheter runt om i Europa. I detta arbete har kontakter vid Banverket och Vägverket medverkat. Vidare har slitsmurs-entreprenörer i framförallt Tyskland delat med sig av sina erfarenheter. Frågelista samt inkomna svar framgår av bilaga F.

Vid det seminarium och åtföljande workshop som hölls i maj 2005 medverkade representanter från Norge, England och Tyskland och delgav sina erfarenheter från byggande av permanenta slitsmurar. Dessutom har erfarenheter från NCC:s tunnelbanebyggen i Singapore, som just avslutats, också integrerats i rapporten.

### **6.2.2 Byggherrens/ägarens erfarenheter**

Huvuddelen av svaren har kommit från olika järnvägsmyndigheter i Europa. Erfarenheter från permanenta slitsmurar i järnvägsanläggningar har rapporterats från Frankrike, Italien, Danmark, Österrike och England. I Tyskland används normalt inte permanenta slitsmurar i järnvägsanläggningar. Däremot har det använts vid några vägtunnelprojekt, varav ett är pågående. Vidare pågår ett tunnelbaneprojekt i Munchen där permanenta slitsmurar används. Ett vanligt användningsområde, förutom tunnlar och underjordiska stationer, är garage under jord.

Av svaren framkommer bland annat:

- Alder på anläggningarna är upp till 35 år.
- Några onormala underhållsinsatser har inte varit aktuella.
- Eventuella läckageproblem kan hänföras till fogarna.
- Lösning med ett inre tätande skal rekommenderas vid krav på högre täthet och miljö.
- I några länder finns särskilda regelverk för utförande och projektering av permanenta slitsmurar.

### 6.2.3 Entreprenörens erfarenheter

Svar har inkommit från de tyska specialistentreprenörerna, Brückner Grundbau, Bauer Spezialtiefbau och Zueblin samt från Skanska Cementation i England. Noteras bör att Brückner och Bauer har svarat på en mer omfattande frågelista än de övriga entreprenörerna.

Av svaren framkommer bland annat:

- Vanligen användes betong med  $v_{ct} = 0,5-0,6$ . I Singapore krävs dock  $v_{ct} = 0,4$  vid utförande av tunnelbanekonstruktioner.
- Viktiga faktorer för att uppnå en god kvalitet och beständighet är:
  - God samverkan mellan konstruktör, entreprenör och beställare.
  - Väl genomtänkta armeringslösningar och detaljer.
  - Kontrollerad gjutprocess och relevant hantering av stödvätska, för att undvika eller minska inblandning i den färdiga betongmassan.
  - Anpassad typ av fogtätning.
  - Noggrann kvalitetskontroll.
- Både enskals- och tvåskalslösningar förekommer, de senare vid större krav på täthet och miljö.
- Prefablösningar eller förspänning av slitsmurar förekommer knappast. Inte heller lösningar med genomgående horisontell armering i de vertikala fogarna mellan slitsmurspanelerna.

### 6.2.4 Workshop

Sammanfattande slutsatser från workshop i Göteborg 2005-05-20 redovisas i bilaga E.

## **7 Diskussion**

### **7.1 Samverkan mellan slitsmur och omgivande jord**

#### **7.1.1 Dimensionering av samverkanskonstruktion**

Slitsmurar är internationellt sätt en väl beprövad teknik. Den erfarenhet och kunskap som finns om slitsmurar bör kunna tillämpas även på slitsmurar för permanent användning i Sverige. En viktig frågeställning är därvid i vilken utsträckning denna kunskap är generell eller i vad mån förutsättningarna för användning i Sverige är speciella. En förutsättning som skiljer vid byggande i olika delar av världen är de geotekniska förutsättningarna. Eftersom slitsmurar utgör en samverkanskonstruktion mellan muren och omgivande jord blir detta en viktig aspekt. Ett optimalt utförande av slitsmurar innebär därför att man måste kunna kombinera den allmänna kunskapen med de lokala förutsättningarna, av vilka geotekniken kanske är den mest framträdande. Generellt gäller att samverkan mellan de olika kompetenserna geoteknik, konstruktion, materialkunskap samt produktion är speciellt viktigt för att nå ett bra resultat vid utförande av slitsmurar.

Det finns en viktig principiell skillnad mellan geoteknisk dimensionering och dimensionering av en slitsmur i form av en betongkonstruktion. Vid geoteknisk dimensionering är materialet, dvs. jorden given. Lite förenklat uttryck kan sägas att egenskaperna är givna men okända. För betongkonstruktionen, dvs. slitsmuren, råder i princip det omvända förhållandet. Dimensioneringen går ut på att skapa en ”ny” konstruktion men med möjlighet att föreskriva egenskaperna. Med samma förenklade uttryckssätt som ovan, konstruktionen är inte given men egenskaperna kända. Dimensioneringen av samverkanskonstruktionen innebär därför att förena dessa båda principer på ett optimalt sätt.

Från geoteknisk synpunkt är, enligt vad som sagts ovan, en initierad kunskap om omgivande jords geotekniska egenskaper en förutsättning för ett lyckat resultat. Slitsmurar såsom de beskrivits i denna rapport kommer främst att vara aktuella i relativt stora projekt. Det är därför rimligt att anta att det kommer att vara ekonomiskt möjligt och samtidigt lönsamt att utföra en relativt omfattande grundundersökning i form av fält- och laboratorieprovning.

Ur konstruktiv synpunkt finns från ett övergripande perspektiv två aspekter som är viktiga att uppnå:

- att kunna beskriva vilka tekniska egenskaper hos slitsmuren som krävs för att den skall uppnå sin funktion
- att utifrån dessa egenskaper specificera ingående material i slitsmuren och föreskriva ett optimalt utförande

#### **7.1.2 Lasteffekter**

I begreppet lasteffekter ingår såväl snittkrafter som deformationer. Att kunna bestämma lasteffekter med tillräcklig noggrannhet är en av de största utmaningarna vid en samverkanskonstruktion. De är i mycket hög grad beroende av styvhetsförhållandena hos såväl omgivande jord som slitsmuren. Jämfört med traditionella stålspontar är slitsmurar mycket styva konstruktioner. Dimensionering av stödkonstruktioner, inkl jordtrycksberäkningar, baserad på erfarenhet av dimensionering av stålspontar, kan därför inte utan

vidare överförs på slitsmurar. Eftersom erfarenheten av slitsmurar i Sverige ännu är relativt begränsad innebär detta att det finns en kunskapslucka. Hittills utförda dimensioneringar har därför utförts utifrån försiktiga antaganden. Det finns därför en potential att genom utökad forskning och utveckling vad avser avancerade jordmekaniska modeller, kunna genomföra mer optimala konstruktioner

Utförande av slitsmurar kännetecknas av ett flertal olika arbetsskeden. Lasteffekter, som härrör från dessa olika skeden, kommer att i den permanenta konstruktionen att överlagra varandra. I avsnitt 3.3 visas hur momentfördelningen kan variera kraftigt under byggskedet med hänsyn till olika schaktskeden och placering av horisontella stödjande konstruktioner. Detta innebär naturligtvis en osäkerhet kring de resulterande permanenta lasteffekterna. Storleken av beräknade jordtryck är också starkt beroende av omgivande jords hållfasthet. Sammantaget medför detta en osäkerhet av storleken hos dimensionerande lasteffekter. Normalt brukar man kompensera en sådan osäkerhet med försiktiga antaganden, dvs. en dimensionering på "säkra sidan". För slitsmurar gäller dock att det i detta avseende inte finns någon enkel modell "på säkra sidan". Onödigt försiktigt valda materialegenskaper medför ökade lasteffekter? ökade lasteffekter medför ökad armering? tätt armerade konstruktioner är svåra att gjuta med undervattensgjutning? dålig gjutning medför låg kvalitet på den färdiga konstruktionen. Sammantaget medför detta att det för slitsmurar finns en optimal konstruktion, dvs. våghalsiga antaganden medför uppenbart en försämrad konstruktion men även alltför försiktiga antaganden kan innebära detta.

Grundläggning av slitsmurar skiljer sig i princip inte från grundläggning av andra undermarkskonstruktioner. I de flesta fall, där slitsmurar är aktuella, kommer en avlastning av jorden att ske. Pågående långtidsättningar kommer då att minska eller avstanna i omedelbar anslutning till slitsmurarna. Särskilda problem kan uppstå i anslutning till omgivande byggnader med annan grundläggning, vilket kan behöva beaktas. För själva slitsmuren gäller att grundläggningen innebär en produktionsmässig utmaning endast i de fall man önskar grundlägga slitsmuren till fast botten, men det är för djupt för att kunna installera slitsmurspaneler hela vägen. I sådana fall krävs någon kombination med pågrundläggning.

Vid till exempel tunnelbyggande i lös lera till stort djup kommer konstruktionen att vara svävande i jorden. Om tunnelbygget samtidigt innebär en avlastning av jorden finns det inte något primärt behov av någon speciell grundläggning. Dimensioneringen i ett sådant fall kommer att bestå i att utforma konstruktionen så att den kan motstå påtvingade differensdeformationer i tunnelns längs- respektive tvärled. Ett exempel på sådana uppkomna differensdeformationer är Tingstadstunneln i Göteborg, dock utan att man använt slitsmurar vid byggandet av denna. Totalt innebär byggandet av denna tunnel att jorden är avlastad längs med hela tunneln. Trots detta har tunneln satt sig cirka 50 mm på södra sidan, medan den hävt sig ungefär lika mycket på norra sidan. Fenomenet är förmodligen en kombination av konsolideringssättningar och krypsättningar, vilka utvecklats olika i tunnelns längsled. Av dessa innebär de förra (vid avlastning) en hävning medan de senare medför en sättning.

### **7.1.3 Täthet**

Täthet med hänsyn till slitsmuren diskuteras utförligt i avsnitt 7.4. Diskussionen här begränsas till omgivningspåverkan, dvs. grundvattensänkning med åtföljande risk för sättningar. Sättningar på grund av grundvattensänkning är inget specifikt problem för slitsmurar. Det specifika ligger i att det finns en viss osäkerhet huruvida slitsmurar kan byggas som täta. I

lösa leror kan en mycket liten mängd utströmmande mängd vatten medföra en betydande portryckssänkning med åtföljande sättning. Problemet är alltså inget flödesproblem utan ett tryckproblem. Problemställningen är därvid ungefär densamma som vid tunnelbyggande i berg i stadskärnor. Möjliga åtgärder är också likartade i de fall själva slitsmuren inte är tillräckligt tät, injektering av omgivande jord och/eller infiltration i jorden. Eftersom det är små vattenmängder som läcker är det också små vattenmängder som behöver infiltreras.

#### **7.1.4 Olika alternativ**

Vid en diskussion kring förutsättningarna att använda slitsmurar som permanenta undermarkskonstruktioner, är det rimligt att jämföra med förutsättningarna för alternativa metoder. Enligt den genomgång som gjorts i avsnitt 2.4, är alternativen stålspons och sekantpåleväggar. En jämförelse kan då baseras på de risker och möjligheter som de olika alternativen innebär.

En viktig faktor vid val av stödkonstruktion, förutom ekonomi, är stödkonstruktionens tekniska egenskaper med hänsyn till omgivande jord. Slitsmurens stora fördel gentemot stålspons är att den är betydligt styvare. Vid djupa schakter nära sättningskänsliga byggnader är det därför lättare att uppnå krav på begränsade sättningar. Sekantpåleväggars styvhet är jämförbar med Slitsmurens, dock att slitsmurens tvärsnittsform är mer ekonomisk genom att en större del av såväl betongtvärsnittet som armeringen går att utnyttja maximalt.

Omgivningspåverkan i övrigt skiljer sig inte avgörande åt för de olika alternativen. I byggskedet har slitsmurar och sekantpåleväggar en fördel genom att installationen inte alstrar buller eller vibrationer. Däremot innebär stödvätskan en viss risk för förorening av marken. Detta gäller inte om bara vatten används. Vid användning av bentonit kan det diskuteras om risken är formell eller reell. För olika former av polymerer är frågeställningen mer komplex, vilket måste tas med i beräkningen. Stålsponter används normalt inte permanent (annat än i kajkonstruktioner). Jämförelsen bör här gälla den färdiga betongkonstruktionen. Denna utgörs av en traditionellt gjuten betongvägg. Eftersom denna gjuts i torrhet är det enklare att åstadkomma en tät vägg. Man har större frihet när det gäller utformandet av detaljer, till exempel armering för anslutande bjälklag och vidare är den färdiga konstruktionen lättare att inspektera på utsidan. Vid djupa schakter och trånga arbetsplatser är kanske detta dock en chimär eftersom någon täthetsprovning oftast inte görs förrän efter återfyllning på utsidan. Jämfört med sekantpåleväggar är slitsmuren att fördrä ut täthetssynpunkt. Slitsmuren har betydligt färre vertikala skarvar samtidigt som det är klart lättare att utföra vattentäta fogar i skarvarna.

## 7.2 Påverkan av geotekniska förhållanden på slitsmurens kvalitet och beständighet

Avgörande för användning av permanenta slitsmurar är deras kvalitet och beständighet. Ur geoteknisk synpunkt är frågan hur geotekniken påverkar slitsmuren.

Slitsmuren gjuts in-situ i en form urschaktad som en djup slits i marken. Det är uppenbart att detta tillverkningssätt inte är något optimalt sätt att tillverka en betongkonstruktion. Geotekniskt är påverkan störst på måtten av ”formen”, dvs. slitsen. Störts möjlighet att få en jämn vägg är i en homogen, lättschaktad jord, dvs. lera. Sämst förutsättningar för att åstadkomma paneler rätt toleranser föreligger i inhomogena, blockrika jordar. Påverkan är här främst i form av diskontinuiteter på grund av infallande block. Effekten är främst estetisk. Ett specialfall av inhomogena jordar är de lager av fyllning, som återfinns i de översta jordlagren i de många städer. Ifall dessa delar av slitsmuren kommer att vara synliga i permanentskedet kan denna del kräva en omfattande efterbearbetning av estetiska skäl. En annan lösning kan vara att vid begränsad fyllningsmåktighet låta denna del av slitsmuren ingå i den del som bilas bort. Vid höga estetiska krav, väljs lämpligen en tvåskalslösning. Generellt gäller att geoteknisk påverkan på slitsmuren vid gjutning inte har en avgörande negativ inverkan. Internationell erfarenhet av att gjuta slitsmurar finns sedan lång tid och svenska förhållanden avviker inte i något väsentligt avseende.

Stabiliteten av slitsen kräver, utom vid mycket grunda slitsar, någon form av stödvätska. Olika geotekniska förhållanden ställer olika krav på stödvätskan vilket även påverkar slitsmurens kvalitet. Ur kvalitetssynpunkt är det en fördel om vanligt kranvatten kan användas som stödvätska, vilket är möjligt vid schaktning av slitsar i lera. Även i detta fall kan överlagrande fyllning ställa till problem, eftersom fyllningens permeabilitet normalt kräver användning av en stödvätska som bildar en filterkaka på insidan av slitsen. Inverkan av stödvätskan på slitsmurens kvalitet diskuteras vidare i avsnitt 7.7. Användning av stödvätska med tillsats av bentonit är ett rutinförfarande vid tillverkning av slitsmurar. Med ett gott arbetsutförande och med god kontroll på arbetet borde inte heller geotekniken i detta avseende vara något avgörande hinder för att erhålla slitsmurar med god kvalitet.

Slitsmurar i permanentskedet utsätts för en yttre exponering. I avsnitt 4.4.2 har därvid gjorts en uppdelning i exponering mot utsidan, sidan mot jorden, och exponering mot insidan, mot den byggda konstruktionen. Två av de farligaste nedbrytningsprocesserna för betongkonstruktioner, armeringskorrosion och saltfrostangrepp, är aktuella för slitsmurar bara för exponering mot insidan, varför de inte påverkas av geotekniska förhållanden. Frostangrepp, vilket påverkar de inre delarna av betongen diskuteras närmare i avsnitt 7.6. Förutsättningar för detta kan i viss mån kopplas till geotekniken genom att risken följer både av betongens exponering för fukt, främst från utsidan med en relativ fuktighet på 100 % i marken och temperaturer under 0°C genom exponering mot insidan. Kemisk nedbrytning kan också vara aktuell med hänsyn till geotekniken. Betongkonstruktioner i mark är dock i allmänhet utsatta för en snäll exponeringsmiljö i detta avseende. Hög relativ fuktighet, 100% i marken är normalt positiv. Temperaturväxlingarna är små. Förutsättningarna för en avgörande kemisk nedbrytningsmekanism förutsätter två saker: skadliga ämnen för betongen i omgivande jord samt förutsättningar för att dessa kan transporteras till betongen. Som tidigare påpekats i avsnitt 4.4.2 är vid rätt sammansättning av betongen kemisk nedbrytning av betong inget reellt problem i Sverige. I marin miljö och kanske även i förorenad mark kan man dock behöva vidta åtgärder för att säkerställa beständigheten. Att marin miljö kan påverka beständigheten hos en konstruktion är inte specifikt för slitsmurar. Att undvika användning av

permanent slitsmurar löser kanske därför inte ett eventuellt problem. Lösningen förefaller snarare att dimensionerna den aktuella konstruktionen ur beständighetssynpunkt för de aktuella förutsättningarna. Problem med förorenad mark är förmodligen begränsade med hänsyn till beständighet av slitsmurar. I de fall problem eventuellt finns är den naturliga lösningen att sanera marken och det oberoende av slitsmurens vara eller icke vara.

Vid beständighetsdimensionering enligt strategi A (tabellmetod), se avsnitt 4.4.6.2, finns det en risk att utformningen av slitsmuren blir konservativ. Detta då reglerna i tabellmetoden är baserade på erfarenheter från konventionella betongkonstruktioner och inte täcker de förhållandena som råder vid en slitsmur. Vid beständighetsdimensionering enligt strategi B (beräkningsmetod), se avsnitt 4.4.6.3, kan man bättre ta hänsyn till de förhållanden som råder runt en slitsmur. En nackdel är att det än så länge endast finns tillförlitliga beräkningsmodeller och indata för att beskriva nedbrytning på grund av armeringskorrosion. Ett problem är att definiera lämpliga rand- och startvillkor för en slitsmur vad avser exponeringsmiljön och betongens materialegenskaper, vad avser de delar då dessa skiljer sig från konventionella betongkonstruktioner. En del data på betongens materialegenskaper för slitsmurar har tagits fram i projektet.

Sammanfattningsvis förefaller inte geotekniska förhållanden ha en utslagsgivande inverkan på huruvida man ur beständighetssynpunkt kan använda slitsmurar permanent eller inte. Exponeringen mot insidan av slitsmuren har säkert en mer avgörande inverkan. Det kan dock påpekas att problem vid en sådan exponering kan avhjälpas med en tvåskalslösning, vilket däremot inte hjälper vid exponering mot utsidan.

## **7.3 Stighastighetens inverkan**

I Betonghandboken – Arbetsutförande (1992) anges att stighastigheten vid gjutning med en lös betong bör begränsas till 0,5 m/h om konstruktionen är utsatt för ensidigt vattentryck. Som motiv för detta anges risken för lokal separation av betongen, med sämre täthet som följd, om gjutningen utförs med för hög stighastighet. Denna rekommendation motsägs i EN 1538 där stighastigheten vid gjutning av slitsmurar rekommenderas vara minst 3 m/h. Motivet till denna rekommendation är att undvika inblandning av stödvätska vid gjutning, se avsnitt 4.4.4.

Det finns således en potentiell risk med för hög gjuthastighet i samband med gjutning av slitsmurar. Rekommendationerna i Betonghandboken – Arbetsutförande är något gammal och framtagen för betong med dåtidens plasticerande och vattenreducerande tillsatsmedel. Sedan början av 1990-talet har det skett en utveckling av dessa tillsatsmedel, där dessa har blivit allt mer effektiva på att både göra betongen allt mer lättflytande och samtidigt minska risken för separation. Därför är frågan om rekommendationen i Betonghandboken – Arbetsutförande fortfarande gäller för betonger i vilka moderna plasticerande tillsatsmedel har använts.

I resultaten från genomförda enkäter med beställare och entreprenörer finns inget som tyder på att problem med betongen, till exempel försämrad täthet som kan härledas till för hög gjuthastighet, har observerats. Dock har tecken på vattenseparation i betongen vid provningar av betong från Citytunneln observerades, både visuellt och på resultat från provningar, se vidare i avsnitt 6.1.2. Sålunda verkar det något oklart hur eventuella effekter från stighastigheten påverkar betongens egenskaper. Tills detta är närmare utrett bör därför risken för påverkan av för hög stighastighet inte bortses från. Ett sätt att göra detta är införandet av en övre begränsning av tillåten stighastighet vid gjutning. I DIN 4126 är kravet på tillåten

stighastighet 3-10 m/h. En skärpning av detta krav med hänsyn till risk för betongseparation synes därför rimligt och här rekommenderas att stighastigheten begränsas till 3-5 m/h.

