

SveBeFo 62

# **BETONGINKLÄDNAD AV TUNNLAR**

**Tekniköversikt-Förstudie**

**Stockholm 2003-05-21**

## FÖRORD

Betonginklädda av tunnlar har i Sverige utförts i liten utsträckning, främst på grund av gynnsamma bergförhållanden, där förstärkning med ingjutna bultar och sprutbetong i samverkan med berget normalt är tillfyllest för att säkra stabiliteten. På många håll i världen är emellertid betonginklädnad det normala sättet att permanent förstärka tunnlar. Konstruktionerna är då oftast dränerade, vilket innebär att man accepterar visst inläckage av vatten som sedan pumpas ut ur tunneln. I Sverige kommer betonginklädnad i fråga främst vid dåliga bergförhållanden eller för tunnlar med mycket höga täthetskrav i känsliga miljöer.

I samband med planering och projektering av inklädda tunnlar har det visat sig finnas ett behov av kunskapsuppbyggnad för att bättre klarlägga dimensioneringsförutsättningar och lämplig teknisk utformning, som svarar mot dagens krav och normer. En översiktlig studie presenterades år 2000 av Banverket under titeln "Scandinavian and Continental Tunnelling Practice – A Comparison of Solutions for Waterproofing". Samma år hölls också ett seminarium i SveBeFos regi för att belysa kunskapsläget och identifiera viktiga frågor som borde behandlas. Det resulterade i att SveBeFo inom ramen för forskningsprogrammet FP 2000 beslöt att genomföra en förstudie för att beskriva teknikläget, inklusive inventering av gängse lösningar i några andra länder för att se i vilken mån de är tillämpbara eller kan anpassas till svenska förhållanden. Primärt skulle behandlas sådana fall där inklädnadens huvudsyfte har varit att begränsa påverkan på omgivande grundvatten eller skydda tunneln mot inläckande vatten. Efter vissa förseningar kom det egentliga arbetet att påbörjas först under år 2002.

Den nu föreliggande rapporten ska ses som en dagslägesbeskrivning och därmed ett underlag för fortsatt diskussion och planering av forskningsinsatser utifrån de rekommendationer som framförs och sammanfattas i rapportens slutkapitel.

Projektet har följts av en referensgrupp bestående av Per Andersson och Bo Karlsson, Vägverket, Peter Lundman, Banverket, Gunnar Nord, Atlas Copco, Henrik Ivarsson, Skanska, och undertecknad.

Stockholm i april 2003

Tomas Franzén

## Sammanfattning

Betonginklädnader i tunnlar avser en platsgjuten eller prefabricerad betongkonstruktion som utgör hela eller del av det bärande huvudsystemet och som omges av naturligt lagrad jord eller berg.

Nyckelpersoner från några länder i Europa har återgett sina erfarenheter samt ländernas praxis och eventuella normer inom området. Speciellt har erfarenheten från Kanaltunneln studerats från både den franska och den brittiska sidan. Några generella slutsatser kan göras, dels beträffande vilka bergparametrar som är betydelsefulla och hur de bestäms dels avseende lastfall som bör ingå i en dimensionering.

Vid dimensioneringen av en betonginklädnad måste lasten från omgivande jord och berg bestämmas och metoder för detta beskrivs dels för cirkulära TBM-tunnlar och dels för konventionella (sprängda eller grävda) tunnlar. För TBM-tunnlar används normalt det som kallas för "convergence-confinement" metoden medan metoder för konventionella tunnlar i många fall måste baseras på numeriska metoder. Dock bör även här analytiska och/eller empiriska metoder användas först som överslag.

För själva betonginklädnaden har ett antal kritiska detaljer identifierats och studerats. Exempel på dessa detaljer är vattenläckage genom fogar och vattentätningsskikt, beständighet, stålfiberarmerad betong i betonginklädnader, brandmotstånd samt utförande av betonginklädnader. Där regelverket ställer krav är dessa kommenterade. Speciellt framhålls följande: definition av vattentät betong med avseende på sprickbredder i regelverket bör revideras, befintliga metoder för att bättre bedöma beständigheten för betongkonstruktioner bör studeras och dimensioneringsmetoder för stålfiberarmerade betongkonstruktioner.

Ett antal typlösningar beskrivs därefter med avseende på förutsättningar för val av respektive typlösning samt förslag på utförande. Två stycken består av betonginklädnader medan de två övriga utgörs av alternativa lösningar.

Slutligen sammanfattas områden där fördjupade studier rekommenderas för betonginklädda tunnlar i Sverige.

Nyckelord: betonginklädnad, tunnlar, last från jord och berg, vattentät betong, spjälkning av betong

## Summary

Concrete linings in tunnels are defined as a cast-in-place or prefabricated concrete construction, designed to carry all or parts of the load from the ground.

Key persons from some countries in Europe have contributed with their experience and the practice and standards in this field. Specifically, the experience from the Channel Tunnel has been studied on both the French and the British part. Some general conclusions can be drawn, both regarding important rock mechanical parameters and their evaluation and types of loadings to be included in a design.

The design of a lining includes load from the ground and methods for this is described both for circular TBM-tunnels and for conventional (blasted or excavated) tunnels. For TBM-tunnels, the convergence-confinement method is normally used. Conventional tunnels, in many cases, must be analysed through numerical methods although analytical and/or empirical methods should be used as an independent estimate.

A number of critical details in the concrete lining have been identified and studied. Examples of details are water leakage through joints and membranes, durability, steel fibre reinforced concrete in linings, resistance to fire and construction of concrete linings. Where relevant standards exist, comments are given and the following is specifically mentioned: definition of watertight concrete from crack widths in the standards should be revised, existing methods to better estimate the durability for a concrete structure should be studied and design methods for steel fibre reinforced concrete structures.

Some typical solutions for reinforcement and water control of tunnels are described according to the conditions that determine the choice of solution and suggested methods of construction. Two solutions consist of concrete linings and two of alternative solutions.

Finally, some areas are recommended where further and more detailed studies should be performed for concrete lining in Sweden.

Keywords: concrete lining, tunnels, load from the ground, watertight concrete, fire protection

## Innehållsförteckning

<b>1</b>	<b>Inledning</b>	<b>1</b>
1.1	Syfte och avgränsning	3
<b>2</b>	<b>Terminologi</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Förutsättningar</b>	<b>8</b>
3.1	Geologiska och geotekniska faktorer	8
3.2	Geohydrologiska faktorer	9
3.3	Regelverk	9
<b>4</b>	<b>Inventering av lösningar i andra länder</b>	<b>9</b>
4.1	Schweiz	10
4.2	Storbritannien	11
4.3	Storbritannien, Channel tunnel	12
4.4	Frankrike, Channel tunnel	13
4.5	Tyskland	16
4.6	Slutsatser	16
<b>5</b>	<b>Last från jord och berg</b>	<b>17</b>
5.1	Allmänt	17
5.2	Cirkulära tunnlar med betonginklädnad	18
5.3	TBM tunnlar med betonginklädnad	23
5.3.1	Beräkningsprogram	23
5.4	Konventionella tunnlar med betonginklädnad	24
5.4.1	Empirisk metod	25
5.4.2	Numeriska metoder	27
5.4.3	In-situ spänningar	28
5.4.4	Vattentryck	29
5.4.5	Samverkan inklädnad/bergmassa	29
5.4.6	Samverkan betonginklädnad/bergförstärkning	30
<b>6</b>	<b>Betonginklädnad</b>	<b>32</b>
6.1	Vattenläckage	32
6.1.1	Allmänt	32
6.1.2	Krav	32
6.1.3	Vattentät betong	33
6.1.4	Fogar	36
6.1.5	Vattentätningsskikt	39
6.2	Beständighet	40
6.2.1	Allmänt	40
6.3	Armering	41
6.3.1	Allmänt	41
6.3.2	Armering med fibrer	41
6.3.3	Dimensioneringsmetoder för stålfiberarmerad betong i betonginklädnader	42
6.4	Brandmotstånd	42
6.4.1	Betongens spjälkningsbenägenhet	42
6.4.2	Spjälkningsmekanismer	43