Risken med för hög stighastighet kan även begränsas genom att använda en betong med lämplig sammansättning, där till exempel valet av ballast och tillsatsmedel är viktigt. Hur en betong skall vara sammansatt för att undvika eventuella problem med separation får provas fram experimentellt, där flytbarheten och sammanhållningen hos betonger med olika sammansättning provas fram. Metodiker för hur denna typ av provningar kan genomföras finns framtaget för självkompakterande betong – samma metodiker bör också gå att använda för slitsmursbetong.

## **7.4 Slitsmurens täthet**

### **7.4.1 Orientering**

I dagens svenska regelverk för infrastrukturanläggningar ställs generella krav på konstruktionens täthet. Detta yttrar sig bland annat i form av specifika krav på betongkvalitet, tillåten sprickbredd, val av tätningsmetod etc. Syftet med dessa krav är att säkerställa ett givet funktionskrav och om de uppfylls synes också möjligheten att få en tät konstruktion vara mycket god. I och med att dessa krav är generellt ställda finns dock även en överhängande risk att de kan vara onödigt hårda.

Genom att istället studera förutsättningar och funktionskrav för ett godtyckligt infrastrukturprojekt är det möjligt att specificera de krav som gäller för den aktuella situationen, något som sannolikt kan leda till en modifierad kravbild. De projekt där slitsmurar som permanent konstruktion är aktuella är sannolikt av en sådan storlek att det finns utrymme i projekteringen att mer noggrant studera den rådande situationen och ta fram en mer detaljerad och rimlig kravbild för konstruktionens täthet.

Beroende på situation kan därmed täthetskraven anpassas efter kriterier såsom omgivningspåverkan samt önskad miljö inne i färdig konstruktion. Dessa funktionskrav kan därefter resultera i ett tillåtet flöde in i konstruktionen, vilket i sin tur ligger till grund för framtagandet av specifika krav på betong och fogar framtas med beaktande av rådande markförhållanden, betongtyp (permeabilitet), sprickbredd, tryckzonshöjd etc. Beroende på omständigheterna kan detta resultera i specifika krav på exempelvis betongkvalitet, nyttjande av tvåskalsvägg, med mera.

### **7.4.2 Täthet i slitsmurspanel**

#### **7.4.2.1 Osprucket tvärsnitt**

I avsnitt 4.3.6.2 utförs beräkningar på flödet genom konstruktionen när denna består av osprucken betong. Tillåtet flöde har där antagits uppgå till 0,05 ml/min per 1 m<sup>2</sup>. En förmodligen rimligare tolkning är dock att kravet avser flödet genom en befintlig spricka/svaghetszon på ett betydligt mindre område än så. Vid ett läckage av storleksordningen 0,05 ml/min, jämnt utspritt över en yta på 1 m<sup>2</sup>, får även den vattenmängd som tas upp i luften genom avdunstning betydelse, något som inte beaktas i utförda



beräkningar. Detta skulle i realiteten i så fall innebära ett större tillåtet flöde genom slitsmuren än vad som använts i dessa beräkningar.

Av utförda beräkningar framgår att en kombination av osprucket tvärsnitt (tryckzonshöjd) och låg permeabilitet hos betongen kan vara tillräckligt för att säkerställa en tät konstruktion. I utförda beräkningar har ingen gynnsam inverkan av område med sprucken betong medräknats och med det resonemang som presenteras där kan det således påvisas att givna täthetskrav kan uppfyllas. Ett potentiellt problem här är dock att det saknas information om hur betongens permeabilitet påverkas av gjutning med slitsmursteknik.

#### 7.4.2.2 Sprucket tvärsnitt

I avsnitt 4.3.6.2 redovisas exempel på beräkningar över förväntat flöde genom konstruktionen när denna har genomgående sprickor av varierande storlek. Av detta kan konstateras att närvaron av sådana sprickor resulterar i ett flöde som är betydligt större än de generella flödeskrav som satts upp i Tunnel 2004 och BV Tunnel. I Bro 2004 ställs dock även krav på att tryckzonshöjden ska uppgå till minst 50 mm. Därmed fås en spricka med varierande sprickbredd över tvärsnittet, vilket medför ett kraftigt minskat flöde genom väggen. Trots detta överstiger erhållna flöden fortfarande befintliga flödeskrav på 0,05 ml/min.

Anledningen till att BBK 04 och Bro 2004 valt gränsvärden på tillåten sprickbredd till just 0,20 mm respektive 0,10 mm beror sannolikt på möjligheten för betongen att självläka. I Betonghandboken – Material, redovisas samband för sprickbredd och möjlighet till självläkning<sup>24</sup>. Här konstateras att en sprickbredd på 0,2 mm kan anses som acceptabel för att självläkning ska ske men att fullständig täthet enbart kan förväntas vid en sprickbredd på maximalt 0,1 mm.

Antaget att samtliga sprickor med  $w_k = 0,10$  mm självläkes innebär detta att konstruktionen får en täthet motsvarande ett osprucket tvärsnitt, dvs. flödet begränsas till en nivå motsvarande vattnets tryckgradient, vägg tjocklek samt betongens permeabilitet såsom beskrivs i avsnitt 4.3.6.2. Med en tät betong synes ett sprickkrav på  $w_k = 0,10$  mm vara onödigt konservativt eftersom permeabiliteten för en sådan betong kan bli så låg att det räcker med en betydligt mindre osprucken del av tvärsnittet för att uppfylla de generellt ställda flödeskraven. Med ett resonemang om självläkning motsvarande det ovan men med antagande av  $w_k = 0,30$  mm innebär detta att ett tvärsnitt, för flödesberäkning, kan betraktas som osprucket över omkring en tredjedel av sin tjocklek. Med ”rätt” krav på betongens sammansättning kan därmed konstruktionens täthet sannolikt påvisas utan införandet av orimligt hårda krav på tillåten sprickbredd.

En aktuell fråga härvid blir om uppståndsna böjsprickor, ur täthetssynpunkt, sluter sig igen när de utsätts för tryck? Detta fall kan bli aktuellt om lastväxlingar i bygg- och permanentsskedet skiljer sig sådant att dragen kant byter sida, se avsnitt 3.3. Med ovanstående resonemang om självläkning för sprickor med  $w_k = 0,10$  mm synes det dock rimligt att beakta de sprickor som uppstått i byggskedet, men som i permanentsskedet är tryckta, som fullständigt slutna ur ett täthetsperspektiv.

---

<sup>24</sup> Benämns även som självtätning. Med självläkning menas här betongens förmåga att själv täta befintliga sprickor genom att cementpastan reagerar med omgivande koldioxid vars produkt fyller igen befintlig spricka.

### 7.4.2.3 Exempel från Citytunnelprojektet i Malmö

Som ett exempel på nyttjandet av en alternativ kravbild på konstruktionens täthet, jämfört med vad som ställs i Bro 2004, kan nämnas den tekniska beskrivning som framtagits i Citytunnelprojektet för byggandet av tunneln under Malmö Central, CTP (2003). Här används en betong med  $v_{ct} \sim 0,40$ , vilket ger betongen en vattentäthet som kan betraktas som mycket god. Detta faktum nyttjas också i uppställda täthetskrav och det konstateras att konstruktionen kan betraktas som vattentät om tryckzonshöjden är större än det minsta av en fjärdedel av studerad konstruktionstjocklek och 100 mm.

Vid mindre tryckzonshöjd, eller om sprickmomentet på grund av lastväxlingar förväntades överskridas i lastkombination V:A på både in- och utsida, anges att spricka ska betraktas som genomgående. En sådan ”genomgående” spricka ska också armeras så att effektiv sprickbredd,  $w_{eff} = 0,10$  mm, varvid  $w_{eff}$  bestäms som

$$w_{eff} = \left[ \frac{2(w_{m1} + w_{m2})^2}{w_{m1} + w_{m2}} \right]^3 \quad (7.1)$$

där  $w_{m1}$  = medelvärde för sprickbredd på utsida (=0,05 mm om tryckzonshöjd för liten)  
 $w_{m2}$  = medelvärde för sprickbredd på insida (=0,05 mm om tryckzonshöjd för liten)

### 7.4.2.4 Inverkan av omgivande jord

I avsnitt 3.4.2 påvisas vilken betydelse som omgivande jord har på förväntat läckage genom en betongkonstruktion. Av den där gjorda jämförelsen kan konstateras att storleken på befintliga sprickor i stort sett mister sin betydelse för flödet genom slitsmuren när omgivande jord består av ett tätt material såsom lera. För ett högpermeabelt jordmaterial, såsom sand, har dock eventuella sprickor i betongen fortfarande avgörande betydelse för inflödet.

Eftersom egenskaperna hos det omgivande jordmaterialet kan ha så stor betydelse synes det också rimligt att beakta detta vid upprättandet av de täthetskrav som ska gälla på slitsmurskonstruktionen. Detta förutsätter dock att jorden är så homogen att det inte uppstår några lokala svaghetszoner i dess täthet.

### 7.4.2.5 Rekommenderat tillvägagångssätt för kontroll av täthet i slitsmurspanel

Det generella kravet på 0,10 mm sprickbredd för konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck bör omarbetas. Istället föreslås att ett mer nyanserat angreppssätt används där man utgående från parametrar såsom omgivningspåverkan, omgivande jordförhållandet och befintlig betongkvalitet bestämmer rimliga sprickbreddskrav på konstruktionen.

Beroende på vilka krav som finns på läckage i omgivningen samt inne i slitsmurskonstruktionen kan det även bli aktuellt med ett inre skikt innanför slitsmuren, en såkallad tvåskalsvägg, se avsnitt 2.2, Figur 2.5. Om omgivningens läckagekrav är låga är det möjligt att tillåta ett större flöde genom slitsmursväggen för att sedan ta hand om detta via en inre dräneringsränna mellan slitsmur och en inre vägg, se Figur 2.5c. Om en sådan lösning inte är acceptabel utformas slitsmursväggen så att erforderlig täthet uppnås via lågpermeabel

betong (lågt vct) i kombination med erforderlig tryckzonshöjd. Vid otillräcklig täthet på grund av för tunt skikt med osprucken betong och/eller för hög permeabilitet hos slitsmursbetongen kan önskad täthet uppnås genom ett inre tätskikt direkt fäst mot slitsmurens insida, se Figur 2.5a och Figur 2.5b. Den inre väggen kan vid en sådan utformning dimensioneras att bli sprickfri varvid väggens vattentäthet kan bestämmas utgående från slitsmurens tryckzonshöjd och den inre väggens tjocklek.

Vid dimensionering av slitsmursvägg för uppfyllande av täthetskrav föreslås tillsvidare att följande metodik används:

- Krav på tillåtna flöden bestäms utgående från omgivningens krav, med hänsyn till grundvattensänkning, samt önskad miljö vid framtida nyttjande av slitsmurkonstruktionens insida.
- Slitsmurspanelernas täthet beaktas normalt enbart i det permanenta skedet. I byggskedet utgör erfarenhetsmässigt läckage genom panelerna inget direkt problem, istället är det här vertikala fogar och andra anslutningar som utgör potentiella problemområden för läckage. Om byggskedet sträcker sig över väldigt lång tid och eventuella täthetsproblem befaras kan nedanstående metodik dock användas även i byggskedet.
- Om omgivande jord är homogen och har tillräckligt låg permeabilitet bör dess positiva bidrag till tätheten beaktas.
- Slitsmurens täthetsegenskaper baseras på betongens permeabilitet och tillgänglig andel osprucken betong. Gynnsam inverkan av självläkning beaktas inte, förutom i zon som spruckit upp under byggskede men som i permanentskedet åter är tryckt och därmed betraktas som återställd vad gäller sin täthet.
- För att uppnå en lågpermeabel betong samt beakta eventuell negativ inverkan av för hög stighastighet vid gjutning begränsas vct till  $vct = 0,50$ .

### 7.4.3 Täthet i fogar

Såsom konstateras i avsnitt 4.3.6.1 utgör fogar de mest utsatta delarna vad gäller slitsmurens täthet. Till skillnad mot själva slitsmurspanelerna utgör fogarna även ett potentiellt problemområde avseende täthet även under byggskedet.

I Tunnel 2004 och BV Tunnel finns krav på användandet av fogband för konstruktioner belägna under grundvattenytan. För fogen mellan vertikala slitsmurspaneler finns det heller ingen anledning att ändra på detta krav, oavsett aktuella markförhållanden. För att beakta den högre osäkerhet som föreligger vid gjutning med slitsmursteknik föreslås dock en dylik fogbandslösning kompletteras med injekteringsrör så att det blir möjligt att i efterhand injektera fogen om detta skulle visa sig vara nödvändigt. För anslutning mellan slitsmursvägg och horisontellt anslutande platta är det svårt att använda en motsvarande lösning med fogband eftersom det inte är möjligt att vid gjutning placera detta kontinuerligt längs de vertikala slitsmurspanelerna. Här föreslås därför istället att en använda en kombination av svällband och injekteringsrör, motsvarande den lösning som visas i Figur 4.20, avsnitt 4.3.6.3.

## 7.5 Krav på sprickbredd

### 7.5.1 Permanentskedet

I nuvarande regelverk ställs krav på tillåten sprickbredd baserat på vattentäthet samt beständighet. Av dessa är kravet på vattentäthet, där sprickbredden begränsas till maximalt 0,10 mm i konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck, dimensionerande. I avsnitt 4.3.4 redovisas vilka konsekvenser ett sådant krav får på erforderlig armeringsmängd. De armeringsmängder som därmed krävs gör att det är ytterst svårt att bygga slitsmurar som permanenta konstruktioner med bibehållen kvalitet och konkurrenskraft. Såsom argumenteras i avsnitt 7.4.2 är detta täthetskrav dock onödigt konservativt. Om de i avsnitt 7.4.2.5 givna rekommendationerna, om hur önskade krav på slitsmurens täthet kan uppfyllas, följs försvinner också det specifika kravet om maximal sprickbredd.

Beträffande de i SS 13 70 10 angivna sprickbreddskrav med avseende på beständigheten föreslås inga förändringar. De utförda provtagningarna i samband med byggandet av Citytunneln, se avsnitt 6.1.2 indikerar visserligen att betongens kloridmigrationskoefficient försämras något vid gjutning med slitsmursteknik. Dock är kloridmigrationskoefficienten ett mått på det ospruckna täckskitets kloridgenomsläpplighet och därför inte relevant avseende tillåten sprickbredd.

Sammantaget innebär detta att maximal tillåten sprickbredd i järnvägsmiljö och vägmiljö (med antagande av föga korrosionskänslig armering och livslängdsklass L100) blir 0,30 mm respektive 0,15 mm. Om det i vägmiljö även används en tvåskalsvägg, vilket rekommenderas här, minskar även detta krav till 0,30 mm för slitsmuren.

### 7.5.2 Byggskedet

I byggskedet ställs det i dagsläget inga krav på tillåten sprickbredd. Det synes dock rimligt att använda någon form av storleksbegränsning på uppkomna sprickor om byggskedet sträcker sig över en längre tidsperiod. Detta gäller speciellt konstruktionsdelar som i både bygg- och permanentskede förväntas vara dragna.

Ett angreppssätt är att använda samma krav som ställs i permanentskedet. Detta synes dock onödigt hårt eftersom den aktuella tidsperioden under byggskedet är jämförelsevis kort. Vidare kan ett sådant krav resultera i onödiga åtgärder, exempelvis tätare armeringsinläggning, som riskerar påverka slutresultatet i negativ riktning. Utgående från en ingenjörsmässig bedömning utgående från idag gällande regler är det dock projektgruppens bedömning att ett sprickbreddskrav på  $w_k = 0,40$  mm är rimligt att ställa i byggskedet. Detta motsvarar det sprickbreddskrav som ställs i permanentskedet för exponeringsklass XC3/XC4 och livslängdsklass L50 för föga korrosionskänslig armering.

Sprickbreddskrav baserade på ett mer nyanserat synsätt bör dock utredas vidare. Detta för att förbättra möjligheterna att på ett relevant sätt hantera vattentäthet, beständighet och omgivningspåverkan både i temporär- och permanentskedet. De i Österrike framtagna riktlinjerna, se RDS (2002), bör kunna användas som en lämplig utgångspunkt i ett sådant arbete.

## 7.6 Armeringsutformning

För att åstadkomma en slitsmurskonstruktion av god kvalitet rekommenderas att anvisningarna i EN 1538 ska gälla framför krav enligt Bro 2004. Detta innebär bland annat att mer än ett armeringslager får nyttjas i en konstruktion samt att vertikala paneler kan förses med fristående armeringskorgar utan sammanbindande horisontell armering dem emellan. Sådan kontinuerlig horisontell armering bör istället undvikas om inte situationen speciellt kräver det och det kan poängteras att det i Europa är väldigt sällsynt med denna typ av armeringsutformning. För kontinuerlig sammankoppling av slitsmursvägg och horisontellt anslutande platta bör mekaniska armeringskopplingar användas. I undantagsfall bör även inbörning av kompletterande horisontell armering tillåtas för att kompensera för en situation där anslutningsdetaljen hamnat på fel nivå.

I en slitsmurskonstruktion kan det, såsom påvisas i avsnitt 4.3.5, uppstå betydande täckande betongskikt på grund av tillåtna toleranser. Ett för stort täckande betongskikt har, enligt de beräkningsmodeller som idag används, en negativ inverkan på förväntad sprickbredd. Dessa modeller är dock inte anpassade för konstruktioner med stora täckande betongskikt varför erhållna resultat vid dessa till viss del kan ifrågasättas. I princip skiljer sig inte heller osäkerheten i slitsmurens täckskikt från vad som erhålls vid gjutning mot jord för en konstruktion ovan mark. För en sådan situation anger Bro 2004 att de 50 mm betong närmast jorden ska betraktas som statistiskt överksamt, dvs. det nominella täckande betongskiktet ökas med samma värde. Ett motsvarande synsätt är rimligt även för en slitsmur varför det här rekommenderas att inverkan av möjliga negativa effekter på grund av de i EN 1538 givna toleranserna inte ska tas i beaktande i sprickbreddsberäkningarna för en slitsmur.

## 7.7 Frostbeständig betong i slitsmurar

En av de huvudsakliga nedbrytningsmekanismerna för permanenta slitsmurar som identifierades i avsnitt 4.4 var nedbrytning på grund av frysning. Det finns vissa farhågor över att betongen i slitsmurar inte går att få frostbeständig. I följande avsnitt kommer därför möjligheterna att gjuta en frostbeständig betong i permanenta slitsmurar diskuteras.

Vid bedömning av risken för frostsador på en betongkonstruktion skiljs på två olika fall, beroende på om frysningen sker med rent vatten (*frostangrepp*) eller i närvaro av salthaltigt vatten (*saltfrostangrepp*). Normalt orsakar frostangrepp skador på betongens inre delar, där betongen spricker av den volymökning som sker när vatten fryser, medan saltfrostangrepp orsakar ytskador, som oftast visar sig i form av mer eller mindre tjocka avflagningar på betongens yta. Gemensamt för de båda typerna av frostnedbrytning är att de direkt följer av fuktnivån i betongen (samt exponering för salthaltigt vatten för saltfrostangrepp), lägsta frystemperatur och betongens egenskaper.

Betongens frostbeständighet förbättras normalt genom att höja lufthalten i betongen med luftporbildande tillsatsmedel. För att undvika nedbrytning av frostangrepp räcker det normalt med en något förhöjd lufthalt medan det krävs luftporsystem med ett visst utseende (en lägsta lufthalt samt en viss storlek och avstånd mellan luftporer) för att undvika saltfrostnedbrytning. Enligt Betonghandboken – Material (1994) krävs en lufthalt på minst 3-4 % för att få en frostbeständig betong. Dessutom kan frostbeständigheten förbättras genom att använda vattentät betong (för att undvika frostangrepp) samt betong med lågt  $v_{ct_{ekv}}$  (för att undvika saltfrostangrepp). Det finns också möjligheter att förbättra skyddet mot frostnedbrytning,

främst saltfrostnedbrytning eftersom exponering för salthaltigt vatten oftast sker från en extern källa, genom att använda någon typ av skalkonstruktion. För slitsmurar innebär detta att skyddet mot saltfrostnedbrytning radikalt kan förbättras genom att använda en tvåskalskonstruktion, vilket normalt rekommenderas i miljöer där klorider är närvarande (vid miljöbelastning motsvarande vägmiljö). Därför borde det främst vara risken för frostangrepp som är den primära för slitsmurar, under förutsättning att en tvåskalskonstruktion används.