6.4.3	Spjälkning av betonginklädnad vid brand	43
6.4.4	Åtgärder mot spjälkning	44
6.5	Utförande	45
6.5.1	Allmänt	45
6.5.2	Byggtoleranser	45
6.5.3	Armering, vattentätningsskikt	45
6.5.4	Gjutning	46
6.5.5	Formrivning	46
6.5.6	Problemområden	47
<b>7</b>	<b>Typlösningar</b>	<b>47</b>
7.1	Typlösning 1: Enbart avledning av vatten	47
7.1.1	Definition	47
7.1.2	Vägtunnel i Grind	47
7.1.3	Förutsättningar för typlösning 1	49
7.1.4	Förslag på utförande	49
7.2	Typlösning 2: Konventionell bergförstärkning	49
7.2.1	Definition	49
7.2.2	Förutsättningar för typlösning 2	49
7.2.3	Utförande	50
7.3	Typlösning 3: Delvis omslutande betonginklädnad med eller utan vattentätningsskikt	50
7.3.1	Definition	50
7.3.2	Förutsättningar för typlösning 3	50
7.3.3	Utförande	50
7.4	Typlösning 4: Helt omslutande betonginklädnad	51
7.4.1	Definition	51
7.4.2	Förutsättningar för typlösning 4	52
<b>8</b>	<b>Områden där fördjupade studier rekommenderas</b>	<b>52</b>
8.1	Last från jord och berg	52
8.1.1	Allmänt	52
8.1.2	Vattentryck	52
8.1.3	Samverkan betonginklädnad-bergförstärkning	52
8.2	Betonginklädnad	53
8.2.1	Vattenläckage	53
8.2.2	Vattentät betong	53
8.2.3	Fogar	53
8.2.4	Vattentätningsskikt	53
8.2.5	Beständighet	54
8.2.6	Armering med fibrer	54
8.2.7	Utförande	54
<b>9</b>	<b>Referenser</b>	<b>55</b>

# 1 Inledning

Med en "betonginklädnad" i en tunnel avses här en platsgjuten eller prefabricerad betongkonstruktion som utgör hela, eller delar av, tunnelns bärande huvudsystem. Denna definition skall inte förväxlas med begreppet "inklädnad" som det definieras i TUNNEL 99 [28] och BV TUNNEL [6] eftersom det senare inte behöver avse en del av det bärande huvudsystemet.

En betonginklädd tunnel skall inte heller förväxlas med en betongtunnel som enligt definitionen i TUNNEL 99 och BV TUNNEL inte omges av naturligt lagrad jord eller berg, dvs det som brukar kallas för en "Cut-and-cover" tunnel. En betongportal skall i normalfallet inte heller betraktas som en betonginklädnad eftersom denna oftast inte kan inräknas i det bärande huvudsystemet.

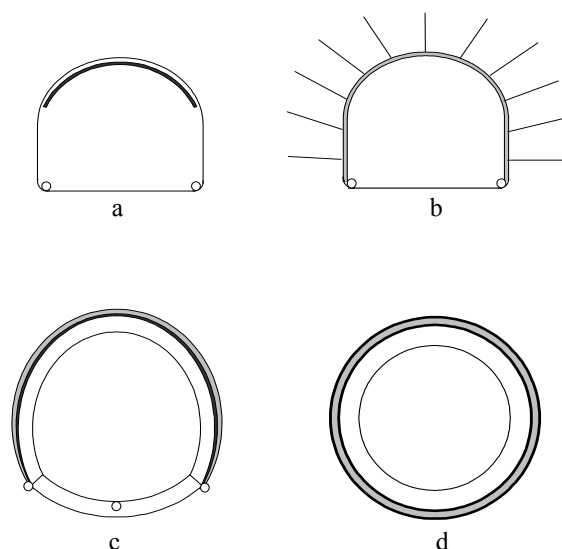
Helt betonginklädda tunnlar i Sverige förekommer sällan. Ett undantag där en helt omslutande inklädnad har utförts med platsgjuten betong är projekt Hallandsås. Den planerade Citytunneln i Malmö kommer att borras med en TBM och få en helt omslutande inklädnad av prefabricerade element. Tunneln genom Hallandsås kommer att färdigställas med samma teknik.

Betonginklädda tunnlar förekommer däremot i större utsträckning på begränsade sträckor i bergtunnlar som för övrigt utförs på traditionellt sätt med förstärkning av bult och sprutbetong i samverkan med omgivande bergmassa. På dessa begränsade sträckor har det traditionella systemet inte ansetts vara tillräckligt utan en betonginklädnad har istället utförts och följande två faktorer har troligen varit de viktigaste vid val av bärande huvudsystem:

- Om tunneln omges av jord eller berg av mycket dålig kvalitet kan lasten från den omgivande jorden eller bergmassan bli betydande. Detta kräver kraftiga betongkonstruktioner för att erhålla erforderlig bärförmåga och vanligtvis utförs dessa platsgjutna.
- Ofta i samband med att tunneln omges av jord eller dåligt berg är det nödvändigt att reducera inläckaget på något annat sätt än genom injektering. Genom att dimensionera betonginklädnaden både för jordlast och vattentryck samt kontaktnjektera utrymmet mellan betong och berg kan både kraven på stabilitet och täthet uppfyllas med en och samma konstruktion.

Ovanstående punktsatser skulle kunna sammanfattas som att betonginklädnaden skall säkerställa stabilitet och beständighet för tunneln samt skydda tunneln och övriga utrymmen från skadligt inläckage av vatten. I många fall skall dessutom omgivningen skyddas från skadligt bortledande av vatten och/eller skadliga rörelser av marken och/eller byggnader och andra anläggningar.

Den vanligaste metoden att uppnå stabila och beständiga tunnlar i Sverige har varit, och är, att förstärka tunneln med ett system av sprutbetong och bult. Samtidigt uppfylls krav på tillåtet inläckage av vatten och påverkan på omgivande grundvatten genom att täta bergmassan med injektering. Inläckande vatten samlas upp i ett dräneringssystem som vid behov utförs frostisolerat. I *Figur 1.1-1* redovisas de vanligaste systemen för förstärkning och omhändertagande av vatten i bergmassan.



Figur 1.1-1: Olika typer av system för att omhänderta läckage vatten och förstärkning: a) Endast avledande av vatten, b) Bergförstärkning av sprutbetong och bult, c) Betonginklädnad med avledande av vatten, d) Betonginklädnad som dimensioneras för fullt vattentryck. (Franzén och Celestino, 2002 [17])

De i *Figur 1.1-1* visade systemen kan kortfattat beskrivas enligt följande:

- System a: Ett system för att ta hand om inläckande vatten enbart. Det vatten som läcker in i tunneln leds ned till dagvattenledningar längs botten av tunneln. Inklädnaden kan utgöras av ett innertak, frostisolerade dräner eller en fristående konstruktion. Inget av dessa system har någon funktion som bergförstärkning. Systemet har ingen möjlighet att begränsa inläckaget av vatten utan vanligtvis krävs en tätning av bergmassan genom injektering. Vissa tekniska lösningar för detta system omfattar hela tunnelns längd, eller åtminstone långa sammanhängande partier, medan till exempel frostisolerande dräner monteras på platser där inläckage av vatten förekommer.
- System b: Konventionell bergförstärkning med sprutbetong och bult i samverkan med omgivande berg. Systemet har ingen avledning av vattnet utan det droppar från



taket och rinner längs väggarna till dagvattenledningar längs botten av tunneln. Som för system a kan inläckaget kontrolleras med injektering.

- System a och b kombineras ofta vid till exempel väg- och järnvägstunnlar där man vill undvika isbildning vintertid på kontaktledning, spår och vägbana genom droppande vatten eller svallis. Bergförstärkningen (system b) utförs då först och därefter monteras innertak, frostisolerade dräner eller liknande (system a).
- System c: Prefabricerad eller platsgjuten betonginklädnad som utförs med en dränerad botten och som följaktligen dimensioneras för ett vattentryck som är mindre än det hydrostatiska samt för last från jord eller berg. På utsidan av betonginklädnaden (dvs mot berget) kan någon form av vattentätningsskikt finnas vars uppgift är att leda ned inläckande vatten till dagvattenledningar. Detta vattentätningsskikt får inte penetreras av bult och samverkan med omgivande berg eller jord blir därför begränsad. Som för system a och b kontrolleras mängden inläckande vatten med injektering.
- System d: Detta är det enda av de här visade systemen som dimensioneras både för fullt vattentryck och för last från jord eller berg. Inte heller detta system är dock helt vattentätt eftersom gjutfogar och fogar mellan prefab-element samt betongsprickor kommer att ha ett visst läckage. Som för system c är samverkan med omgivande berg eller jord begränsad.

System c i *Figur 1.1-1* visar ett exempel där den lastupptagande delen av inklädnaden även omfattar botten av tunneln. Detta system inkluderar även varianter där väggarna placeras på tunnelbotten och betonginklädnaden är öppen nedåt.

Det skall noteras att för system c och d i *Figur 1.1-1* kan alternativ med eller utan ett speciellt vattentätningsskikt finnas. Utan ett sådant vattentätningsskikt finns det större möjlighet att utnyttja en eventuell yttre förstärkning även i det permanenta skedet samt att öka samverkan mellan berget och betonginklädnaden.

## 1.1 Syfte och avgränsning

Denna förstudie kommer att inrikta sig på konstruktioner som kan sägas tillhöra antingen system c eller d i *Figur 1.1-1*. För system a och b kommer förstudien att ge förslag på under vilka förutsättningar dessa kan väljas. Förslag på typlösningar för dessa två system görs översiktligt eftersom det finns en utarbetad praxis.