Ett problem som kan uppstå vid gjutning av slitsmurar är att luftporsystemet inte blir som avsett, beroende på att gjutningen utförs under tryck (huvudsakligen av stödvätskan men också av överliggande betong). Dessutom kan det finnas en inverkan av eventuell inblandning av stödvätskan. Det som kan hända när lufttillsatt betong gjuts under ett yttre tryck är att luftporerna komprimeras. Om samtidigt avståndet mellan luftporerna är oförändrat innebär detta att erforderlig lufthalt för att få en frostbeständig betong minskar. Hur mycket luftporerna komprimeras vid gjutning under yttre tryck kan approximativt bestämmas genom att tillämpa allmänna gaslagen, där volymändringen är omvänt proportionell till tryckökning. Detta innebär att om gjutningen exempelvis utförs på 10 m djup, dvs. dubbelt atmosfärstryck, blir porvolymen halverad vilket medför att pordiametern minskar med cirka 20 %. Vid relativt små yttre vätsketryck har den efterföljande komprimeringen av luftporerna ingen direkt negativ effekt på betongens frostbeständighet. Detta eftersom mindre porer innebär att frostbeständigheten blir bättre. Detta förutsätter dock att porerna är stabila och inte riskerar att kollapsa, vilket skulle minska volymen luftporer och försämra frostbeständigheten. Dessutom kan avståndet mellan porerna förändras, vilket också medför en förändrad frostbeständighet. Eftersom kraven på betongens luftporsystem lägre för att få betong beständig mot frostangrepp, exempelvis finns inga direkta krav på avstånd mellan luftporer, bör det inte vara några problem att gjuta en frostbeständig betong i stödvätska. Detta förutsätter dock att saltfrostangrepp undviks genom att använda en skyddskonstruktion, till exempel en tvåskalskonstruktion.

Det finns också en risk att effekten från luftporbildande tillsatsmedel minskar eller helt går förlorad om också vattenreducerande och/eller plasticerande tillsatsmedel används, Tang (2006). Eftersom de betonger som används i slitsmurar normalt innehåller relativt stora mängder plasticerande tillsatsmedel innebär detta att det finns en risk att effekten från luftporbildande tillsatsmedel går förlorad. För att undvika denna typ av negativa effekter vid användning av olika typer av tillsatsmedel är det alltid viktigt att förprova betonger där olika typer av tillsatsmedel används.

Uppgifterna i litteraturen om hur frostbeständigheten hos betong gjuten under yttre tryck påverkas har visat sig vara mycket knapphändiga. Det samma gäller uppgifter kring hur betongs egenskaper påverkas vid användning av olika typer av tillsatsmedel. Ursprungligen planerades provningar av frostbeständigheten i samband med fältförsöken i Citytunneln men eftersom slitsmuren här har varit utförd som en temporär konstruktion har inga krav funnits på en frostbeständig konstruktion. Eftersom inga krav på frostbeständighet har funnits har heller inte lufttillsatt betong använts vilket betyder att en provning av frostbeständigheten inte givit något några användbara resultat. Således har heller inte frostbeständigheten i slitsmuren i Citytunneln kunnat provas. Därför är det fortfarande oklart hur frostbeständigheten i en slitsmur verkligen blir. För att förbättra kunskapen om hur frostbeständigheten blir i en betong gjuten under tryck föreslås därför att försök med detta genomförs i laboratorium och/eller fält. Exempelvis kan detta göras genom att gjuta provslitsmur. I dessa försök föreslås att betonger med och utan tillsatser av luftporbildande och plasticerande medel gjuts och härddas under olika yttre tryck. Efter avslutade provning undersöks luftporsystemet i betongen med tunnslip.

Sammanfattningsvis är den huvudsakliga risken för frostnedbrytningen på slitsmurar frostangrepp, dvs. frysning med rent vatten som huvudsakligen orsakar inre skador i betongen. För att få en frostbeständig betong utsatt för frostnedbrytning krävs en lufthalt på minst 3-4 % utan några direkta krav på avstånd mellan luftporerna. Baserat på dessa krav på bör det inte vara några problem att gjuta en frostbeständig betong i stödvätska. Detta förutsätter dock att tvåskalskonstruktioner används på slitsmurar med miljöbelastning motsvarande vägmiljö, för att undvika saltfrostangrepp. Det finns dock en del frågetecken kring hur luftporsystemet blir hos betong i slitsmurar. Frågetecknen gäller främst hur betongens luftporsystem påverkas av gjutning under trycket av ovanpåliggande stödvätska men också hur kombinationer av plasticerande och luftporbildande tillsatsmedel fungerar. För att ytterligare utreda stabiliteten hos luftporsystemet i betong i slitsmurar föreslås att kompletterande provningar genomförs. Detta görs lämpligen som fullskaleförsök där en provpanel gjuts.

## **7.8 Stödvätskans inverkan på betongkvaliteten**

Av avsnitt 4.3.8 framgår det att det finns en oro för att gjutning med slitsmursteknik ska medföra en försämrad betonghållfasthet. Enligt Xanthakos (1994) är skillnaden mellan förväntad och erhållen betonghållfasthet dock liten och i flera fall konstateras det till och med att bättre betonghållfasthet fås i slitsmuren.

I avsnitt 6.1.1 och avsnitt 6.1.2 redovisas hållfastheter för prover utborrade ur slitsmurar i Götatunneln respektive Citytunneln. Av dessa resultat framgår att erhållen slitsmursbetong motsvarar omkring C 45/55 i Götatunneln och C 25/30 i Citytunneln. I Citytunneln gjöts även en provkropp ovan mark, vilket möjliggör en direkt jämförelse mellan slitsmursbetong och konventionellt gjuten betong. Denna visar också att erhållna skillnader är små och stärker därför uppfattningen om att slitsmursbetongen uppnår samma hållfasthet som konventionellt gjuten betong.

Dessa observationer bekräftar således de slutsatser som Xanthakos presenterat, vilket antyder att det vid dimensionering inte är nödvändigt med en minskning av förväntat betonghållfasthet i slitsmurar. Projektgruppen håller dock med Xanthakos att det i nuläget, till dess fler slitsmurskonstruktioner kunnat utvärderas, synes klokt att inta en viss försiktighet avseende nyttjad betonghållfasthet. Därför föreslås en reduktion av förväntad betonghållfasthet med omkring 10%. Denna reduktion görs genom att den aktuella betongens hållfasthetsklass reduceras enligt Tabell 7.1. Av denna framgår även att en undre och en övre gräns på en reducerad hållfasthet motsvarande C 25/35 respektive C 35/45 föreslås.

Tabell 7.1 Reducerade hållfasthetsklasser för slitsmursbetong.

| Oreducerad hållfasthetsklass hos slitsmursbetong | Reducerad hållfasthetsklass vid dimensionering |
|--------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| = C 25/30                                        | - <sup>1)</sup>                                |
| C 28/35                                          | C 25/30                                        |
| C 30/37                                          | C 25/30                                        |
| C 32/40                                          | C 28/35                                        |
| C 35/45                                          | C 30/37                                        |
| = C 40/50                                        | = C 35/45                                      |

<sup>1)</sup> Tillåts ej, använd högre hållfasthetsklass.

Av avsnitt 4.3.8.2 framgår att vidhäftningen mellan betong och armering kan påverkas negativt om stödvätskan innehåller bentonit. För att beakta detta föreslår Xanthakos att tillåtna vidhäftningsspänningar ska minskas med 20 %. Av de i Tabell 4.1 föreslagna hållfasthetsreduktionerna har det dock redan införts en minskning av betongens draghållfasthet med drygt 10 %. Det är därför projektgruppens förslag att erforderliga förankrings- och skarvlängder beräknas utgående från reducerade hållfasthetsvärden samt att dessa längder därefter multipliceras med en faktor 1,1. Om stödvätskan enbart består av vatten är denna längdökning dock inte nödvändig.

Förutom reducerad vidhäftningsspänning erhålls även en reduktion i vidhäftningens styvhet, något som kan inverka på erhållna sprickbredder. I avsnitt 4.3.4 sammanfattas den beräkningsmetod som ges i BBK 04 för att bestämma förväntad sprickbredd. Vid beräkning av medelsprickavståndet, och därmed sprickbredderna, ingår en faktor  $\eta_1$  som beaktar vidhäftningens styvhet mellan betong och armering. En eventuell försämrad vidhäftning i slitsmursbetongen skulle därmed kunna hanteras genom en justering av  $k_1$  som tar hänsyn till inverkan av gjutning med slitsmursteknik. Samma faktor  $\eta_1$  finns även i EN 1992-1-1 för beräkning av sprickavståndet varför samma resonemang kan användas även vid användande av denna norm istället för BBK 04.

Storleken på den styvhetsminskningen som fås vid användande av bentonit i stödvätskan är inte fullständigt utredd. Det kan dock konstateras att en skillnad i styvhet även fås för konventionell gjuten betong när olika betonghållfastheter används. I dessa fall beaktas det i dagsläget dock ingen inverkan på faktorn  $\eta_1$ , varför ett motsvarande angreppssätt synes acceptabelt även för en slitsmursbetong. Vidare resulterar en begränsning av betongens hållfasthet enligt ovan även i en viss ökning av förväntad sprickbredd eftersom inverkan av dragen betong mellan sprickor, faktorn  $\eta$ , ökar något. Med anledning av detta föreslås därför ingen ytterligare åtgärd på nuvarande beräkningsmetodik för bestämning av förväntad sprickbredd.

Kompletterande provning och analys av bentonitens inverkan på vidhäftningen mellan betong och armering bör utföras. Med avsikt på detta har det i Citytunneln även gjorts förberedelser för att möjliggöra framtida provningar av vertikala stängers förankring i slitsmursbetong.



## 7.9 Slitsmurens beständighet mot klorider

Ett av frågetecknen kring användande av permanenta slitsmurar är hur beständigheten mot kloridangrepp blir. Detta är i första hand aktuellt för konstruktioner i vägmiljö, där tösalter sprids vintertid för halkbekämpning. För armerade betongkonstruktioner exponerade för klorider avgörs beständigheten av kloridkoncentration vid betongens yta, transportegenskaper för klorider i betongen samt det täckande betongskiktet. Dessutom har förekomsten av eventuella sprickor i betongen stor betydelse för beständigheten, där denna kan bli kraftigt begränsad om vida sprickor finns i betongen.

Enligt nuvarande regelverk, SS 13 70 10, uppnås en tillräcklig beständighet hos armerade betongkonstruktioner genom att specificera betongsammansättning (maximalt vct), minsta täckande betongskikt samt maximala sprickbredder, se avsnitt 4.3.3. Specifikationerna i SS 13 70 10 gäller allmänt för armerade betongkonstruktioner och är framtagna baserade på erfarenheter från existerande byggnadsverk. Eftersom byggande av slitsmurar är speciellt jämfört med konventionella betongkonstruktioner, till exempel undervattensgjutning under stödvätska och omgivande jord används som form, vilket innebär att det inte är säkert att erfarenheter från existerande konventionella byggnadsverk direkt kan användas. Det finns också en del angivelser i EN 1538 som delvis berör betongens beständighet. Exempelvis specificeras ett minsta täckande betongskikt och betongsammansättningen, dock är dessa huvudsakligen för att säkerställa att betongen kan flyta fritt mellan armeringskorg och "form" samt fylla ut slitsen i samband med gjutning.

Provningar av betongens förmåga att motstå kloridangrepp har genomförts både vid Götatunneln och Citytunneln, se avsnitt 6.1.1 och 6.1.2. Provningarna i Citytunneln har både gjorts på slitsmuren och en referensprovkropp gjuten ovan jord med samma betong men utan stödvätska, för att möjliggöra analys av eventuella effekter från stödvätskan. Det som provats är transportegenskaperna för klorider i betong, uttryckt som  $D_{CTH}$ .  $D_{CTH}$  beskriver hur snabbt klorider kan transporteras i betongen där transporthastigheten ökar med ökande värden på  $D_{CTH}$ . Resultaten från provningarna visar att det finns skillnader i uppmätta  $D_{CTH}$  både mellan slitsmuren och referensprovkroppen och beroende på position på respektive slitsmurspanel. Det finns en signifikant skillnad mellan  $D_{CTH}$  uppmätta i referensprovkroppen och mitt på slitsmurspanelerna där de förra är cirka 30 % lägre (cirka  $12 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  lägre), vilket innebär att det täckande betongskiktet i slitsmuren måste vara cirka 20 % större än i referensprovkroppen för att uppnå samma beständighet (vid samma exponeringsmiljö). Vidare har variationer i  $D_{CTH}$  beroende på läget på respektive panel observerats, där  $D_{CTH}$  är lägre mitt på panelen än nära skarvar samt ökar med ökande djup från ytan. Observerade skillnader i  $D_{CTH}$  mellan mitten och nära skarven på respektive slitsmurspanel är upp till cirka  $12 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ , vilket betyder att det täckande betongskiktet måste vara cirka 20 % större nära skarven än mitt på panelen. Det bör dock noteras att slitsmurarna i Götatunneln och Citytunneln har dimensionerats som temporära konstruktioner, vilket innebär att de har gjutits med en betong med relativt högt vct (cirka 0,55-0,60) vilket kan påverka variationerna i  $D_{CTH}$  inom slitsmuren och mellan slitsmuren och referensprovkroppen. Därför föreslås att undersökningar görs av  $D_{CTH}$  i en slitsmur som är dimensionerad som en permanent konstruktion där en betong med lägre vct används. Detta görs lämpligen som fullskaleförsök där en provpanel gjuts.

Baserat på resonemanget ovan verkar betongens beständighet mot kloridangrepp påverkas negativt vid gjutning med slitsmursteknik jämfört med om gjutningen skulle ha gjorts på traditionellt vis. Den enklaste åtgärden för att undvika eventuella problem med beständigheten för konstruktioner exponerade i vägmiljö är att använda en tvåskalig konstruktion. Om en enskalig konstruktion trots alls används finns det en viss positiv inverkan av kraven på täckande betongskikt, eftersom de täckande betongskikt som anges i EN 1538 är betydligt större (minst 30 %) än vad som anges i SS 13 70 10. Dock förutsätter detta att en betong med relativt lågt vct används (i SS 13 70 10 anges att  $vct_{ekv} = 0,35-0,40$ ). Under förutsättning att slitsmuren gjuts med en betong med lågt vct antas effekterna av de högre  $D_{CTH}$  och större täckande betongskikten jämfört med konventionella betongkonstruktioner ta ut varandra. För att undvika alltför stora variationer i  $D_{CTH}$  inom slitsmuren föreslås att gjutning görs med minst två gjutrör, där gjutrören placeras nära respektive skarv.

## **7.10 Påverkan på slitsmurens kvalitet av arbetsutförande, kontroll etc.**

Tillverkning av permanenta slitsmurar ställer krav på erfarenhet och kunskap inom en rad områden som produktionsteknik, geoteknik betongteknologi mm. Det borde därför vara självklart att kräva dokumenterad erfarenhet av slitsmursproduktion för de entreprenörer som skall lämna anbud. Prekvalificering av entreprenörer för större slitsmursprojekt borde därför vara ett krav. Då förhållandena för tillverkning av slitsmurar nästan alltid är unika borde det också ingå i den utvalde entreprenörens åtagande att tillverka testpaneler före slutligt val av produktionsutrustning, betongmix, arbetssekvens och kontrollmetoder.

En annan faktor som väsentligt kan påverka resultat och kvalitet är en framgångsrik samverkan mellan slitsmursentreprenör, projektör och beställare. Genom att tidigt tillföra utförarerfarenhet kan många ”dåliga” lösningar undvikas. Detta kan till exempel gälla armeringsutformning, anslutningar mellan slitsmur och anslutande bjälklag, schaktsekvens med mera. Valda entreprenadformer bör säkerställa att en sådan samverkan kommer till stånd.

Många av dem som tillfrågats om inverkan på slitsmurens kvalitet lyfter fram den stora betydelsen av utförande och kontroll. En väl dokumenterad kontroll av att ställda krav uppfylls är speciellt viktig för slitsmurar, där arbetsutförande har en sådan avgörande inverkan på slutprodukten kvaliteten. EN 1538 redovisar också detaljerade krav för kontroll av slitsmurarbetena. Eftersom en anledning till den begränsade acceptansen till permanenta slitsmurar har varit svårigheten att kontrollera kvaliteten på murens baksida borde man också se på möjligheten att utnyttja och vidareutveckla de metoder för oförstörande provning som omnämns i avsnitt 5.1.4.

## 8 Slutsatser och rekommendationer

Permanent slitsmurar har använts i stora delar av världen sedan lång tid tillbaka. Vanligaste användningsområden är troligen i samband med djupa schakter som bärande källarväggar för grundläggning av byggnader, tunnlar för infrastrukturinvesteringar, underjordiska stationsanläggningar och garage.

Den permanenta slitsmuren är en ekonomiskt eftersträvarsvärd lösning jämfört med alternativet med temporär stödkonstruktion och betongvägg utförd på konventionellt sätt. Detta är speciellt fallet vid djupa konstruktioner där styva stödkonstruktioner krävs med hänsyn till omgivningspåverkan under utförandet. En annan stark fördel med permanenta slitsmurar är att de är utrymmesbesparande eftersom ingen plats krävs för temporära konstruktioner.

Normer för projektering och utförande finns i olika delar av världen. För CEN-området, dvs. EU och Norge med flera länder, kommer EN 1990-EN 1997 att gälla för dimensioneringen och EN 1538 att gälla för utförandet. Vägverket och Banverket har dock hittills inte godtagit byggandet av permanenta slitsmurar.

Erfarenheter från utförda projekt, analyser och inventeringar i denna rapport samt utförda fältförsök visar att det är möjligt att tillåta permanenta slitsmurar som ett alternativ till konventionellt utförda konstruktioner. Till dags datum kan följande rekommendationer göras vid användandet av slitsmurar som permanent konstruktion:

- Krav på betongens vct enligt de i SS 13 70 10 angivna exponeringsklasserna, dock med tillägget att  $v_{ct_{ekv}} = 0,50$ .
- Vid miljöbelastning motsvarande vägmiljö används en tvåskalskonstruktion för att undvika en ogynnsam miljöexponering för slitsmuren.
- Där torr inomhusmiljö eftersträvas används en tvåskalskonstruktion för att säkerställa en helt tät konstruktion.
- Krav på sprickbredder med hänsyn till beständighet sätts i enlighet med SS 13 70 10. För krav på täthet ställs inga specifika sprickbreddskrav. Istället uppfylls tätheten via det i avsnitt 7.3.2.5 beskrivna tillvägagångssättet för beräkning av läckage. Tillsammans resulterar detta (antaget tvåskalskonstruktion i vägmiljö) i ett effektivt sprickbreddskrav på  $w_k = 0,30$  mm i permanentskedet. I byggskedet begränsas tillåten sprickbredd till  $w_k = 0,40$  mm.
- Betonghållfastheten reduceras med omkring 10 % för att beakta eventuell inblandning av stödvätska. Efter beaktande av reduktion får maximalt betonghållfasthet C35/45 tillgodoräknas vid dimensionering.
- Förankrings- och skarvlängder beräknas med reducerat hållfasthetsvärde och ökas sedan med 10 %. Denna ökning behöver ej utföras vid användning av vatten som stödvätska.
- Frostbeständig konstruktion säkerställs, antingen genom frostbeständig betong eller med frostisolering.
- Stighastigheten vid gjutning av slitsmurar skall vara 3-5m/h.

Följande frågeställningar bör belysas ytterligare för att öka potentialen vid användandet av slitsmurar för permanentbruk:

- Hur slitsmurars täthet påverkar omgivningen.
- Storlek av belastningar som används vid dimensioneringen av slitsmurar, i både temporär- och permanentskedet baserade på beräkningar där samverkan mellan konstruktion och omgivande jord beaktas.
- Sprickbreddskrav baserade på ett mer nyanserat synsätt bör utredas. Detta för att förbättra möjligheterna att på ett relevant sätt hantera vattentäthet, beständighet och omgivningspåverkan både i temporär- och permanentskedet.
- De fältförsök som har utförts i samband med Götatunneln och Citytunneln bör kompletteras. Detta framförallt med avseende på den färdiga slitsmurens täthet och hur tätheten och betongens hållfasthet påverkas av stödvätska, tillsatsmedel och arbetsutförande.
- Vidhäftningens beroende av stödvätskans egenskaper samt gjutmetodik för att fastställa om en reduktion av vidhäftningen är nödvändig samt storleken på en eventuell reduktion.
- Slitsmurens frostbeständighet, framförallt vilken inverkan olika tillsatsmedel samt höga gjuttryck har.
- Stighastighetens inverkan på betongens permeabilitet och inblandning med stödvätska.
- Oförstörande provningsmetoders tillämpning på slitsmurar.