Det finns i dag inga riktlinjer för när en betonginklädnad eller konventionell bergförstärkning skall föreskrivas och inte heller hur en betonginklädnad bör projekteras och utformas. Förstudien bör därför ge riktlinjer till dels när system a-b respektive c-d bör väljas dels hur system c-d bör projekteras och utformas.

Målet med denna förstudie kan då sammanfattas i följande tre punkter:

- Förstudien skall beskriva riktlinjerna vid planeringen för en betonginklädnad eller en traditionell bergförstärkning med bult och sprutbetong. I vissa fall kan specifika krav anges medan det i andra fall kan föreslås en lämplig arbetsgång för att få beslutsunderlag.
- Förstudien skall utgöra underlag för planering av ett huvudprojekt som har till syfte att vara ett stöd vid projektering av betonginklädda tunnlar. Förstudien behöver därför identifiera vilka tekniska lösningar som kan tänkas uppfylla de olika krav som kan förväntas för betonginklädda tunnlar i Sverige. De tekniska lösningar som används i omvärlden skall inventeras.
- Förstudien skall utmytna i rekommendationer för vidareutveckling. Dessa presenteras i anslutning till respektive avsnitt och sammanfattas sedan i avsnitt 8 som underlag för planering av en huvudstudie.

Denna förstudie startar med att definiera en terminologi för det fortsatta arbetet. Dessa termer är baserade på den terminologi som gäller enligt TUNNEL 99 [28] och BV TUNNEL [6] med kompletteringar av nya termer.

Nästa steg i förstudien är att definiera vilka förutsättningar som gäller för betonginklädda tunnlar. De förutsättningar som här beskrivs är dels geologiska och geohydrologiska faktorer samt yttre miljökrav, och dels gällande regelverk för dessa typer av konstruktioner. När förutsättningarna är definierade kan några typfall definieras som bör vara lämpliga för svenska förhållande.

En viktig del av förstudien har varit att göra en inventering av hur betonginklädda tunnlar utformas i andra länder i Europa. De länder som finns representerade är framförallt Storbritannien, Tyskland och Schweiz.

Ett antal tekniska lösningar för betonginklädda tunnlar beskrivs därefter i två avsnitt. Det första avsnittet beskriver principer för hur en betonginklädnad bör dimensioneras med avseende på laster från jord och berg. I det därpå följande avsnittet ges beskrivningar av olika konstruktionstekniska detaljer för en betonginklädnad.

Slutligen kan ett antal typlösningar beskrivas avseende vilka de styrande faktorerna är för en viss lösning, krav på dimensionering och utförande samt överensstämmelse med gällande regelverk. Dessa beskrivningar är inte fullständiga. Där oklarheter finns betonas detta inför det kommande huvudprojektet.

Utformning av dräner och frostisolering samt dimensionerande frysaster, vilka är aktuella för vissa typlösningar, behandlas inte i denna studie.

## 2 Terminologi

Följande termer har valts så att de i största möjliga utsträckning överrensstämmer med gällande normer och praxis. Då termerna avviker från detta kommenteras det speciellt med kursiv text. Utgångspunkten har varit de definitioner som anges i TUNNEL 99 [28] (Vägverket) samt BV TUNNEL [6] (Banverket).

Bergförstärkning	Konstruktionselement eller byggnadsdelar, som ingår i lastbärande system, vilket säkerställer bergtunnels eller bergschakts bärförmåga, stadga och beständighet. Bergförstärkning kan ingå i bärande huvudsystem.
Bergtunnel	Tunnel som omges av naturligt bildat berg. Till bergtunnel räknas även de konstruktionselement som ingår i det bärande huvudsystemet, t.ex. bergbultar, sprutbetong och betonginklädnad.
Betonginklädnad	Platsgjuten eller prefabricerad konstruktionsdel av betong som appliceras runt tunnels hela, eller del av, periferi i syfte att säkerställa tunnelns bärförmåga, stadga och beständighet. Betonginklädnad omges av naturligt lagrad jord och/eller berg, och ingår i bärande huvudsystem.  <i>En inklädnad av betong som inte ingår i det bärande huvudsystemet, t ex som enbart har funktionen att isolera och leda undan vatten, är således inte en betonginklädnad utan enbart en inklädnad.</i>
Betongkonstruktion	Betonginklädnad, betongtunnel och annan platsgjuten eller prefabricerad konstruktionsdel vars funktion är att säkerställa bärförmåga, stadga och beständighet.
Betongtunnel	Tunnel för vilken det bärande huvudsystemet utgörs av en platsgjuten eller prefabricerad betongkonstruktion, eller en kombination av dessa två, och som inte omges av naturligt

	lagrad jord eller berg.
Borrad tunnel	Tunnel i berg eller jord som tas ut med tunnelborrningsmaskin för fullortsborrning.
Byggnadsdel	Funktionstekniskt avgränsad enhet som ingår i anläggningen, t.ex. bärande huvudsystem, installationer (el, signal, ventilation, etc.), spår, utrymningsväg och sidoutrymme.
Byggnadsdels insida	Yta som vetter mot trafikutrymme eller motsvarande.
Byggnadsdels utsida	Motsatsen till "byggnadsdels insida".
Bärande huvudsystem	Byggnadsdelar som säkerställer konstbyggnads bärförmåga, stadga och beständighet samt fribärande trafikbelastade byggnadsdelar. <i>Bärande huvudsystem omfattar både <u>permanent bärande huvudsystem</u>, vilket långsiktigt säkerställer bärförmåga, stadga och säkerhet, och <u>temporärt bärande huvudsystem</u>, vilket säkerställer bergtunnels bärförmåga, stadga och beständighet intill dess att det permanenta bärande huvudsystemet är i funktion. Till bergtunnels bärande huvudsystem räknas även omgivande berg i den omfattning detta nyttjas för att säkerställa bärförmåga, stadga och beständighet.</i>
Effektiv sprickbredd	Den konstanta bredd hos en spricka som förväntas ge samma mängd läckande vatten som den betraktade sprickan med varierande bredd.
Fogtätning	Komponenter som gjuts in eller appliceras i fogar för att reducera vattenläckage.
Inklädnad	Mot trafikutrymme gränsande väggar och tak, vilka inte utgör del av bärande huvudsystem.

	<p><i>Kommentar rörande diskrepans mellan termerna "inklädning" och "betonginklädning": "Inklädning" ingår ej i bärande huvudsystem, under det att "betonginklädning" utgör del av bärande huvudsystem. Jmfr. BV Tunnel's och Tunnel 99's definition.</i></p>
Lining	Detsamma som betonginklädning. <b>Bör ej användas i svensk text.</b>
Ståltunnel	En tunnel där det bärande huvudsystemet i huvudsak består av stål
Teknisk livslängd	Den förväntade tid under vilken en konstruktion med normalt underhåll uppvisar erforderlig funktionsduglighet.
Trafikutrymme	Det utrymme som upplåts för trafik. Utrymmet begränsas av dess fysiska avgränsningar, t.ex. bergvägg, betonginklädning, inklädning, utrymningsdörr eller likvärdigt.
Tunnel	<p>Förbindelseled i berg eller jord som mynnar i dagen i bägge ändar (TNC 73 [27]).</p> <p>Tunnel är en passage, som omges av berg, jord eller vatten och som mynnar i dagen eller som förbinder utrymmen under mark med varandra eller med dagen.</p> <p>Med tunnel avses såväl trafiktunnel som stadigvarande anordning, som erfordras för trafiktunnelns bestånd, brukande och underhåll. Termen tunnelanläggning används som gemensam benämning för trafiktunnel och tillhörande anordningar. Exempel på stadigvarande anordning är sidoutrymme och utrymningsväg.</p> <p>Tunnel ingår i begreppet konstbyggnad inom Banverkets verksamhetsområde.</p>

Vattentät	Termen "vattentät" bör endast nyttjas i tunnelsammanhang då betydelsen inte kan misstolkas. "Vattentät betong" är ett exempel där betydelsen är klar (BBK 94 7.3.4 [2]) medan en "vattentät tunnel" är ett exempel på motsatsen. I praktiken existerar inga "vattentäta tunnlar" och i detta sammanhang bör begreppet inte användas.
Vattentätningsskikt	Tunt skikt som appliceras på betongkonstruktions utsida för att varaktigt säkerställa att kraven på vattentäthet uppfylls.

### 3 Förutsättningar

De förutsättningar som till viss del styr valet av hur det bärande huvudsystemet utformas kan delas in i yttre faktorer, som till exempel last från jord och berg och inläckande vatten, och formella krav som anges i regelverk och liknande.