## 9 Referenser

- Aas G. (1976): Stability of slurry trench excavations in soft clay, NGI, Publikasjon nr 111, Oslo.
- Banverket (2004): BV Tunnel. Banverket, BVS 585.40, Borlänge.
- Bauer (2006): Bauer Spezialtiefbau GmbH, Slitsmursentreprenör, Schrobhausen, Tyskland.
- Betonghandboken – Material (1994): Betonghandboken – Material, utgåva 2. Redigerad av Ljungkrantz C., Möller G. och Petersons N., Svensk Byggtjänst, Stockholm.
- Betonghandboken – Arbetsutförande (1992): Betonghandboken – Arbetsutförande, utgåva 2. Redigerad av Börtemark I., Möller G. och Petersons N., Svensk Byggtjänst, Stockholm.
- Boverket (2004): Boverkets handbok om Betongkonstruktioner, BBK 04. Boverket, Karlskrona.
- Boverket (2003): Boverkets konstruktionsregler, BKR 2003. Boverket, Karlskrona.
- CEN (1991): Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1 General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, ENV-1992-1-1.
- CEN (2000): Execution of special geotechnical works – Diaphragm walls. European Committee for Standardization, EN 1538.
- CEN (2004): Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1 General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, EN-1992-1-1.
- Chlortest (2006): Guidelines for Practical Use of Methods for Testing the Resistance of Concrete to Chloride Ingress, Deliverable D23, EU-project Chlortest G6RD-CT-2002-00855, Borås.
- CTP (2003): Entreprenad E101 Malmö C Nedre, tunnel och ramp - Krav och föreskrifter för funktion, utformning och projektering. Citytunnelprojektet, Handling 8.1 – Förfrågningsunderlag (Rev. B), 2003-01-24, Malmö.
- DIN (1986): Cast-in-situ concrete diaphragm walls – Design and construction. DIN 4126, DIN Deutsches Institut für Normung, Berlin, Tyskland.
- Ekman M. (1997): Sprickor i betongkonstruktioner och dess inverkan på beständigheten. Institutionen för Byggkonstruktion, Kungliga Tekniska Högskolan, Licentiatuppsats, Stockholm.
- El-Razek M.E.A. (1999): New Method for Construction of Diaphragm Walls. Journal of Construction Engineering and Management, Vol. 124, No. 4. sid 223-241.
- Foltin A. (2006): Enkätvar. Züblin Spezialtiefbau GmbH, Tyskland.
- FPS (2006): Bentonite Support Fluids in Civil Engineering. Federation of piling specialists, sammanställd av Ball D.J., Hutchinson M.T., Jefferis S.A., Shotton, Stansfield L. och Wills, A.J., Tillgänglig: [www.fps.org.uk](http://www.fps.org.uk).

- Harnan, C (2005): An Introduction to Diaphragm Wall Technology. Internationellt seminarium om Slitsmurar som permanenta konstruktioner arrangerat av Banverket och Vägverket 2005-05-19, Göteborg.
- Jansson A., Wikström J. (2006): Load Effects on permanent Diaphragm Walls, Interaction between soil and concrete structure. Institutionen för bygg- och miljöteknik, Chalmers tekniska högskola, Examensarbete 2006:22, Göteborg
- Jones A.(2005): Prediction of the bond capacity of bars cast under drilling fluids. Structural Concrete, Vol. 6, No. 2.
- Jones A. och Holt D.A. (2004) Design of laps for deformed bars in concrete under bentonite and polymer drilling fluids. The Structural Engineer, September, sid 32.38.
- Kutti T. (2006). Personlig kommunikation. Färdig Betong.
- Lager P, Persson T.(2005): Omgivningspåverkan vid installation av slitsmurar, Jämförelse mellan beräknade och uppmätta markrörelser. Institutionen för bygg- och miljöteknik, Chalmers tekniska högskola, Exmanesarbete 2005:111, Göteborg.
- Linder W.-R. (2006): Enkät svar. Brückner Grundbau GmbH, Technical Department, Tyskland.
- LTA (2004): Broshyr: Installation of retaining wall – Diaphragm wall. Land Transport Authority, Singapore.
- Mahesar A.H. och Masiuddin, M. (2004): Evaluation of experience from construction of diaphragm walls. Institutionen för Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola, Examensarbete 04:5, Göteborg.
- Müller J. (2006): Enkät svar. Bauer Spezialtiefbau GmbH, Tyskland.
- NCC (2005): Arbetsberedning Slitsmurar – Entreprenad E 101 Malmö C Nedre, tunnel och ramp, NCC, 2005, Malmö.
- Nordic Innovation(2004): A Practical Guide to Non Destructive Examination of Concrete. Nordic Innovation.
- Norén C. (2005): Erfarenheter från tunnelbana i Singapore. Internationellt seminarium om Slitsmurar som permanenta konstruktioner arrangerat av Banverket och Vägverket 2005-05-19, Göteborg.
- NT Build 492 (1999): Concrete, mortar and cement-based repair material – Chloride migration coefficient from non-steady state migration experiments. Nordtest method.
- Puller D. (2005): Erfarenheter från Storbritannien. Internationellt seminarium om Slitsmurar som permanenta konstruktioner arrangerat av Banverket och Vägverket 2005-05-19, Göteborg.
- Puller M. (1994): The waterproofness of structural diaphragm walls, Proceedings Institution Civil Engineers Geotechnical Engineering, Vol. 107, jan, sid 47-57.

- RDS (2002): Richtlinie Dicthe Schlitzwände. Österreichische Vereinigung für Betong- und Bautechnik, Wien, Österrike.
- SIS (2000a): Utförande av geokonstruktioner – Slitsmurar, Swedish Standards Institute, SS-EN 1538:2000.
- SIS (2000b): Betong – Del 1: Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse, Swedish Standards Institute, SS-EN 206-1, Stockholm.
- SIS (2002a): Betong – Användning av EN 206-1 i Sverige. Swedish Standards Institute, SS 13 70 03, Stockholm.
- SIS (2002b): Betongkonstruktioner – Täckande betongskikt. Swedish Standards Institute, SS 13 70 10, Stockholm.
- SIS (2002c): Vatten (inklusive processvatten) för betongtillverkning – Fordringar. Swedish Standards Institute, SS-EN 10080, Stockholm.
- SIS (2005): Armeringsstål - Svetsbart armeringsstål – Allmänt. Swedish Standards Institute, 2005, Stockholm.
- SIS (2001): Betongkonstruktioner - Utförande - Del 1: Allmänna regler, Swedish Standards Institute, ENV 13670-1, Stockholm.
- Svenska Betongföreningen(2000): Vidareutbildning inom betongområdet- Platsgjutning av betong, fabriksbetongtillverkning, betongelementtillverkning samt montering av betongelement. Svenska Betongföreningen, Betongrapport nr 8, Stockholm.
- Svenska Betongföreningen(2002): Vägledning för val av exponeringsklass enligt SS-EN 206-1. Svenska Betongföreningen, Betongrapport nr 11, Stockholm.
- Svenska Betongföreningen(2006): Vägledning för livslängdsdimensionering av betongkonstruktioner, Svenska Betongföreningen, (under publicering), Stockholm.
- Tang L. (1997): Chloride Penetration Profiles and Diffusivity in Concrete under Different Exposure Conditions, Institutionen för Byggnadsmaterial, Chalmers tekniska högskola, Göteborg, Rapport E-97:3, Göteborg.
- Tang, L. (2006): Personlig kommunikation. Avdelningen för Byggnadsmaterial, Chalmers tekniska högskola.
- Tsai K.W., Ou C.D., Lee K.H. (1991): Watertight and earthquake resistant joints for diaphragm walls. Slurry walls: Design and construction and quality control.
- Vägverket (1998): Slitsmurar som permanent konstruktionsdel – Dimensionering. Vägverket, RAP 1997:0288, Borlänge.
- Vägverket (2004a): Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar, Bro 2004. Vägverket, Publikation 2004:56, Borlänge.
- Vägverket (2004b): Tunnel 2004. Vägverket, Publikation 2004:124, Borlänge.

WBI (2005): Wittke Geotechnical Consultants, Aachen, Tyskland.

Wittke W. (2005): Special Aspects for Design and Construction of Diaphragm Walls for Permanent Use. Internationellt seminarium om Slitsmurar som permanenta konstruktioner arrangerat av Banverket och Vägverket 2005-05-19, Göteborg.

Wong I.H. (1997): Experience with Waterproofness of Basements Constructed of Concrete Diaphragm Walls in Singapore. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 12, No. 4, sid 491-495.

Xanthakos P.P. (1994): Slurry walls as structural systems, Second edition. McGraw-Hill Inc., USA.

ZTV-ING (2003): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 5, Tunnelbau. Bundesanstalt für Strassenvesen, Tyskland.

Åhnberg H. (2004): Sekantpålar som stödkonstruktion – Litteraturstudie. Statens geotekniska institut, Varia 544, Linköping



## BILAGOR

|                 |                                                                         |            |
|-----------------|-------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>Bilaga A</b> | <b>Vertikala fogar</b>                                                  | <b>A.1</b> |
| A.1             | Orientering                                                             | A.1        |
| A.2             | Cirkulärt stålrör                                                       | A.1        |
| A.3             | Platt foglelement                                                       | A.2        |
| A.4             | Prefabricerat element                                                   | A.2        |
| A.5             | Fog med fogband                                                         | A.3        |
| A.6             | Kontinuerlig armering                                                   | A.4        |
| <b>Bilaga B</b> | <b>Krav på kontroller vid byggandet av en slitsmur (enligt EN 1538)</b> | <b>B.1</b> |
| <b>Bilaga C</b> | <b>Bestämning av betongens kapillärsugande förmåga</b>                  | <b>C.1</b> |
| C.1             | Orientering                                                             | C.1        |
| <b>Bilaga D</b> | <b>Resultat av provningar – Citytunneln</b>                             | <b>D.1</b> |
| D.1             | Orientering                                                             | D.1        |
| D.2             | Sammanställning av resultat – spräck- och tryckhållfasthet              | D.2        |
| D.3             | Sammanställning av resultat – kapillärsugningsförsök                    | D.5        |
| <b>Bilaga E</b> | <b>Slutsatser från workshop 2005-05-20</b>                              | <b>E.1</b> |
| E.1             | Geoteknik och produktion/utförande                                      | E.1        |
| E.2             | Konstruktion och material                                               | E.2        |
| <b>Bilaga F</b> | <b>Enkätsammanställning</b>                                             | <b>F.1</b> |
| F.1             | Byggherrens/ägarens erfarenheter                                        | F.1        |
| F.1.1           | Frågor                                                                  | F.1        |
| F.1.2           | Svar                                                                    | F.1        |
| F.1.2.1         | Banverket Danmark                                                       | F.1        |
| F.1.2.2         | Banverket Finland                                                       | F.2        |
| F.1.2.3         | Banverket Kroatien                                                      | F.2        |
| F.1.2.4         | Banverket Frankrike                                                     | F.2        |
| F.1.2.5         | Banverket Italien                                                       | F.3        |
| F.1.2.6         | Banverket Slovakien                                                     | F.4        |
| F.1.2.7         | Banverket Storbritanien                                                 | F.4        |
| F.1.2.8         | Banverket Tjeckien                                                      | F.5        |
| F.1.2.9         | Banverket Tyskland                                                      | F.5        |
| F.1.2.10        | Banverket Österrike                                                     | F.5        |
| F.2             | Entreprenörens erfarenheter                                             | F.6        |
| F.2.1           | Orientering                                                             | F.6        |
| F.2.2           | Frågor - övergripande                                                   | F.6        |
| F.2.3           | Svar – övergripande frågor                                              | F.7        |
| F.2.3.1         | Entreprenör Brückner Grundbau, Tyskland                                 | F.7        |
| F.2.4           | Frågor - detaljerade                                                    | F.7        |
| F.2.4.1         | Orientering                                                             | F.7        |
| F.2.4.2         | Detaljerad frågeenkät – omfattande                                      | F.8        |
| F.2.4.3         | Detaljerad frågeenkät – reducerad                                       | F.10       |
| F.2.5           | Svar – detaljerade frågor                                               | F.11       |
| F.2.5.1         | Entreprenör Bauer Spezialtiefbau, Tyskland                              | F.11       |
| F.2.5.2         | Entreprenör Brückner Grundbau, Tyskland                                 | F.17       |
| F.2.5.3         | Entreprenör Zueblin, Tyskland                                           | F.20       |

---

## Bilaga A Vertikala fogar

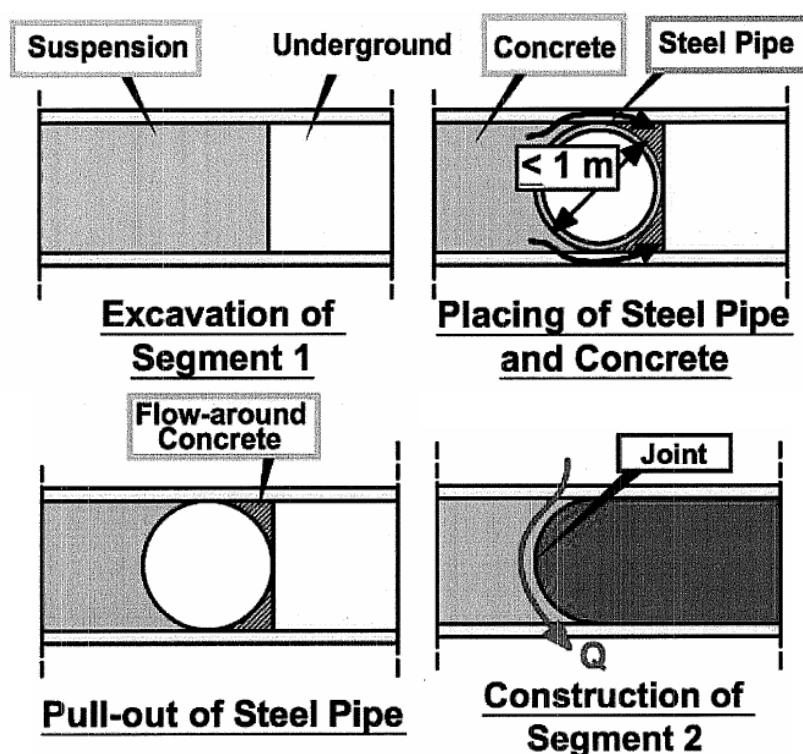
### A.1 Orientering

Vid utförandet av vertikala fogar för slitsmurar kan olika konstruktionsmetoder tillämpas. Val av lösning beror på ställda krav angående fogens täthet och önskad kraftöverföring. I denna bilaga ges en övergripande beskrivning av några typiska foglösningar.

### A.2 Cirkulärt stålrör

En tidig variant för fogar utan konstruktiv tätning är varianten med ett inplacerat stålrör, se Figur A.1. Vid tillverkning är den urgrävda schakten fylld med stödvätska och innan gjutningen placeras ett stålrör vid schaktens ytterkant. Vid gjutningen flyter betongen mot och runt röret. Efter det att betongen härdat tillräckligt dras röret upp och den betong som flutit runt röret avlägsnas i samband med schaktning och rengöring för intilliggande panel. Vid gjutningen av nästa avsnitt gjuts betongen mot den rundning som formats av stålröret. Denna rundning gör att eventuellt inträngande vatten behöver transporteras längre, vilket bidrar till ökad täthet. Vidare fås en viss förtagningsseffekt som ökar anslutningens möjlighet att överföra krafter. En begränsning med denna metod är att den enbart kan tillämpas för slitsmurar upp till en meters bredd, för tjockare slitsmurar erfordras en annan lösning.

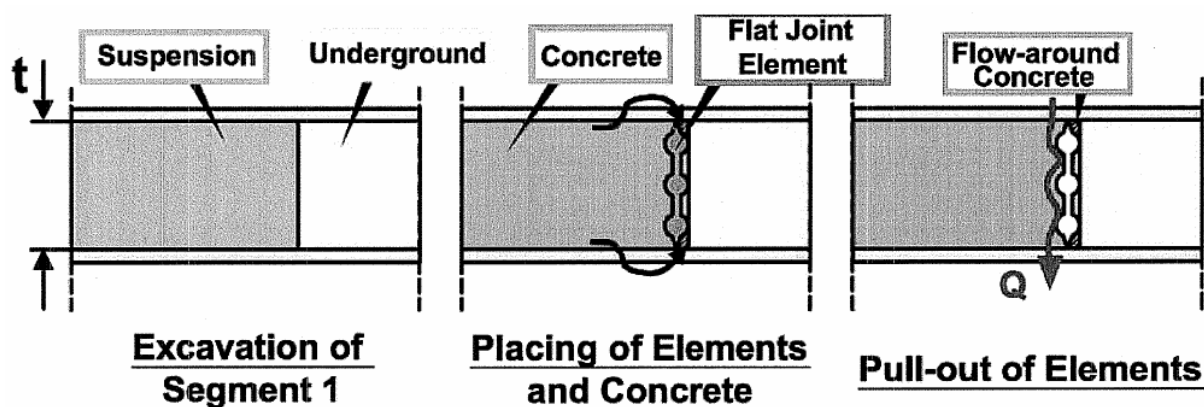
Denna typ av foglösning användes för slitsmurarna i Götatunneln.



Figur A.1 Vertikal fog med användande av cirkulärt stålrör. Från WBI (2005).

### A.3 Platt foglelement

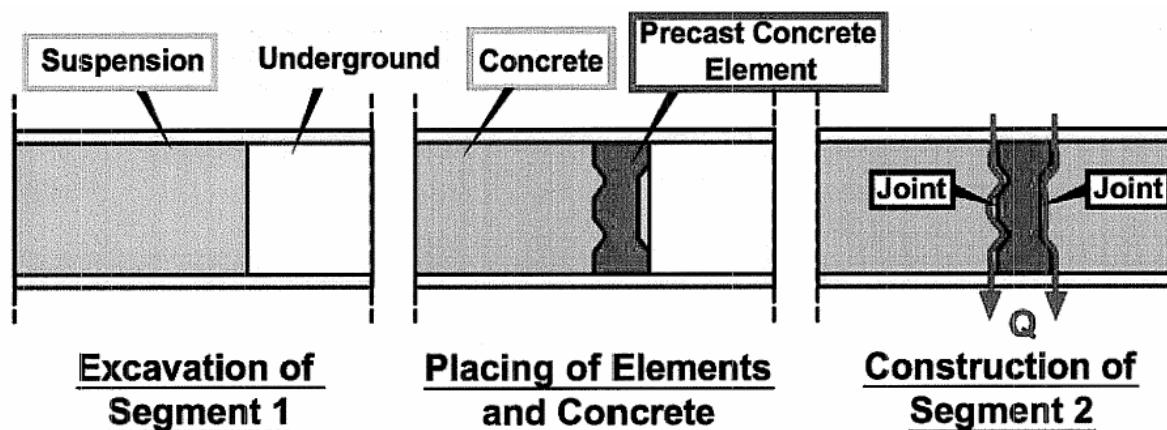
Om slitsmuren blir bredare än en meter fungerar inte lösningen med cirkulärt stålrör som presenteras i avsnitt A.2. Vid ett sådant tillfälle kan en lösning med såkallade platta foglelement användas istället, se Figur A.2. Utförandeprincipen motsvarar den för cirkulära stålrör men med den skillnaden att fogytans form blir annorlunda. Foglelementets ojämna profil gör att sträckan för inträngande vattnet ökar samtidigt som en gynnsam förtagningsseffekt erhålls i betongen.



Figur A.2 Vertikal fog med användande av platt foglelement. Från WBI (2005).