#### 3.1 Geologiska och geotekniska faktorer

Traditionell bergförstärkning med sprutbetong och bult utförs i de flesta fall där bergkvaliteten kan anses vara relativt god. Denna bergförstärkning utgör då det permanent bärande huvudsystemet inom dessa områden. För att denna typ av bergförstärkning skall kunna nyttjas permanent krävs dels att bergmassans kvalitet lämpar sig för denna typ av förstärkning och dels att inläckaget av vatten kan kontrolleras med hjälp av injektering. Bedömning av last från berget samt dimensioneringen av bergförstärkningen baseras till stor del på empiri och erfarenhet. De föreslagna förstärkningslösningarna verifieras med någon form av beräkning.

I de fall där de empiriska metoderna och erfarenheten inte kan tillämpas skall en dimensionering baseras på att lasten från berg eller jord bestäms med en beräkning och dimensioneringen av det bärande huvudsystemet skall i dessa fall baseras på normala konstruktionsberäkningar. Detta kan resultera i en förstärkning som består av bult och sprutbetong eller en betonginklädning. Dimensioneringen av detta system bör göras enligt de principer som tillämpas för andra konstbyggnader. Förslag till hur lasten från jord och berg kan beräknas är angivet mer i detalj i avsnitt 6.

Förutsättningarna för när bergmassans kvalitet och täthet lämpar sig för att en traditionell bergförstärkning kan utföras eller när en mer komplicerad dimensionering av det bärande huvudsystemet bör starta kan inte besvaras med generella krav eller

riktlinjer. Detta bör istället utformas specifikt för varje projekt och baseras på, till exempel, tunnarnas spännvidd, bergmassans hållfasthets- och deformationsegenskaper och dess uppsprickning. Beställaren/byggherren måste vara den som slutligt tar ställning till dessa riktlinjer.

### 3.2 Geohydrologiska faktorer

Vanligen begränsas inläckaget till tunnlar utifrån krav på omgivningspåverkan. Krav kan baseras på maximal tillåten påverkan på grundvattennivåer eller maximalt tillåtet uttag av grundvatten. Risk för sättningsskador i omgivningen kan också ställa krav på inläckaget. Den vanligaste metoden att begränsa inläckaget är med hjälp av injektering och för tunneldrivning sker detta numera nästan uteslutande med förinjektering som vid behov kompletteras med efterinjektering. Förinjekteringen kan antingen vara kontinuerlig eller baseras på resultat från vattenförlustmätningar i sonderingshål. De injekteringsmedel som används är till övervägande delen baserade på injekteringscement.

Erfarenheterna från bland annat injekteringsförsök som genomfördes år 2000 inom ramen för Södra Länken (Dalmalm et al, 2000 [9]) har visat att man bör kunna uppnå en täthet som motsvarar en hydraulisk konduktivitet av ca  $0,5 \times 10^{-7}$  m/s med en kontinuerlig förinjektering och injekteringscement. Denna täthet är och kommer troligen att vara tillräcklig för stora delar av de befintliga och planerade trafiktunnlarna, även om de är lokaliserade till tätorterna.

Samtidigt finns det och kommer fortsatt att finnas behov av ännu tätare tunnlar där kraven på omgivningspåverkan är speciellt höga. Det är troligt att dessa krav kommer att tvinga fram alternativa metoder för tätning av tunnlar. Ett uppenbart sätt att åstadkomma en i det närmaste helt tät tunnel, om än kostsamt, är att utföra en betonginklädnad som helt omsluter tunnelns periferi.

### 3.3 Regelverk

Gällande regelverk är framförallt BRO 2002 [4], BV BRO Utgåva 6 [5], TUNNEL 99 [28] och BV TUNNEL [6]. Hänvisning till dessa samt kommentarer återfinns i den löpande texten i avsnitt 5 och 6.

## 4 Inventering av lösningar i andra länder

En del av studien bestod i att undersöka hur betonginklädnader dimensioneras och utförs i andra länder i Europa. Personer som har en ledande teknisk funktion inom området i de olika länderna fick svara på dels ett antal generella frågor om respektive lands standarder och praxis inom området dels mer detaljerade frågor angående vissa specifika projekt. Dessutom har referenser beträffande några tunnelprojekt som är relevanta för denna studie studerats.

Det följande är en sammanfattning av dessa svar:

## 4.1 Schweiz

(Günther Fässler, Electrowatt Engineering)

Det finns en nationell standard för tunnlar (SIA 198) men den innehåller inga specifika regler för betonginklädnader. Av intresse är också att hitintills har inga totalentreprenader (design&build) för större tunnelprojekt utförts i landet. Beställaren har två separata kontrakt, ett för detaljprojektering och ett för utförandet.