### A.4 Prefabricerat element

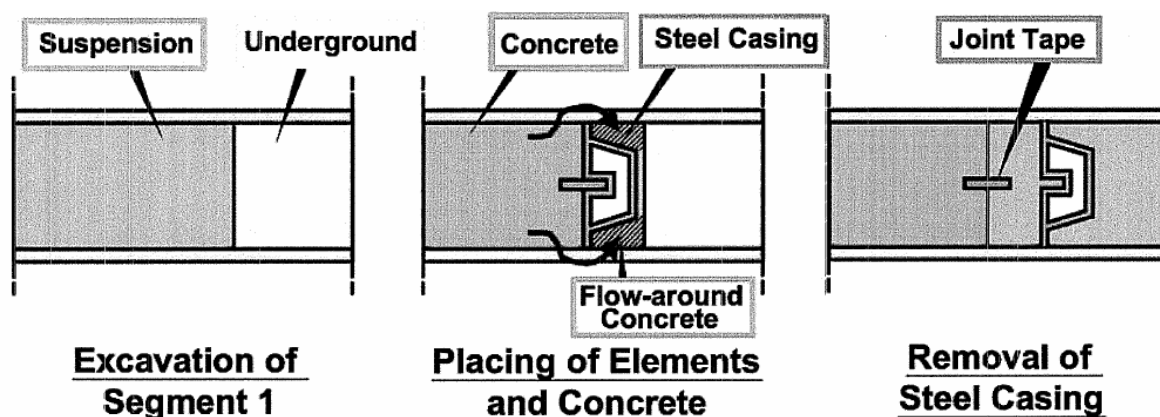
Även prefabricerade betongelement kan användas som foglelement, se Figur A.3, och är den typ av foglösning som användes för slitsmurarna i Citytunnelprojektet i Malmö. Det principiella utförandet är detsamma som ovan nämnda metoder. Dock avlägsnas aldrig det prefabricerade foglelementet varför det kommer att ingå som en del i den slutliga konstruktionen. Därmed skapas också två skarvar med en sådan lösning. En fördel med denna metod är att den medger större kontroll av den slutliga fogytan samt det blir enklare att uppnå tillräcklig förtagningsseffekt. Enligt Puller (1994) är en dylik lösning dock ingen garanti för att förhindra läckage genom fogen.



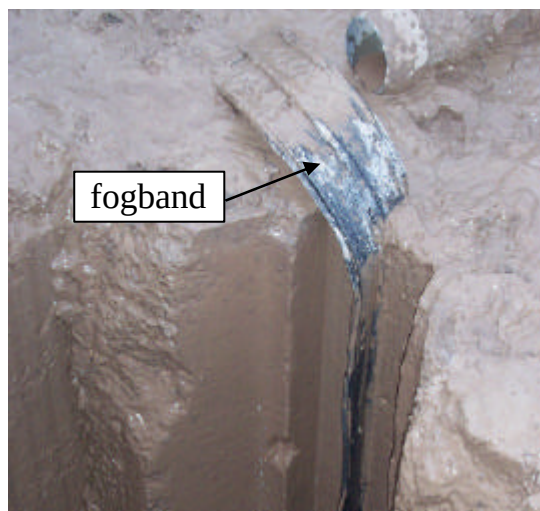
Figur A.3 Vertikal fog med användande av prefabricerat foglelement. Från WBI (2005).

## A.5 Fog med fogband

Vid högre krav på fogens täthet kan fogband användas i fogen. En vanlig metod för att integrera ett fogband i fogen visas i Figur A.4. Som fogprofil används normalt en stålprofil med ett eller flera inklämda fogband. Betongen gjuts mot elementet och fogbandet och när betongen härdat tillräckligt schaktas den intilliggande panelen ut. Eventuell betong som flutit runt stålprofilen avlägsnas och denna dras ut så att enbart fogbandet sitter kvar. Därefter kan nästa panel gutas på motsvarande sätt. I en lösning enligt med fogband är det även vanligt att utforma stålprofilen så att en förtagningseffekt erhålls mellan de intilliggande panelerna, se Figur A.5.



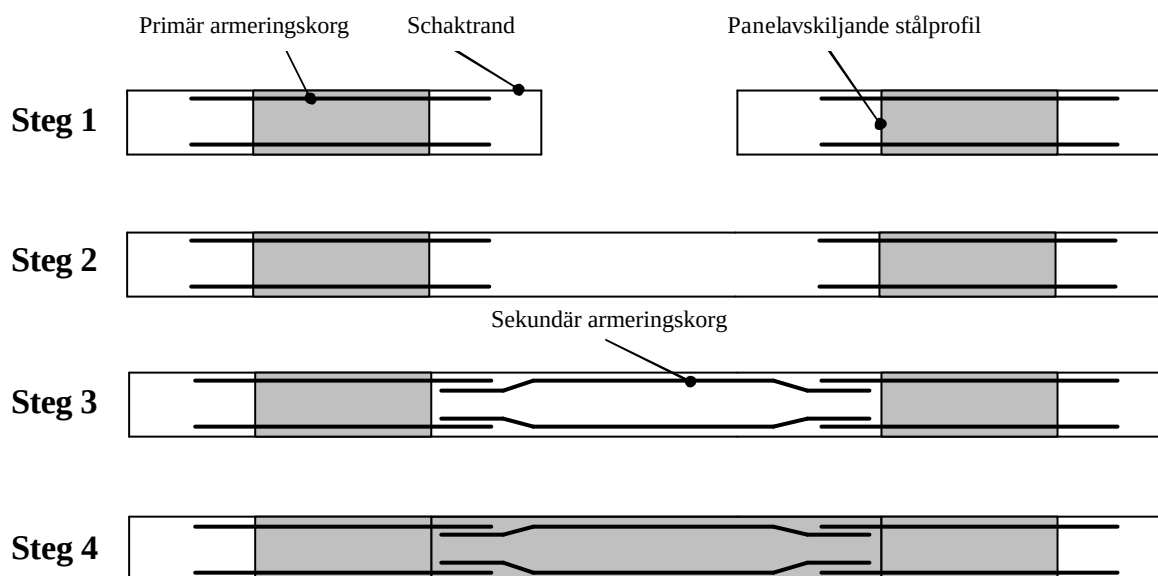
Figur A.4 Vertikal fog med användande av fogband. Från WBI (2005).



Figur A.5 Foto av vertical fog med förtagning och ett fogband. Från Harnan(2005).

## A.6 Kontinuerlig armering

Normalt utförs en slitsmur av vertikala paneler med av varandra fristående armeringskorgar, varvid de vertikala anslutningsfogarna utförs oarmerade. I speciella tillfällen är detta dock inte tillräckligt och kontinuerlig armering genom fog erfordras. Ett exempel på en sådan foglösning, samt hur denna utförs i olika steg visas i Figur A.6. För att ha en genomgående horisontalarmering ändras armeringskorgarnas utformning så att dessa kan överlappa varandra. Till detta behövs två till utseendet olika armeringskorgar – en primär korg, vari den initiella betonggjutningen sker, och en sekundär korg vari skarvningen av armeringen tillgodoses.



Figur A.6 Principiellt utförande av vertical slitsmursfog med kontinuerlig armering. Baserat på El-Razek (1999).

I det första steget gjuts den primära panelen. Schakten för den primära panelen är större än gjutområdet, så att en förlängd armering kan få plats. Panelens utbredning begränsas av en stålprofil, i vilken armeringen dras genom, som stannar kvar i konstruktionen. När betongen har stelnat schaktas den återstående slitsen för den sekundära panelen mellan två primära paneler (steg 2). Ränderna vid de primära panelerna rengörs och armeringskorgen sänks ner i schakten (steg 3). Armeringskorgen av sekundära panelen är smalare vid armeringsskarven. I steg 4 gjuts sedan den sekundära panelen.

## Bilaga B      Krav på kontroller vid byggandet av en slitsmur (enligt EN 1538)

En sammanställning av de krav som kan ställas i olika stadier av byggandet av en slitsmur ges i följande sammanställning (översättning av table 3 i EN 1538).

| Bygghfas eller del av konstruktionen                        | Kontroll                                                                                                                                                                                          | Kommentar                                                                                                                                                                                  |
|-------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Utsättning                                                  | Slitsmurens position<br>Position och höjd för styrväggar ("guidewalls").<br>Position av paneler och skarvar.                                                                                      | Fås från ritningsmaterial och fixpunkter<br>Skall kontrolleras före gjutning och återigen efter formarna har tagits bort.<br>Positionen för skarvarna skall märkas ut på styrväggarna.     |
| Vatten                                                      | Passande för gjutning av betong.                                                                                                                                                                  | Om dricksvatten används för blandning av betong behöver detta in kontrolleras.                                                                                                             |
| Bentonit till stödvätska                                    | Från var levereras bentonit?                                                                                                                                                                      | Leveransdokument skall kontrolleras för varje leverans av bentonit.                                                                                                                        |
| Färsk bentonitlösning                                       | Minskning i flytbarhet ("fluid loss"), filterkaka, pH<br>Densitet, viskositet uppmätt med Marshkon (Marshvärde)<br>Hållfasthet på gel.                                                            | Skall kontrolleras när arbetet inleds, och vid behov även under arbetets gång.<br>Skall kontrolleras åtminstone en gång per gjutningsskift.<br>Skall kontrolleras om det anses nödvändigt. |
| Betong                                                      | Sammansättning, konsistens och tryckhållfasthet.                                                                                                                                                  | Lämpliga test skall utföras enligt vad som finns specificerat i SS-EN 206.                                                                                                                 |
| Leverans av armeringskorgar                                 | Antal, diameter och placering av armeringsjärn.<br>Svetsar och kopplingar.<br>Horisontella och vertikala längder samt bredden på armeringskorgen.<br>Utrymme för gjutrör.<br>Placering av formar. | Detaljer skall kontrolleras för varje armeringskorg och jämföras med arbetsritningar.                                                                                                      |
| Utgrävning                                                  | Läge för utgrävningsverktyg<br>Vertikalitet och vridning hos utgrävning.<br>Markprofil<br>Djup för utgrävning.<br>Bentonitlösningens nivå.                                                        | Visuell inspektion.<br>Skall kontrolleras för varje panel och vid slutet av utgrävningen.<br>Visuell inspektion.                                                                           |
| Bentonitlösning som skall användas i samband med utgrävning | Minskning i flytbarhet ("fluid loss"), filterkaka, pH, densitet, marshvärde.<br>Hållfasthet på gel.                                                                                               | Skall kontrolleras åtminstone en gång per panel eller gjutningsskift. De krav som skall uppfyllas för en stödvätska finns i kapitel 4.2.2.<br>Skall kontrolleras vid behov.                |
| Rengöring                                                   | Djup på utgrävning.                                                                                                                                                                               | Skall kontrolleras för varje panel på minst tre ställen på varje panel eller på ett specificerat avstånd.                                                                                  |

| Bygghfas eller del av konstruktionen                                       | Kontroll                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | Kommentar                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
|----------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Bentonitlösning före armeringskorgarna eller andra element skall placeras. | Densitet, marshvärde, sandinnehåll<br><br>Hållfasthet på gel.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Skall kontrolleras åtminstone en gång per panel. De krav som skall uppfyllas för en stödvätska finns i kapitel 4.2.2.<br><br>Skall kontrolleras vid behov.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
| Placering av ”stopends”                                                    | Utformning och sammansättning av stopends-element.<br><br>Position, vertikalitet och djup.                                                                                                                                                                                                                                                                                      | Skall kontrolleras innan de placeras i slitsmuren.<br><br>Stopend-elementet bör vara placerade mot slutet av utgrävningen.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
| Nedsänkning av armeringskorgar                                             | Styvhet hos armeringskorgar<br><br>Före nedsänkning:<br>Referensnummer.<br>Orientering med hänsyn till den exponerade sidan av slitsmuren.<br>Placering och antal av distansklossar<br>Under nedsänkning:<br>Position och vertikalitet.<br>Anslutningar mellan vertikala element.<br>Efter nedsänkning:<br>Position och nivå.                                                   | Skall kontrolleras vid lyft av den första armeringskorgen av varje typ.<br><br>Skall kontrolleras på varje armeringskorg.<br><br>Skall kontrolleras på varje armeringskorg, speciellt överskjutande delar (”laps”).<br><br>Skall kontrolleras för varje armeringskorg.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| Gjutning                                                                   | Längd på gjutrör, position och längd på varje enskilt element<br><br>Följesedel som följer respektive betongleverans.<br><br>Betongens utseende.<br><br>Betongens konsistens.<br><br>Metod för att inleda gjutning<br><br>Djup på gjutning i relation till mängden betong som gjutits.<br><br>Position och nivå på armeringskorgar.<br><br>Betongens nivå före gjutrören börjar | Skall kontrolleras för varje panel.<br><br>Skall kontrolleras enligt vad som finns specificerat i EN 206.<br><br>Skall kontrolleras med visuell inspektion.<br><br>Skall kontrolleras vid början av gjutning av varje panel samt vid behov. Provning enligt EN 206.<br><br>När gjutning inleds skall det finnas något material i gjutröret som skiljer bentonitlösningen och betongen. Det första lasset betong skall också gutas utan avbrott.<br><br>Skall kontrolleras efter varje lass med betong som gjutits. Överytan på betongen i respektive gjutrör skall vara på en jämn nivå. Vid djup över 20 m eller om förbrukningen av betong är betydligt större än den teoretiska skall en graf ritas upp över uppmätt och teoretisk betongförbrukning.<br><br>Skall kontrolleras i enlighet med angivna toleransnivåer.<br><br>Skall kontrolleras varje gång gjutrör tas |

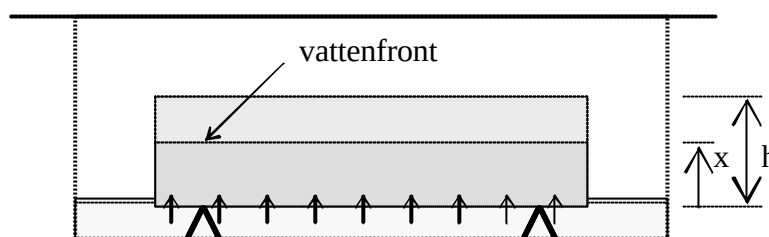
| Bygghfas eller del av konstruktionen | Kontroll                                                                                                                                                                                                               | Kommentar                                                                                                                                                                                                               |
|--------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                      | <p>dras upp, antal och längd på rör, nedsänkning av rör</p> <p>Tid mellan blandning av betong och inledning av gjutning</p> <p>Varaktighet hos gjutning.</p> <p>Betongtemperatur.</p> <p>Slutlig nivå på betongen.</p> | <p>bort.</p> <p>Skall kontrolleras för varje lass med betong.</p> <p>Skall noteras för varje panel.</p> <p>Kan vara lämpligt att mäta upp vid extrema väderförhållanden.</p> <p>Skall kontrolleras för varje panel.</p> |
| Utdragning av stopends               | Den metod som används på de första panelerna av varje typ.                                                                                                                                                             | Används på alla paneler av en viss utformning.                                                                                                                                                                          |
| Trimning                             | Nivån för kapning av över del av slitsmur samt kvalitet hos betongen på nivån där kapningen görs.                                                                                                                      | Kvaliteten hos betongen skall kontrolleras hos varje panel genom visuell inspektion.                                                                                                                                    |
| Exponerad yta                        | Framstickande delar                                                                                                                                                                                                    | Skall kontrolleras med visuell inspektion.                                                                                                                                                                              |



## Bilaga C Bestämning av betongens kapillärsugande förmåga

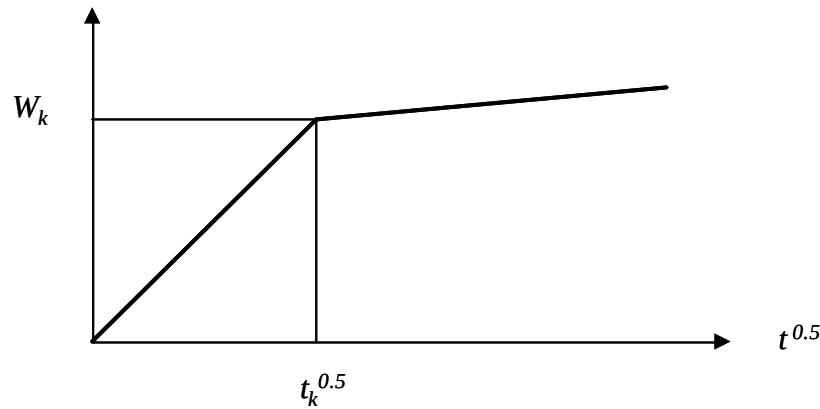
### C.1 Orientering

I följande avsnitt beskrivs hur betongs kapillärsugande förmåga kan bestämmas. Provningen görs med tunna skivor (ca 20 mm tjocka) lämpligen från utborrade betongkärnor. Det gör också att prova kroppar med andra geometrier, men resultat uppnådda med skivor är enklast att utvärdera. Skivorna får suga vatten från en vattenyta. På detta sätt kan den öppna porositeten bestämmas, dvs. endast betongens öppna porer blir fyllda. En principiell provuppställning för att bestämma ett materials kapillärsugande förmåga redovisas i Figur C.1.



Figur C.1 *Principiell provuppställning för att bestämma den kapillärsugande förmågan hos ett material ( $h$  är provkroppens tjocklek och  $x$  är hur högt den kapillärt uppsugna vattenfronten har kommit).*

Provningen går till så att skivorna placeras i burkar fyllda med vatten (med en duk av textil för att säkerställa god kontakt mellan vattnet och betongen) med en sågad yta nedåt. Betongskivan kommer då suga vatten kapillärt och vattnet kommer transporteras kapillärt genom betongen som en front och efter en viss tid nå överytan. Överytan kommer då bli fuktig och betongen sägs vara kapillärt mättad. Under tiden som betongskivan suger vatten vägs den kontinuerligt för att kunna plotta upp den kapillärt uppsugna mängden vatten som funktion av roten ur tiden – ett exempel på detta ges i Figur C.2. När provkroppen är kapillärt mättad, nås den s.k. knickpunkten, och mängden vatten som sugits upp,  $W_k$ , och den tid under vilken uppsugningen skett,  $t_k$ , kan utvärderas. Med uppgifter om  $W_k$  samt provkroppens dimensioner kan den öppna porositeten utvärderas. Dessutom går betongens kapillaritet,  $A$ , och motståndstal,  $m$ , att utvärdera om också  $t_k$  är känd.



Figur C.2 Principiellt utseende på viktökning hos en provkropp med underytan placerad i kontakt med en vattenyta.  $W_k$  och  $t_k$  betecknar mängden vatten som sugits upp respektive den tid provkroppen fått suga vatten tills vattenfronten når överytan på provkroppen.

Kapillariteten,  $A$ , och motståndstalet,  $m$ , utvärderas med följande uttryck:

$$A = \frac{W_k}{\sqrt{t_k}} \quad \text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{s}}) \quad (\text{C.1})$$

$$m = \frac{t_k}{h^2} \quad [\text{s}/\text{m}^2] \quad (\text{C.2})$$

där:

$W_k$ : Mängd vatten som sugits upp i provet när det är kapillärt mättat.  $[\text{kg}/\text{m}^2]$

$t_k$ : Tiden det tar tills ”knickpunkten” nås (dvs. vattenfronten har nått provkroppen överyta).  $[\text{s}]$

$h$ : Höjden på provkroppen.  $[\text{m}]$

Motståndstalet,  $m$ , är för alla normala byggnadsmaterial oberoende om sugningen sker horisontellt eller vertikalt, samt av materialets ursprungliga fuktillstånd. Storleken på  $m$  är endast beroende av materialets porstruktur och inte av dess totala porositet. Ju finare porerna är desto långsammare går sugningen och desto större blir värdet på  $m$  (eftersom  $t_k$  blir stor). Kapillariteten,  $A$ , anger hur mycket vatten som sugits in i materialet och följer av den öppna porositeten,  $P_k$ . Dock är  $A$  beroende av materialets ursprungliga fuktillstånd, där  $A$  blir större ju torrare materialet är vid starten för sugningen. Detta betyder att materialets förkonditionering har stor betydelse för värdet på  $A$ .

För att kunna bestämma den öppna porositeten,  $P_k$ , måste sedan betongskivorna torkas ut i  $+105^\circ\text{C}$  för att bestämma  $W_k$ . Därefter kan den öppna porositeten bestämmas ur följande uttryck (förutsätter dock en symetrisk provkropp med en slät underyta, t.ex. cylinder eller kub):

$$P_k = \frac{V_p}{V_{\text{tot}}} = \frac{W_k / r_w}{A \cdot h} \quad [-] \quad (\text{C.3})$$

där:

$r_w$ : Vattnets densitet ( $\approx 1000 \text{ kg/m}^3$ ).

$A$ : Tvärsnittsarea på provkroppen (på den del av provkroppen som är i kontakt med vattnet).

Således fås bäst beskrivning av betongens kapillärsugande förmåga fås genom att bestämma motståndstalet,  $m$ . Detta eftersom  $m$  är oberoende av vilket fuktillstånd betongen hade i början av försöket medan kapillariteten,  $A$ , beror på hur provkropparna konditionerats före provning ( $A$  är lutningen på den räta linjen mellan origo och  $t_k$  i Figur C.2). Både  $A$  och  $m$  kan kopplas till utseendet på betongens porsystem, där ett lågt  $A$  och ett högt  $m$  tyder på ett tätt porsystem och vice versa.

Det finns ett samband mellan  $A$ ,  $m$  och  $P_k$ . Om den porositet som kan fyllas med vatten antas vara  $P_k$  betyder det att den totala mängden insuget vatten,  $W_k$ , kan bestämmas med:

$$W_k = r_w \cdot P_k \cdot h \quad [-] \quad (C.4)$$

Kombineras ovanstående formel med uttrycket för att bestämma  $m$  fås:

$$W_k = \frac{r_w \cdot P_k}{\sqrt{m}} \cdot \sqrt{t_k} \quad [\text{kg/m}^2] \quad (C.5)$$

Detta kan skrivas om till:

$$W_k = A \cdot \sqrt{t_k} \quad [\text{kg/m}^2] \quad (C.6)$$

Där  $A$  benämns kapillariteten.  $A$  kan också skrivas som (om  $m$  och  $P_k$  är kända):

$$A = \frac{r_w \cdot P_k}{\sqrt{m}} \quad [\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{s}})] \quad (C.7)$$

## **Bilaga D      Resultat av provningar – Citytunneln**

### **D.1      Orientering**

I följande sammanställning redovisas resultat från de provningar som genomförts på provkroppar utborrade från slitsmuren och referensprovkroppen i Citytunneln.

## D.2 Sammanställning av resultat – spräck- och tryckhållfasthet

Resultat från provning av spräckhållfasthet redovisas i Tabell D.1. Provningarna har utförts i enlighet med EN 12504-1 och EN 12390-6.

Tabell D.1 Uppmätta spräckhållfastheter.

| Provkropp  |    | Djup [mm] | d [mm] | L [mm] | Vikt [g] | Datum      |          | Spräckhållfasthet |                | Anm                  |
|------------|----|-----------|--------|--------|----------|------------|----------|-------------------|----------------|----------------------|
| Beteckning |    |           |        |        |          | Utborrning | Provning | Kraft [kN]        | Spänning [MPa] |                      |
| 1 SM       | A  | 25        | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 55.1              | 3.54           | Armering<br>Armering |
| 1 SM       | B  | 125       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 62.4              | 4.01           |                      |
| 1 SM       | C  | 225       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 60.6              | 3.90           |                      |
| 1 SV       | A1 | 190       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 59.7              | 3.84           |                      |
| 1 SV       | A2 | 190       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 54.1              | 3.48           |                      |
| 1 SV       | B  | 290       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 67.9              | 4.37           |                      |
| 2 SM       | A  | 15        | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 63.6              | 4.09           |                      |
| 2 SM       | B  | 115       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 56.7              | 3.65           |                      |
| 2 SM       | C  | 215       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 52.5              | 3.38           |                      |
| 2 SV       | A  | 180       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 67                | 4.31           |                      |
| 2 SV       | B  | 280       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 62.4              | 4.01           |                      |
| 3 SM       | A  | 120       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 54.2              | 3.49           |                      |
| 3 SM       | B  | 220       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 64.1              | 4.12           |                      |
| 3 SV       | A  | 20        | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 58.9              | 3.79           |                      |
| 3 SV       | B  | 120       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 65                | 4.18           |                      |
| 3 SV       | C  | 220       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 56.2              | 3.61           |                      |
| Ref        | A  | 10        | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 58.2              | 3.74           |                      |
| Ref        | B  | 110       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 53.3              | 3.43           |                      |
| Ref        | C  | 210       | 99     | 100    |          | 060427     | 060619   | 59.6              | 3.83           |                      |

Resultat från provning av tryckhållfasthet samt bestämning av skrymdensitet redovisas i Tabell D.2 och Tabell D.3. Provningarna har utförts i enlighet med EN 12504-1, och EN 12390-3.

Tabell D.2 Uppmätta tryckhållfastheter och skrymdensiteter för panel 1-3.

| Provkropp /<br>Beteckning |    | Djup [mm] | d [mm] | L [mm] | Vikt [g] | Datum      |          | Tryckhållfasthet |                | Anm. | Dens. [kg/m <sup>3</sup> ] |
|---------------------------|----|-----------|--------|--------|----------|------------|----------|------------------|----------------|------|----------------------------|
|                           |    |           |        |        |          | Utborrning | Provning | Kraft [kN]       | Spänning [MPa] |      |                            |
| 1 PM                      | D  | 115       | 99     | 100    | 1786     | 060427     | 060529   | 249              | 31.70          | Hål  | 2320                       |
| 1 TM                      | B  | 100       | 99     | 100    | 1684     | 060427     | 060529   | 211              | 26.87          |      | 2188                       |
| 1 TM                      | C  | 200       | 99     | 100    | 1735     | 060427     | 060529   | 270              | 34.38          |      | 2254                       |
| 1 TV                      | A  | 30        | 99     | 100.5  | 1779     | 060427     | 060529   | 242              | 30.51          |      | 2300                       |
| 1 TV                      | B  | 180       | 99     | 100.5  | 1810     | 060427     | 060529   | 332              | 41.85          |      | 2340                       |
| 1 TV                      | C  | 280       | 99     | 100    | 1793     | 060427     | 060529   | 287              | 36.54          |      | 2329                       |
| 2 TM                      | A  | 15        | 99     | 100.5  | 1756     | 060427     | 060529   | 205              | 25.84          |      | 2270                       |
| 2 TM                      | B  | 115       | 99     | 100.5  | 1795     | 060427     | 060529   | 257              | 32.40          |      | 2320                       |
| 2 TM                      | C  | 215       | 99     | 100    | 1783     | 060427     | 060529   | 293              | 37.31          |      | 2316                       |
| 2 TV                      | B  | 180       | 99     | 100    | 1800     | 060427     | 060529   | 324              | 41.25          |      | 2338                       |
| 2 TV                      | B1 | 280       | 99     | 100    | 1796     | 060427     | 060529   | 292              | 37.18          |      | 2333                       |
| 3 TM                      | A  | 20        | 99     | 99.5   | 1817.1   | 060427     | 060529   | 298              | 38.32          |      | 2372                       |
| 3 TM                      | B  | 120       | 99     | 100    | 1810.1   | 060427     | 060529   | 338              | 43.04          |      | 2351                       |
| 3 TM                      | C  | 220       | 99     | 100    | 1772.2   | 060427     | 060529   | 308              | 39.22          |      | 2302                       |
| 3 TV                      | A  | 20        | 99     | 100    | 1764     | 060427     | 060529   | 325              | 41.38          |      | 2292                       |
| 3 TV                      | B  | 120       | 99     | 100    | 1793.4   | 060427     | 060529   | 304              | 38.71          |      | 2330                       |
| 3 TV                      | C  | 220       | 99     | 100    | 1776     | 060427     | 060529   | 251              | 31.96          |      | 2307                       |

Tabell D.3 Uppmätta tryckhållfastheter och skrymdensiteter för panel 4-6 samt referensprovkropp.

| Provkropp /<br>Beteckning |   | Djup [mm] | d [mm] | L [mm] | Vikt [g] | Datum     |          | Tryckhållfasthet |                | Anm. | Dens. [kg/m <sup>3</sup> ] |
|---------------------------|---|-----------|--------|--------|----------|-----------|----------|------------------|----------------|------|----------------------------|
|                           |   |           |        |        |          | Utbörning | Provning | Kraft [kN]       | Spänning [MPa] |      |                            |
| 4 AM                      | B | 130       | 99     | 100    | 1695     | 060427    | 060529   | 152              | 19.35          |      | 2202                       |
| 4 PH                      | A | 20        | 99     | 100    | 1754     | 060427    | 060529   | 243              | 30.94          |      | 2279                       |
| 4 TM                      | B | 140       | 99     | 99.5   | 1774     | 060427    | 060529   | 260              | 33.44          |      | 2316                       |
| 4 TM                      | C | 240       | 99     | 100    | 1775     | 060427    | 060529   | 268              | 34.12          |      | 2306                       |
| 4 TV                      | B | 150       | 99     | 100    | 1732     | 060427    | 060529   | 335              | 42.65          |      | 2250                       |
| 4 TV                      | C | 250       | 99     | 100    | 1763     | 060427    | 060529   | 293              | 37.31          |      | 2290                       |
| 5 AM                      | B | 160       | 99.5   | 100    | 1774     | 060427    | 060531   | 255              | 32.47          |      | 2281                       |
| 5 TM                      | B | 140       | 99.5   | 100    | 1770     | 060427    | 060531   | 268              | 34.12          |      | 2276                       |
| 5 TM                      | C | 240       | 99.5   | 100    | 1773     | 060427    | 060531   | 293              | 37.31          |      | 2280                       |
| 5 TV                      | A | 20        | 99     | 100    | 1776     | 060427    | 060531   | 288              | 36.67          |      | 2307                       |
| 5 TV                      | B | 175       | 99     | 100    | 1765     | 060427    | 060531   | 268              | 34.12          |      | 2293                       |
| 6 KH                      | A | 10        | 99.5   | 100    | 1773     | 060427    | 060531   | 271              | 34.50          |      | 2280                       |
| 6 TM                      | B | 140       | 99.5   | 99.5   | 1691     | 060427    | 060531   | 213              | 27.39          |      | 2186                       |
| 6 TM                      | C | 240       | 99.5   | 100    | 1748     | 060427    | 060531   | 237              | 30.18          |      | 2248                       |
| 6 TV                      | A | 20        | 99     | 100    | 1763     | 060427    | 060530   | 247              | 31.45          |      | 2290                       |
| 6 TV                      | B | 120       | 99.5   | 100    | 1776     | 060427    | 060531   | 282              | 35.91          |      | 2284                       |
| 6 TV                      | C | 220       | 99.5   | 100    | 1765     | 060427    | 060531   | 269              | 34.25          |      | 2270                       |
| REF TC                    | A | 10        | 99     | 100    | 1682     | 060427    | 060530   | 294              | 37.43          |      | 2185                       |
| REF TC                    | B | 110       | 99     | 100.5  | 1741     | 060427    | 060530   | 229              | 28.87          |      | 2250                       |
| REF TC                    | C | 210       | 99     | 100    | 1763     | 060427    | 060530   | 256              | 32.59          |      | 2290                       |
| REF TM                    | A | 10        | 99     | 100.5  | 1728     | 060427    | 060530   | 262              | 33.03          |      | 2234                       |
| REF TM                    | B | 110       | 99     | 100.5  | 1758     | 060427    | 060530   | 241              | 30.38          |      | 2272                       |
| REF TM                    | C | 310       | 99     | 100.5  | 1768     | 060427    | 060530   | 262              | 33.03          |      | 2285                       |

### D.3 Sammanställning av resultat – kapillärsugningsförsök

Resultaten från kapillärsugningsförsök presenteras i Tabell D.4 ( $K$  – kapillaritet,  $m$  – motståndstal,  $r$  – skrymdensitet och  $P_{\text{kap}}$  – öppen porositet).

Tabell D.4 Resultat från kapillärsugningsförsök ( $K$  – kapillaritet,  $m$  – motståndstal,  $r$  – skrymdensitet och  $P_{\text{kap}}$  – öppen porositet)

| Prov       | $K$<br>[kg/(m <sup>2</sup> ·s <sup>1/2</sup> )] | $m$<br>[s/m <sup>2</sup> ] | $\rho$<br>[kg/m <sup>3</sup> ] | $P_{\text{kap}}$<br>[-] |
|------------|-------------------------------------------------|----------------------------|--------------------------------|-------------------------|
| 1-P M      | 0,019                                           | 4,7x10 <sup>7</sup>        | 2254                           | 13,8%                   |
| 1-P-M A    | 0,026                                           | 3,6x10 <sup>7</sup>        | 2198                           | 15,8%                   |
| 1-P-M B    | 0,025                                           | 3,4x10 <sup>7</sup>        | 2213                           | 15,1%                   |
| 2-K-H      | 0,028                                           | 3,5x10 <sup>7</sup>        | 2138                           | 16,9%                   |
| 2-K-H 1    | 0,023                                           | 3,6x10 <sup>7</sup>        | 2221                           | 14,7%                   |
| 2-K-H 2    | 0,022                                           | 4,2x10 <sup>7</sup>        | 2237                           | 14,3%                   |
| 2-P-H      | 0,019                                           | 4,7x10 <sup>7</sup>        | 2258                           | 13,3%                   |
| 3-P-M A    | 0,032                                           | 2,1x10 <sup>7</sup>        | 2199                           | 14,6%                   |
| 3-P-M B    | 0,019                                           | 5,4x10 <sup>7</sup>        | 2258                           | 13,5%                   |
| 3-P-M C    | 0,023                                           | 3,3x10 <sup>7</sup>        | 2254                           | 13,5%                   |
| 3-P-M D    | 0,019                                           | 4,1x10 <sup>7</sup>        | 2273                           | 10,7%                   |
| 4-A-M      | 0,039                                           | 2,9x10 <sup>7</sup>        | 2023                           | 21,3%                   |
| 4-P-H B    | 0,025                                           | 3,5x10 <sup>7</sup>        | 2232                           | 14,6%                   |
| 4-P-H C    | 0,024                                           | 3,9x10 <sup>7</sup>        | 2209                           | 15,2%                   |
| 5-P-H      | 0,036                                           | 1,8x10 <sup>7</sup>        | 2196                           | 15,3%                   |
| 5-P-H A    | 0,023                                           | 3,9x10 <sup>7</sup>        | 2216                           | 14,9%                   |
| 5-P-H B    | 0,024                                           | 3,5x10 <sup>7</sup>        | 2232                           | 14,4%                   |
| 5-P-H C    | 0,024                                           | 3,8x10 <sup>7</sup>        | 2211                           | 15,0%                   |
| 6-P-H A    | 0,026                                           | 3,1x10 <sup>7</sup>        | 2214                           | 14,6%                   |
| 6-P-H B    | 0,023                                           | 3,3x10 <sup>7</sup>        | 2254                           | 13,7%                   |
| 6-P-H C    | 0,019                                           | 4,5x10 <sup>7</sup>        | 2259                           | 12,7%                   |
| 6-P-H D    | 0,028                                           | 2,4x10 <sup>7</sup>        | 2234                           | 13,7%                   |
| 6-P-H E    | 0,027                                           | 2,1x10 <sup>7</sup>        | 2240                           | 12,8%                   |
| REF P-H    | 0,018                                           | 5,9x10 <sup>7</sup>        | 2156                           | 14,3%                   |
| REF P-H 1  | 0,027                                           | 5,3x10 <sup>7</sup>        | 2152                           | 14,5%                   |
| REF P-H 1* | 0,018                                           | 6,0x10 <sup>7</sup>        | 2167                           | 14,0%                   |
| REF P-H 2  | 0,018                                           | 5,9x10 <sup>7</sup>        | 2179                           | 13,9%                   |
| REF P-H 3  | 0,019                                           | 4,7x10 <sup>7</sup>        | 2166                           | 13,7%                   |
| REF P-H 4  | 0,020                                           | 4,5x10 <sup>7</sup>        | 2194                           | 13,7%                   |



## **Bilaga E      Slutsatser från workshop 2005-05-20**

### **E.1      Geoteknik och produktion/utförande**

Följande slutsatser drogs om geoteknik och produktion/utförande utgående från diskussion på workshop.

#### **Geoteknik**

- Design Principles (Soil Structure Interaction)
- Functional Requirements
- Leakage can cause ground water problems outside the D-wall
- Scandinavian Rock
- Water alternative to bentonite slurry

#### **Produktion/Utförande**

Factors with impact on quality and durability:

- Slurry control & design
- Water bars at joints
- Reinforcement cage & clear spacing (avoid multiple layers if it is possible)
- Good robust concrete mix (proven)
- BS: 20 min aggr. I WC 0.45; cement 400 kg
- Minimum concrete cover 75 mm
- Test panel(s)
- Work description for all joint inspection protocol
- Well engineered connections
- Remedial measures
- Communication! - Teamwork
- Non destructive testing

## E.2 Konstruktion och material

Följande slutsatser drogs om konstruktion och material utgående från diskussion på workshop.

- What kind of D-walls?
  - Cast in situ
  - Prefabricated
- Durability
  - Relevant degradation processes?
  - Consequences when durability is insufficient?
    - Influence on performance of structure
  - Service life design
  - Influence from supporting liquid
    - Bentonite slurry. 40 years experience.
    - Polymers liquid. Little (and bad) experience.
  - Supervising systems
    - Control of structure when it is in service
  - Lack of experience in Sweden

- Type of concrete used in D-walls?
  - Under water concrete
    - Special permission to use it?
  - Similarities with Self Compacting Concrete?
- Spacing of reinforcement
  - Problems to cast concrete?
  - Homogeneity of concrete?
- Bleed of concrete
  - Often cause problems

- Concrete properties
  - $w/c < 0.6$  (requirement in code)
    - $w/c = 0.5$  in Great Britain
    - How low can  $w/c$  be chosen?
  - Workability decides
  - Additives added
    - Different than SCC
  - Can SCC be used?
- Reinforcement
  - Amount of reinforcement in D-walls
  - Requirements for crack widths
  - Protecting wall on inside?
  - Lifting of reinforcement cages
    - Deformations during lifting
    - Not dangerous if steel is in elastic state
    - Connections between rebars?

- Concrete properties
  - $w/c < 0.6$  (requirement in code)
    - $w/c = 0.5$  in Great Britain
    - How low can  $w/c$  be chosen?
  - Workability decides
  - Additives added
    - Different than SCC
  - Can SCC be used?
- Reinforcement
  - Amount of reinforcement in D-walls
  - Requirements for crack widths
  - Protecting wall on inside?
  - Lifting of reinforcement cages
    - Deformations during lifting
    - Not dangerous if steel is in elastic state
    - Connections between rebars?

- Joints
  - Execution of joints
  - Watertightness?
    - Requirements in permanent structures?
  - Influence from bentonite slurry?
- Reinforcement in joints
  - Expensive solution
  - Influence on other things
    - Leakage through joints
    - Practical problems during execution

- Geotechnique and structural design
  - Soil testing
    - Higher demands for permanent structures?
  - Stability of diaphragm wall?
  - Demands on crack widths?
    - Depending on exposure on concrete surface
  - Covering wall in front of exposed surfaces
    - "Shelter" against chlorides, frost etc
    - Tightening of D-wall on inside
    - Aesthetics (e.g. with tiles)
  - Sign on moment
    - Changes during construction
    - Requirement on crack width during construction?
      - Watertightness? (Water retaining structures)

- Possibilities to inspect
  - High demands control before casting
  - Non destructive methods
  - Destructive methods
  - Inspection backside of panels difficult
    - Use inside as an indicator of state of backside
- Plan for measures?
  - Something goes wrong?
  - Manage errors?
  - Leakage through joints is planned for
  - Missing cover on backside of panel
    - Jet grouting on backside of wall

### Most important issues?

- Durability
  - Material properties achieved?
  - Possibility to make inspections?
    - Realistic? Instead high demands on control before casting.
    - Electric supervision systems connected to reinforcement?
- Material properties
  - Effect from supporting liquid?
- Tolerances
  - Make sure that they are sufficient
- Joints
  - Connection between panels
  - Leakage
- Plan for measures
  - Plan B (is it necessary?)

### Göta Tunnel tests

- Test of anchorage tests at Göte Tunnel
  - Can be questioned
  - Are they representative?
    - Concrete specimens
    - Laboratory tests
- Concrete strength
- Chloride migration
  - Accelerated method (chloride migration coeff.)

## **Bilaga F      Enkätssammanställning**

### **F.1      Byggherrens/ägarens erfarenheter**

#### **F.1.1      Frågor**

1. Have You ever used diaphragm walls as part of a permanent structure

If the answer of question 1 is no please proceed to question no 2, if yes proceed to Question no 3 and the following questions

2. What is the main reason for not using PDW
3. For which type of structures have You used PDW
4. What is the age of Your PDW:s
5. Do You have any specific codes or requirements for design and construction of PDW
6. What is Your experience of the durability regarding the following aspects
  - leakage of water throw through the walls
  - tightness of joints
  - corrosion of reinforcement
  - other type of damages
7. Have Your PWD:s required unnormal maintenance or repair costs.

#### **F.1.2      Svar**

##### **F.1.2.1      Banverket Danmark**

1. Yes, but only in few cases, see below. Only one recent example. The reason for that is directly linked to a bridge collapse approx. 30 years ago where Franki piles were used. The collapse was due to poor workmanship of those piles.
2. -
3. A study was performed related to on-shore construction works of the Øresund Link on the Danish side approx. 15 years ago. But at the end the method of PDW was not chosen.
  - Parking basement, Israels Plads, Copenhagen (30-40)
  - Parking basement, Magasin du Nord, Copenhagen (30-40)
  - Basement Danske Bank, Bremerholm, Copenhagen (30-40)
  - Frederikssundsvej tunnel, Copenhagen (30-40)
  - Shaft Refshalevej for CTR tunnel (20)
  - Metro station Islands Brygge, Copenhagen (5)
4. Approx. age is given in brackets under point 3
5. No.
6. We are not aware of specific problems related to the structures mentioned above
7. Not as far as we are informed.

#### **F.1.2.2 Banverket Finland**

1. We have not used Permanent Diaphragm Walls in any case.
2. Probably the only reason has been that as far as I know PDW's are not commonly used in Finland. (I don't know if there are any contractors who have the knowledge or equipment for building PDW's).

#### **F.1.2.3 Banverket Kroatien**

We really not have any owner experineces with use of PDW. Maybe our contractors have some independents experiences with use of PDW, but I must do research about this problem if it is important for you?

#### **F.1.2.4 Banverket Frankrike**

- 1 - Yes
- 2 - /
- 3 - Types of structures :
  - Covered trenches
  - Hoppers
  - Retaining screens
  - Structures of parking (for exemple)
- 4 - Using PDW began about 1970
- 5 - Specific codes or requirements:

**Ministerial rules:**

- For design: fascicule 62 titre V du CCTG
- For works: fascicule 68 du CCTG

**Ministerial recommendations: [www.setra.fr](http://www.setra.fr) (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes)**

**Standarts : (for works) NF EN 1538 « exécution des parois moulées » [www.afnor.fr](http://www.afnor.fr)**

**French railways : specifics rules :**

- After completion: limitation of the horizontal displacements of the diaphragm walls.
- During works, near the railway line (trains are very aggressive for the faces of the drillings):
  - No train during the excavations;
  - Alternates excavations (like piano keys);
  - Limitation of the excavation length;
  - Tests for the stability of the drilling faces;
  - Keep a constant watch over the level of the excavation fluid;
  - Surveillance of the line level.

**6 - Issues (durability,...), disadvantages:**

- (sometimes) water infiltrations through the joints;
- defects on the diaphragm walls and the horizontal slabs may occur;
- (sometimes) diversion of the line;
- the facing appearance after earth-moving may require a processing;

**7 - Unusual maintenance or repair: no**

#### **F.1.2.5 Banverket Italien**

1. In Italy diaphragms are used as vertical structures to solve both static and hydraulic problems. These kinds of structures can be of two types:
  - Single prefabricated elements (sheet piles)
  - Elements built in construction sites (pile and micro-pile diaphragms, continuous diaphragms).
  - This kinds of structures can be used both for temporary and permanent works. In RFI there are several applications of diaphragms used as permanent structures.
2. -
3. RFI used diaphragms as permanent walls in these kinds of applications:
  - Single prefabricated elements (sheet piles)
  - In big and medium excavations: the typical Italian application consists in using diaphragms as walls of the launching tanks and ramps of railway underways. These walls can be used with or without tension rods. In RFI the use of tensions rods is possible only for structures whose structural failures would not compromise the safety of the railway lines.
  - It is possible to find several applications in the underways built in the Milano – Venezia line (continuous diaphragms).
  - In small excavations without tension rods: the typical Italian application consists in using diaphragms as walls for lines in cutting (trench). In this case it is possible to find lots of applications (example: Domodossola – Novara line).
  - As walls of silos. It is possible to find an application in the railway Station of San Remo (pile diaphragms with tensions rods).
  - As walls of artificial tunnels. It is possible to find an application on the Roma – Viterbo line.
4. The oldest permanent diaphragm walls RFI built are 15-20 year old.
5. RFI has specific requirements for the designing and construction of diaphragm walls. They are contained both in the directions of “RFI Tariffs” and in the “RFI Manual of Design”.

6. The following:

- We had some leakage problems in pile diaphragms and panel diaphragms built without using water stoppers.
- We had no problems related to the tightness of joints.
- We had some problems of corrosion in diaphragms built without using the hydro milling machine.
- We had some problems in building perfectly vertical diaphragms (especially in very depth walls).

7. Usually we do not have maintenance problems when we take care of the points in question n.6

#### **F.1.2.6 Banverket Slovakien**

1. No
2. The Permanent Diaphragm Walls are used mainly by structural engineering for example of road building in the populous agglomeration, in case of prevention the waters into the building ground and in the excavation. At the railway construction until now it wasn't really used. Exception is the PDW using at the beginning of the 80es in marshalling yard Teplicka. In the future will be used the PDW by the new construction of the rail station Bratislava Filialka who will be situated in the middle of the city Bratislava.
3. Look at the answer above
4. As I already mentioned in the answer No. 2, it was used for the first time 25 years ago.
5. We haven't any specific codes or requirements for design yet.
6. Whereas the PDW technology is not used for rail construction damages are not studied.
7. No

#### **F.1.2.7 Banverket Storbritanien**

1. Yes – As a designer but not an owner.
2.
  - Where there is no requirement for basement construction
  - watertightness is not critical
  - where the cost is prohibitive.
3.
  - Deep basement construction.
  - Below ground stations.
  - Cut and cover tunnels.
  - Watertight construction generally.
4. Within last 30 years.

5.
  - Highways Agency Design Manual for Roads and Bridges (DMRB) – BD42/00 Design of Embedded Retaining Walls and Bridge Abutments.
  - BS8002:1994- Earth Retaining Structures.
  - BS8004:1986-Foundations
6.
  - Standards of construction of water barriers.
  - Limitation on movement between adjacent wall panels.
  - Concrete specification, cover to reinforcement, corrosion protection to reinforcement.
  - Control of thermal and shrinkage cracking in immature and mature concrete.
7.
  - Ground conditions e.g. degree of support to open excavation and design earth pressures.
  - Need to repair honeycombed and voided concrete occurring during construction.
  - Inadequate fixing of waterbar or tearing during construction.

#### **F.1.2.8 Banverket Tjeckien**

1. No, we have not use diaphragm walls as part of a permanent structure.
2. We have not use diaphragm walls because it is not preferred technology of our suppliers.
3. -
4. -
5. No, we have not.
6. –
7. We have interest to receive results of this questionnaire. Thank you very much.

#### **F.1.2.9 Banverket Tyskland**

DB AG normally don't use diaphragm walls for permanent structures. Usually the diaphragm walls are used for temporary waterproof boards of building pits just as sheet piling, boring piles or freezing walls.

Now our buildings beneath the ground water level (such as tunnels) normally are built with water proof extension. So it is not necessary to have diaphragm walls with permanent function. Sometimes we use diaphragm walls for the construction time to protect the pits from water.

#### **F.1.2.10 Banverket Österrike**

1. it is standard to use PDW ("Schlitzwände") for ÖBB buildings;
2. -
3. we use PWD especially for urban railway tunnels and bridges, for long undercrossings or as foundation element;



4. the oldest constructions with PWD are approximately 30 years old;
5. we have codes (Önorm EN 1538), guidelines ([www.concrete-austria.com](http://www.concrete-austria.com)) and texts to call for tender (Leistungsbeschreibung Bahnbau LG17: [www.regelplanung.at](http://www.regelplanung.at), RVS 7B.05.6: [www.fsv.at](http://www.fsv.at));
6. we get tightness with a second construction in between the diaphragm walls ("Wannenkonstruktion"), but we also have a guideline for water tight PDW ([www.concrete-austria.com](http://www.concrete-austria.com)). There are definitions for several tightness standards. For railway constructions we use class A1;
7. up to now there are no experiences in unusual maintenance and repair.

## **F.2 Entreprenörens erfarenheter**

### **F.2.1 Orientering**

Till entreprenörerna skickades frågor i olika omgångar där den första enkäten var av ett mer övergripande slag motsvarande den för byggherren/ägarna i avsnitt F.1.1, se avsnitt F.2.2 . I ett senare skede skickades även mer detaljerade frågeställningar av teknisk natur, se avsnitt F.2.4.

### **F.2.2 Frågor - övergripande**

1. How many years of experience do You have from installation of DW:s
2. In which countries have You installed DW:s
3. How big part of the installed DW:s are permanent structures
4. Which of the following factors have according to Your experience a major impact on the quality of the PDW
  - Geological conditions
  - Type of slurry and handling of the slurry
  - Engineering of reinforcement
  - Type of concrete and concrete mix
  - Type of joints
  - Other factors
5. Please explain if possible the reasons for Your priorities
6. Which are normally the contractual requirement on the water tightness of the PDW
7. Which are the major differences between temporary and permanent DW:s with respect to quality requirements and construction procedures.
8. Is extensive repair work of the installed DW often necessary in order to comply with the contractual requirements

### **F.2.3 Svar – övergripande frågor**

#### **F.2.3.1 Entreprenör Brückner Grundbau, Tyskland**

1. Brückner Grundbau GmbH has approx. 30 years of experience in the installation of DW:s
2. Germany, Austria, Belgium, France, Poland, The Netherlands, United Kingdom
3. Approx. 80 %
4. Geological conditions  
yes, some impact  
Type of slurry and handling of the slurry  
yes, major impact  
Design and engineering of reinforcement  
yes, major impact  
Type of concrete, concrete mix, type of cement and admixtures  
yes, major impact  
Type of joints  
yes, major impact  
Other factors  
yes, many more factors have impact, e.g. site logistics, qualification of personnel, cooperation of parties involved, decision making processes
5. Damp patches are allowed, but no running water.
6. Exposition classes of the concrete, cover of reinforcement, distances between reinforcing bars, joint systems, geometrical construction tolerances
7. Remedial actions have been required in a minor percentage of cases, e.g. where filter cake was not fully removed from joint surfaces or improperly designed reinforcement was impeding concrete flow or delivery of concrete was interrupted Grouting of joints for improved water tightness was normally sufficient
8. Yes, Brückner Grundbau regularly performs detailed quality controls (see for instance our method statement), according to relevant Standards and specific QS-plans provided for every project

### **F.2.4 Frågor - detaljerade**

#### **F.2.4.1 Orientering**

De detaljerade frågoenkäterna skickades ut i två versioner – en omfattande och en reducerad. Den senare bygger på den förra, dock med ett antal frågeställningar borttagna. Av dessa har Brückner Grundbau och Bauer Spezialtiefbau svarat på den omfattande frågeställningen medan Zueblin gett svar på den mindre omfattande enkäten. Samtliga detaljerade frågor är ställda på tyska. Nedan ges dock den ursprungliga svenska versionen av frågoenkäterna

### F.2.4.2 Detaljerad frågeenkät – omfattande

#### 1. **Betongmaterial**

- a) Vilket vattencementtal (vct) har den betong som normalt används?
- b) Anpassas betongens vct efter slitsmurens utformning, exempelvis högre vct vid slitsmurar med större armeringsmängder?
- c) Används lufttillsättning till betong i slitsmurar? Kan detta leda till några problem för bearbetbarheten hos betongen?
- d) Enligt EN 1538 finns det risk att den övre delen av slitsmurens betong består av en lägre kvalitet. Avlägsnas alltid den, potentiellt sämre, övre delen av slitsmuren? Om ja, hur stor del tas normalt bort?

#### 2. **Gjutning**

- a) I litteraturen finns rekommendationer att gjutrören ska placeras närmare panelens ände för att därmed säkerställa en god gjutkvalitet där. Har ni några erfarenheter om detta har någon effekt eller inte?
- b) I DIN 4126 anges att gjuthastigheten ska vara 3-10 m/s. Är detta för att säkerställa att bentonitslurry inte blandas med betongen under gjutningen?

#### 3. **Bentonitslurry**

- a) Upplevs det som ett problem att bentoniten kan sammanblandas med betongen och därmed påverka dess egenskaper?
- b) Om ja, vad görs för att handskas med detta potentiella problem?

#### 4. **Armeringskoppling mellan slitsmurspaneler**

- a) Förekommer det i Tyskland slitsmurar med genomgående armering?
- b) Om ja, i vilken typ av projekt används detta? Referensobjekt?
- c) Hur besvärligt är det att bygga på detta sätt?
- d) Upplevs det som att denna typ av koppling ger nya problem vad gäller exempelvis gjutkvalitet och/eller täthet i fogen?

#### 5. **Armeringskoppling mellan slitsmurspanel och anslutande platta**

- a) Vilken lösning föredras för att koppla samman slitsmurspanel med anslutande platta?
- b) Hur löses armeringskopplingen i ett fall där armeringskorgen hamnar för högt upp eller för långt ned?
- c) De vertikala toleranskraven på armeringskopplingarnas placering är enligt EN 1538  $\pm 70$  mm. Krav på täckande betongskikt samt kopplingens styrka bör rimligen inte ändras varför vi tolkar detta som att den anslutande plattan i princip kan bli upp till 140 mm tjockare än vad som nominellt var tänkt.  
Används dessa toleranser i praktiken eller sätter beställaren/konsulten/entreprenören upp hårdare krav?

#### 6.

## **Lockutförande**

- a) I Tyskland verkar lockutförandet vanligt. Hur utförs anslutningsarmeringen mellan slitsmur och lock? Borras den in på efterhand?
- b) Förekommer enskalg utförande (slitsmur som innervägg)?
- c) Efterbehandlas väggytan (tex. Fräsa, bila)?
- d) Varför föredras tvåskalig utförandet?

## **7. Prefabricerade slitsmurspaneler**

- a) När används prefabricerade slitsmurspaneler (syftar på hela paneler och inte på foglelement)?
- b) Vilka kriterier är det som styr att prefabricerade element är att föredra i vissa tillfällen?
- c) Vilka begränsningar på slitsmurens storlek innebär användandet av prefabricerade element?
- d) Referensobjekt där prefabricerade element använts?

## **8. Förspänning av slitsmurspaneler**

- a) Förekommer det att slitsmurar förspänns i sin vertikala riktning (med syfte att kontrollera sprickbredder)?
- b) Om ja, hur mycket ökar detta komplexiteten i utförandet?

## **9. Kontroll av materialegenskaper**

- a) I Sverige tas materialprover ut på permanenta konstruktioner efter färdigställande för kontroll av både hållfasthet som frostbeständighet. Gör man något liknande i Tyskland?
- b) Om ja, finns det möjlighet att komma åt sådan materialdata i efterhand via exempelvis entreprenörer, betongtillverkare och/eller beställare?
- c) Upplevs det som att materialhållfastheten och/eller beständigheten hos betongen försämrats i en slitsmur jämfört med en "normal" betongkonstruktion gjuten ovan mark?

## **10. Sprickbreddskrav**

- a) Har man i Tyskland några krav på tillåten sprickbredd i slitsmuren under det temporära byggskedet? Är exempelvis de krav på sprickbredd med avseende på täthet aktuella även i byggskedet?

## **11. Täckande betongskikt**

- a) Hur säkerställs att det täckande betongskiktet enligt EN 1538 uppfylls?
- b) Hur sker placeringen av en armeringskorg i en slits, söker man placera korgen mot ena sidan av slitsen eller placeras den i slitsens mitt?

## **12. Täthet**

- a) Upplevs slitsmurens täthet som ett stort problem?
- b) Om ja, när upplevs problematiken vara störst? Under byggskedet eller efter ett antal år?

- c) Hur säkerställer man vattentäta gjutfogar?
- d) Används dubbla fogband??
- e) Används fogband som det i efterhand är möjligt att täta i efterhand medels injektering?
- f) Finns det några andra typer av förebyggande åtgärder som används för att säkerställa en tät konstruktion?
- g) Om täthetsproblem uppstår, hur handskas man då med dessa?

#### **F.2.4.3 Detaljerad frågeenkät – reducerad**

##### **1. Betongmaterial**

- a) Vilket vattencementtal (vct) har den betong som normalt används?

##### **2. Bentonitslurry**

- a) Upplevs det som ett problem att bentoniten kan sammanblandas med betongen och därmed påverka dess egenskaper?

##### **3. Armeringskoppling mellan slitsmurspaneler**

- a) Förekommer det i Tyskland slitsmurar med genomgående armering?
- a) Om ja, i vilken typ av projekt används detta? Referensobjekt?
- b) Upplevs det som att denna typ av koppling ger nya problem vad gäller exempelvis gjutkvalitet och/eller täthet i fogen?

##### **4. Armeringskoppling mellan slitsmurspanel och anslutande platta**

- a) Vilken lösning föredras för att koppla samman slitsmurspanel med anslutande platta?
- b) Hur löses armeringskopplingen i ett fall där armeringskorgen hamnar för högt upp eller för långt ned?
- c) De vertikala toleranskraven på armeringskopplingarnas placering är enligt EN 1538  $\pm 70$  mm. Krav på täckande betongskikt samt kopplingens styrka bör rimligen inte ändras varför vi tolkar detta som att den anslutande plattan i princip kan bli upp till 140 mm tjockare än vad som nominellt var tänkt.  
Används dessa toleranser i praktiken eller sätter beställaren/konsulten/entreprenören upp hårdare krav?

##### **5. Prefabricerade slitsmurspaneler**

- a) När används prefabricerade slitsmurspaneler (syftar på hela paneler och inte på foglement)?
- b) Vilka kriterier är det som styr att prefabricerade element är att föredra i vissa tillfällen?

##### **6. Förspänning av slitsmurspaneler**

- a) Förekommer det att slitsmurar förspänns i sin vertikala riktning (med syfte att kontrollera sprickbredder)?

##### **7.**

### Kontroll av materialegenskaper

- a) I Sverige tas materialprover ut på permanenta konstruktioner efter färdigställande för kontroll av både hållfasthet som frostbeständighet. Gör man något liknande i Tyskland?
- b) Om ja, finns det möjlighet att komma åt sådan materialdata i efterhand via exempelvis entreprenörer, betongtillverkare och/eller beställare?

### 8. Sprickbreddskrav

- a) Har man i Tyskland några krav på tillåten sprickbredd i slitsmuren under det temporära byggskedet? Är exempelvis de krav på sprickbredd med avseende på täthet aktuella även i byggskedet?

### 9. Täthet

- a) Upplevs slitsmurens täthet som ett stort problem?

## F.2.5 Svar – detaljerade frågor

### F.2.5.1 Entreprenör Bauer Spezialtiefbau, Tyskland

Följande svar har getts av Müller (2006) på frågorna i avsnitt F.2.4.2.

#### 1. Betonmaterial

- a) [1] Welchen Wasser/Zementwert hat der üblicherweise verwendete Beton?  
**W/Z < 0,60**
- b) [3] Wird der W/Z Wert an die Schlitzwandkonstruktion (SW) angepasst? z.B. höherer W/Z Wert bei größeren Bewehrungsmengen?  
**Nein, die erforderliche Fließfähigkeit wird durch geeignete Zusatzmittel wie z.B. Betonverflüssiger und dem entsprechenden Größtkorn erreicht.**
- c) [2] Wird Luftporenbilder im Beton für SW verwendet? Kann dies zu Problemen bei der Verarbeitung führen?  
**Nein, bis heute werden im Unterwasserbetonbereich keine LP-Mittel eingesetzt! Erfahrungen liegen bis dato in Deutschland nicht vor!**
- d) [3] Gemäß EN 1538 hat der Beton an der oberen Kante der SW schlechtere Qualität. Wird hier immer abgestimmt? Und, wenn ja, wie groß ist dieser Teil üblicherweise?  
**i.d.R. wird abgestimmt; ca. 1/2 der Schlitzwandbreite (in Meter) - ist abh. von der Dimensionierung der Wand und dem Baugrund (Bodenprofil) => "Blutgefahr".**

#### 2. Betoniervorgang

- a) [2] In der Literatur wird empfohlen, das Betonierrohr näher an der Elementfuge zu platzieren um eine höhere Betonqualität in der Nähe der Fuge sicherzustellen. Stimmt diese Information?

**in abh. von der Lamellenbreite müssen die Anzahl und die Stellung der Betonier-/Schüttrohre gewählt werden.**

- b) [2] In der DIN 4126 wird als Betoniergeschwindigkeit 3-10 m/s angegeben. Wird dadurch die Vermischung von Beton und Bentonit verhindert?

**Gründe für Vorgabe der Betoniergeschwindigkeit: z.B. um zu verhindern, daß sich Feinteile (Schluff, Sand) aus der Bentonitsuspension absetzen und zwischen dem Beton von zwei Betonierschritten legen können**

### **3. Bentonitstützflüssigkeit**

- a) [1] Wird die Vermischung von Bentonit und Beton und die damit verbundenen Änderungen der Eigenschaften des Betons in der praktischen Ausführung als Problem gesehen?

**Eine Vermischung von Bentonitsuspension und Beton sollte verhindert werden. Ziel ist es, daß die während die Feinteile des Baugrundes (Schluff, Sand) die während des Löse- oder Fördermechanismus in die Bentonitsuspension eindringen in derselbigen "schweben" bleiben. Anschließend werden die in Schwebel befindlichen Feinteile sukzessiv - durch den Einbau des Betons im Kontraktorverfahren - nach oben bewegt.**

- b) [2] Wenn ja, wie wird dieses Problem in der Praxis gehandhabt?

**z.B.: durch Einbau des Betons im Kontraktorverfahren; Betonierrohr muss immer ausreichend tief im Beton stehen bleiben; Benutzung eines Betonierballes zu Beginn der Betonage um Entmischung zu verhindern; entsprechende Einstellung / Kontrolle usw. der Bentonitsuspension, des Betonspiegels usw..**

**Entscheidend ist auch ein ausreichender Dichteunterschied zwischen Bentonitsuspension und Frischbeton um Vermischung zu verhindern!**

### **4. Verbindung zwischen SW-Elementen**

- a) [1] Werden in Deutschland SW mit durchgehender Horizontalbewehrung ausgeführt?

**Schlitzwände mit durchgehender Horizontalbewehrung werden in Deutschland generell nicht ausgeführt.**

- b) [1] Wenn ja, bei welcher Art von Projekten wird dies benutzt, gibt es Referenzobjekte?

- c) [2] Wie schwierig ist diese Bauweise?

- d) [1] Führt diese Bauweise zu zusätzlichen Problemen, z.B. Betonqualität oder Dichtigkeit der Fugen?

**Diese Bauweise kann mit hoher Wahrscheinlichkeit zu Problemen der Betonqualität und Dichtigkeit, aufgrund des hohen Bewehrungsgehaltes im Überschneidungsbereich der einzelnen Schlitzwandelemente führen.**

#### 5. Verbindung zwischen SW-Elementen und angeschlossenen Platten

- a) [1] Welche Art der Verbindung wird bevorzugt? Eingespannt oder gelenkig? Umgebogene Bewehrung oder Schraubverbindungen?

**beide Varianten sind verbreitet**

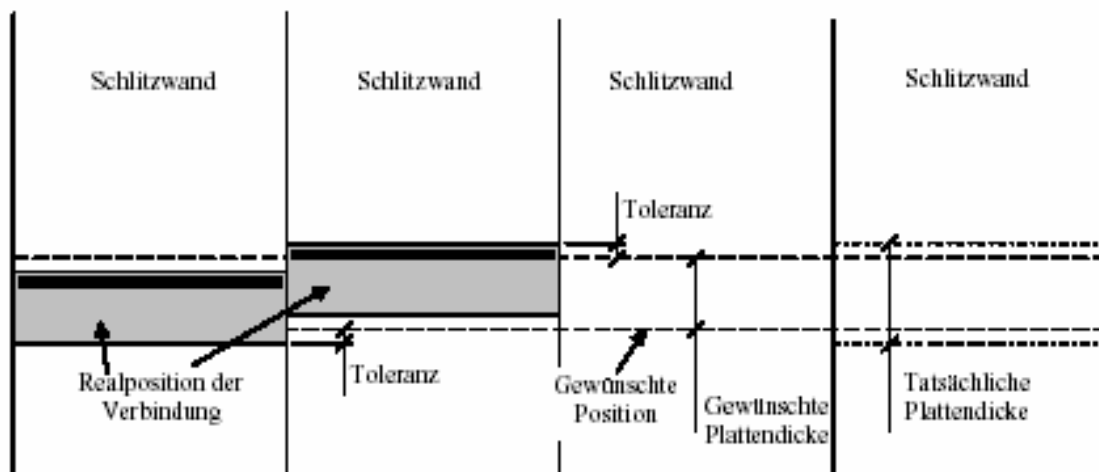
- b) [1] Wie werden Abweichungen in der Höhe gehandhabt?

**Einbau der Körbe entsprechend Vorgaben; zu berücksichtigen sind unvermeidbare Toleranzen in verschiedenen Gewerken/Schritten: Leitwand Oberkanten; Toleranzen in den Bewehrungskörben; Toleranzen in der Einbaugenauigkeit der Bewehrungskörbe.**

- c) [1] Gemäß EN 1538 ist die maximale Höhentoleranz  $\pm 70$  mm. Wenn die vorgeschrieben Betondeckung und Plattenstärke nicht reduziert werden, müsste die Platte bis zu 140 mm dicker werden (siehe Skizze). Gelten diese Toleranzen auch in der Ausführung oder wird dort genauer gearbeitet?

**Generell ist es sinnvoll gewisse bautechnische Einbautoleranzen in die Planung von vornherein zu berücksichtigen.**

**Der Einbau der BEwehrungskörbe und damit verbunden die Lage von vorgefertigten Anschlusselementen kann in der Regel mit einer Genauigkeit von  $\pm 5$  cm in der Höhnelage aus bauausführender Sicht gewährleistet werden.**





## 6. Deckelbauweise

- a) [3] In Deutschland scheint die Deckelbauweise sehr üblich zu sein. Wie wird die Anschlussbewehrung in der SW für den Deckel praktisch ausgeführt? Nachträgliches einbohren?

**Nachträgliches Einbohren der Anschlussbewehrung ist eher ein übliches Verfahren.**

**Die Anschlussbewehrung für die Deckelkonstruktion wird üblicherweise in die Bewehrungskörbe der Schlitzwand eingearbeitet.**

**Die Anschlüsse erfolgen meistens über Lentonmuffen, welche durch Styroduraussparungen im Bewehrungskorb der Schlitzwand geschützt sind. Größe und Gestaltung dieser Styroduraussparungen sind für die Betonqualität im Bereich des Deckelaufagers von entscheidender Bedeutung.**

- b) [3] Kommt es vor, dass in einschaliger Bauweise (Schlitzwand als Innenwand) gebaut wird?

**Ja, aktuelles Beispiel ist das Projekt München, U-Bahn Linie 3 Nord Los 2; Schlitzwandarbeiten noch bis April 2006 zu besichtigen.**

- c) [3] Wird die Wandoberfläche der SW nachbehandelt (z.B. Fräsen, Stemmen)

**in abh. vom späteren Nutzen der Wand: abstemmen des oberen Bereiches (Anschlußbewehrung freilegen usw.) und abfräsen der Ansichtsfläche.**

- d) [3] Warum wird die zweischalige Bauweise (mit separater Innenwand) bevorzugt?

**Die zweischalige Bauweise hat generell zwei entscheidende Vorteile:**

- 1. Es wird im Endzustand des Bauwerkes eine höhere Dichtigkeit erzeugt. Die Innenansichtsflächen haben eine höhere Qualität und Unebenheiten zwischen den einzelnen Schlitzwandlamellen können besser ausgeglichen werden.**
- 2. Die Teilung in Außenschale (Schlitzwand) und Innenschale (Vorsatzschale) führt aus statischer Sicht meistens zur Möglichkeit die Wandstärke der Schlitzwand zu reduzieren.**

## 7. Fertigteile in Schlitzwänden

- a) [1] Wann werden Fertigteile als SW-Elemente benutzt? (Nicht als Fugenstücke, sondern als Hauptelement)

**Sehr selten; meistens zu teuer und schwer!**

- b) [1] Welche Kriterien sind ausschlaggebend wenn Fertigteile bevorzugt werden?

**Beton: Preis; Verfügbarkeit; Logistik**

- c) [2] Ist die Größe der SW mit Fertigteilen begrenzt?

**Ja, ab einer bestimmten Größe (Breite/Tiefe/Länge) sind die Fertigteile schwer abzuladen, einzubauen usw.. Welche Möglichkeiten bietet das Straßennetz um entsprechend große Teile per LKW anzuliefern? Welche Lasten kann ich temporär - wenn Fertigteile gestossen werden müssen - auf der Leitwand abhängen ohne das diese einbricht.**

- d) [2] Gibt es ein Referenzobjekt?

**Konkurrenz?**

## **8. Vorgespannte Schlitzwandelemente**

- a) [1] Werden SW in vertikaler Richtung vorgespannt (um Rissbreiten zu kontrollieren)?

**Nein, Schlitzwände werden in vertikaler Richtung generell nicht vorgespannt.**

- b) [2] Wenn ja, wird die Ausführung komplexer?

**Mit Sicherheit wird eine vorgespannte Ausführung komplexer und kostenintensiver.**

## **9. Kontrolle der Materialeigenschaften**

- a) [1] In Schweden werden Proben von permanenten Konstruktionen genommen um Festigkeit und Frostbeständigkeit zu kontrollieren. Wird dies in Deutschland auch gemacht?

**In Deutschland wird an Schlitzwänden überwiegend die einaxiale Druckfestigkeit und die Wasserindringtiefe (WU) geprüft! Von Rückstellproben (Probewürfeln) die aus den Fahrmischern genommen werden. Die Frostbeständigkeit wird durch die Rezeptur/das Mischungsverhältnis bestimmt und hat in der Regel keine Bedeutung, da die Schlitzwände üblicherweise nicht im Frostbereich liegen!**

- b) [1] Wenn ja, gibt es eine Möglichkeit an diese Materialdaten zu kommen, z.B. von Bauherren / ausführenden Unternehmen / Betonhersteller?

**Festsbetondaten sind i.d.R. über die Transportbetonhersteller & ausführenden Unternehmen erhältlich.**

- c) [3] Wird die Betonqualität in SW als schlechter wahrgenommen als in „normalen“ Konstruktionen?

## **10. Rissbreitenbeschränkung**

- a) [1] Gibt es in Deutschland eine Rissbreitenbeschränkung in der Bauphase?

**In Deutschland wird mit der Rissbreitenbeschränkung unterschiedlich verfahren. In den meisten Fällen wird die Rissbreitenbeschränkung mit  $w_{\text{cal.}} = 0,3 \text{ mm}$  für den Bauzustand und gleichzeitig für den Endzustand festgelegt.**

#### **11. Betondeckung**

- a) [3] Wie wird sichergestellt, dass die vorgegebene Betondeckung eingehalten wird?

**Der Beton (Korngröße) wird entsprechend der Bewehrung (kleinster Abstand zw. den Eisen) gewählt; die Abstände der Bewehrungskörbe zum Baugrund werden mittels Abstandshalter gewährleistet.**

- b) [2] Wie wird der Bewehrungskorb in der Schlitzwand platziert, in der Mitte des Schachtes oder wird gegen eine Schachtwand gestellt.

**Um eine entsprechende Betonüberdeckung zu erzielen meistens zentriert.**

#### **12. Dichtigkeit**

- a) [1] Wird die Dichtigkeit der SW als großes Problem wahrgenommen?

**Nein, jedoch müssen - je nach Vorgabe - die entsprechenden Maßnahmen eingehalten und kontrolliert werden.**

- b) [2] Wenn ja, wann ist das Problem größer, während der Bauphase oder nach einigen Jahren?

- c) [2] Wie stellt man üblicherweise wasserdichte Fugen in SW her?

**Entsprechendes Fugensystem wählen: Rohr, Fertigteil, Flachfugensystem**

**Einbau von Fugenband - im vorliegenden Fall sinnvoll? ... machbar?**

**drückendes Grundwasser?**

**welches Fugensystem? Rohr => Einbau von Fugenband nicht möglich, ....**

**säubern der Fuge (Umlaufbeton, ...) , bevor Nachbarlamelle hergestellt wird usw.**

- d) [2] Werden doppelte Fugenbänder benutzt?

**sehr selten; ist abh. von der Breite der Wand.**

- e) [2] Werden Injektionsschläuche generell vorgesehen?

**Nein; nur wenn LV-Text dies verlangt.**

- f) [3] Gibt es andere Vorkehrungen um dichte Konstruktionen sicherzustellen?

- g) [3] Welche Maßnahmen werden getroffen, wenn Undichtigkeiten auftreten?

**in abh. vom Problem: verbleichen; durch die Wand bohren und von hinten injizieren u.ä.**

### **F.2.5.2 Entreprenör Brückner Grundbau, Tyskland**

Följande svar har getts av Linder (2006) på frågorna i avsnitt F.2.4.2

- Ad 1.a) Standard concrete mixes would have W/C-ratios from 0.48 to 0.55, special mixes may require lower W/C-ratios
- Ad. 1.b) For multi-layer reinforcement cages and close spacing of reinforcing bars, higher consistency of concrete is required. This is, however, not normally achieved by increasing the W/C-ratio, but by increasing the content of lime and fines plus use of suitable additives.
- Ad 1.c) There is little or no use of air entraining admixtures in Germany, as most diaphragm walls are not exposed to frost. Experience shows that air entraining admixtures may have an adverse effect on the workability of concrete when cast by tremie method at greater depths and increased ambient hydrostatic pressures.
- Ad. 1.d) The zone of concrete of inferior quality and/or contaminated with bentonite slurry is normally amounting to 20 cm to 30 cm. In addition, due to casting by tremie method, the concrete surface will be uneven and not levelled. Therefore, we are allowing a minimum of 30 cm to 50 cm of additional concrete height above cut-off level.
- Ad. 2.a) The statement is correct. The provision aims at increasing the scavenging effect in the joint area.
- Ad. 2.b) The recommended rates are between 3 to 10 m/hr.

Risks of lower rising rates are quality defects due to reduced workability of concrete.

Note that all fresh concrete has to mix with that cast before and that inclusions of bentonite mud or contaminated concrete are likely in case of very slow rise of concrete or delays. DIN 4126 is therefore limiting interruptions to max. 30 minutes.

At higher rates quality risks may arise of bentonite not completely displaced in areas of tight or multi-layered reinforcement or at joints.

- Ad. 3.a) Mixing of concrete with slurry or mud might create defects of the wall regarding
- strength and durability,
  - bond of concrete to reinforcement,
  - corrosion of reinforcement,
  - leakages at joints and in areas of tightly spaced reinforcements.
- Ad. 3.b) Design, construction and quality assurance have to be appropriate. Key issues are
- maintenance of bentonite slurry,
  - thorough cleaning after excavation,
  - good reinforcement design (distances, bar diameters, max. double layered cages, box-outs, bar concentrations at splices, etc.),

- location(s) and immersion depth(s) of tremie pipe(s),
- concrete mix consistency and workability,
- steady placement process.

Ad. 4.a) Only in very special situations, most seldomly.

Ad. 4.b) ?

Ad. 4.c) Very complicated and risky regarding wall integrity (exchange of bentonite slurry, concrete flow), and in situations of overbreak (concrete flowing around the connection elements).

Ad. 4.d) Defects and problems are likely regarding concrete quality and water-tightness. We prefer wall design having

- clear and simple geometry,
- good reinforcement cage design,
- usage of indentations (shear) and water stops, if required.

Note: complicated wall systems are more difficult should remedial measures be necessary in case of defects.

Ad. 5.a) Both kinds of connections are possible, preferred are such with couplings.

Ad. 5.b) Positioning of cages and maintaining in position with special hanger bars (loops) together with precise manufacturing of cages.

Ad. 5.c) The case of up to 140 mm vertical difference between adjacent cages is considered too pessimistic. Good practice should allow +/- 40 mm, i.e. a total of max. 80 mm.

Ad. 6.a) The connecting bars are already incorporated in the reinforcement cage and should have sufficient lap length for splicing above the cut-off level, otherwise couplings or connection by welding might be necessary.

Ad. 6.b) Single layer walls are frequent for traffic structures and car parks exposed to low to medium hydrostatic water pressures or in ground of low permeability.

Ad. 6.c) Both methods are used for trimming of wall surfaces in cases of overbreak. Our preference being milling.

Ad. 6.d) Double layer walls (the inner wall designed to withstand the water pressure) are used in cases of increased requirements on water tightness and low air humidity inside the structures.

Ad. 7.a) In Germany, pre-cast concrete elements have been tried some 25 years ago but are not used since, at least for major projects.

Ad. 7.c) Main relevant factors are weight of elements, logistics, transport, storage and installation facilities.

Ad. 7.d) Several projects in France, in Germany Subway Cologne, Venloer Straße, 1984.

Ad. 8.a) Post-tensioning of diaphragm walls is a good means for limiting cracks and deflections of very high walls.

Ad. 8.b) Yes, the post tensioning would require special design, e.g. of capping beams, for the insertion /coupling of tendons etc.

Ad. 9.a) Only in cases where structures are exposed to very deep temperatures, frequent frost/thaw cycles or de-icing salts.

Ad. 9.b) ?

Ad. 9.c) The specifics of diaphragm wall construction are most different when comparing with “normal” structures.

Some reasons are

- casting against excavated “earth-walls” and not against smooth formwork,
- concrete has to self-compact under its own weight (no vibration),
- reinforcement cages are installed as a whole or in very large sections.

The surfaces of the wall are therefore rough and may contain a small layer of inferior quality concrete (about 1 cm). Under this layer, the concrete quality is comparable to that of “normal” structures. Increased concrete cover is therefore necessary.

Ad. 10.a) Design sometimes requires control of crack widths, normally leading to multi-layered reinforcements with reduced diameter of bars.

Ad. 11.a) The number, size and shape of spacers must be appropriate.

Ad. 11.b) Cages are normally placed in the middle of the trench, i.e. with same cover to both sides.

Ad. 12.a) Water tightness of diaphragm walls is considered a most important quality issue.

Ad. 12.b) Water tightness of joints remains the same but that of horizontal bending cracks mostly improves.

Ad. 12.c) Several methods exist

- construction with standard stop-ends (not containing water stops), appropriate cleaning of joint surfaces prior to concreting. Any leakages detected afterwards are sealed through grouting.
- Use of water stops,
- Milling of joints.

Ad. 12.d) Double water-stops are being used, but have shown no significant improvement when comparing with single water-stops.

- Ad. 12.e) Injection/grouting of joints through grout pipes installed with the reinforcement or with the stop-end have shown only marginal improvement on water tightness. One of the reasons being that the respective injections are carried out soon after the wall construction, but deformations causing movements in the joint areas and horizontal bending cracks will occur only during the tunnel or basement excavation.
- Ad. 12.f) Double construction of walls may be an option
- construction of an oversize slurry wall or of slurry piles at joint locations,
  - re-excavation and completion of the wall with reduced thickness after hardening of the slurry.
- Ad. 12.g) Multi-stage grouting through packers installed into small diameter drill-holes in the respective zones. Injection of cement grout, polyurethane, epoxi or acryllat resins.

### **F.2.5.3 Entreprenör Zueblin, Tyskland**

Följande svar har getts av Foltin (2006) på frågorna i avsnitt F.2.4.3

- 1a) nach DIN Norm 1045-1 bzw. EN 206-1: w/z hat max. 0,60; üblich sind 0,60 bis 0,50
- 2a) ja, deshalb wird für die Festigkeit rechnerisch maximal ein B25 angesetzt
- 3a) in der Regel nicht; wenn dann nur örtlich sehr begrenzt
- 3b) mir nur bei Schlitzwänden mit Schilddurchfahrten bekannt (Dauerbauwerk?)
- 3c) mir nicht bekannt
- 4a) Es wird eine gelenkige Lagerung bevorzugt (geringere Eckbewehrung) nach Praxiserfahrungen wird die Bewehrung am besten später auf Höhe gerichtet bzw. umgebogen
- 4b) Toleranzen berücksichtigen bzw. Bewehrung später richten (siehe 4a und 4c)
- 4c) hier können z.B. mehrere Anschlüsse übereinander eingebaut werden um die Toleranzen zu berücksichtigen
- 5a) sehr selten, da meistens zu teuer und auf Grund des Gewichtes der FT schwer zu handhaben.
- 5b) Fertigteile kommen nur dort zum Einsatz, wo der Platzverlust durch eine zusätzliche Innenschale sehr teuer ist.
- (z. B. wenn im UG sehr teure Verkaufsflächen sind oder
  - wenn durch den Verlust eine ganze Stellplatzreihe verloren ginge )

- 6a)        nein
- 7a)        es werden nur Proben aus dem Lieferbeton entnommen (Probewürfel), nach Norm  
keine weiteren Untersuchungen, aber BII-Baustelle (mit Fremdüberwachung)
- 7b)        nein
- 8a)        nur für Dauerbauwerke generell nach DIN 1045-1
- 9a)        ja die Fugenkonstruktion