De specifika frågorna rörde den nya Gotthard tunneln som med sina 57 km kommer att bli världens längsta järnvägstunnel. Tunneln byggs som två parallella tunnlar.

Betonginklädnaden består av följande komponenter: En yttre, temporär förstärkning bestående av bult, sprutbetong och stålågar där detta krävs samt en inre permanent betonginklädnad. Betonginklädnaden är försedd med ett membran i tak och vägg men inte i botten. Betonginklädnaden är alltså dränerad i botten. En helt omslutande betonginklädnad inklusive membran planeras enbart för de platser där grundvattnet är aggressivt gentemot betongen.

Principen för att beräkna dimensionerande vattentryck mot en betonginklädnad som är dränerad i botten är följande: Maximalt grundvattentryck in-situ överstiger 800 mvp. Betonginklädnaden dimensioneras för ett vattentryck på maximalt 30 mvp (0,3 MPa). Reduktionen av vattentrycket uppnås genom förinjektering samt inverkan av den dränerade botten i tunneln.

Bergmassans mekaniska egenskaper bestäms enligt följande: Bergmassan delas in i ett antal bergklasser och för dessa bergklasser bestäms sedan bergmekaniska parametrar huvudsakligen utifrån tester in-situ och i labb. E-moduler bestäms huvudsakligen in-situ i pilot tunnlar eller liknande och hållfasthets-egenskaper bestäms i labb med triaxialförsök.

I princip används inte konventionella bergklassificeringssystem som RMR- eller Q-systemet för detta. Ett skäl till detta anses vara att de metamorfiska bergarterna som dominerar har en utpräglad anisotropi som inte klassificeringssystemen kan återspegla tillräckligt väl.

Brandskyddet i tunnarna är koncentrerat till ventilationsschakten och de två stationer som planeras. Dessa innehåller växlar mellan de två tunnarna samt fungerar som nödutrymning genom att tågen körs till dessa stationer där utrymning kan ske. På dessa platser utförs betongen brandskyddad.



## 4.2 Storbritannien

(Gerard Pakes, Gerard Pakes Consultants)

Ingen specifik nationell standard för betonginklädnad finns. De två som normalt används och anpassas till respektive projekt är BS 8110 (Structural Use of Concrete) samt BS 8007 (Design of Concrete Structures for retaining aqueous liquids). BS 8110 används när ett membran är aktuellt och BS 8007 används då inget membran är planerat och baseras på begränsning av sprickvidder i betongen.

Den yttre förstärkningen (utanför betonginklädnaden) betraktas normalt som temporär förstärkning.

Dränerade tunnlar är normalt inte accepterat på grund av påverkan på grundvattennivåer. Enligt "Specification for tunnelling" (British Tunnelling Society and Institution of Civil Engineers, 2000) skall, såvida inget annat sägs, det permanenta inläckaget inte överstiga det lägsta av följande:

- 10 l/min per meter diameter för tunneln och 1000 m längd
- 1 l/min per 10 m längd av tunnel oberoende av diameter.

Första kravet ovan ger för en tunnel med diameter 10 m max inläckage 10 l/min per 100 m längd.

Dimensionering av den temporära bergförstärkningen baseras normalt på både RMR- och Q-systemet, som en kontroll av de båda systemen. Den permanenta betonginklädnaden dimensioneras principiellt på två sätt beroende på geologin: I "mjukt berg", som kan förväntas undergå deformationer under den tekniska livslängden för betonginklädnaden, används överlagringstrycket som berglast. För styvare bergarter (pre-kambriska graniter och gnejser) nyttjas ofta FEM-analyser för att beräkna en trolig last från berget mot betonginklädnaden. Dessa analyser baseras på mätningar av E-modul och hållfasthetsegenskaper.

Brandskydd är för närvarande under omarbetning i Storbritannien efter de senaste årens olyckor. I de flesta fall beräknas hur stor del av betongen som skadas av en brand och den oskadda betongen skall då ha tillräcklig bärighet vid detta lastfall. En ny "Design Guide for Tunnels" är under utarbetning som kommer att innehålla riktlinjer för prefabricerad betonginklädnad.

Beträffande fogar i betonginklädnader är dessa behandlade i BS 8110 respektive BS 8007.

### 4.3 Storbritannien, Channel tunnel

(Eves och Curtis [16])

Kanaltunneln, med en längd av 50,4 km, representerar ett av de största tunnelprojekten som genomförts på senare tid. (Detta avsnitt avser den brittiska delen av tunneln.)

Kanaltunneln består av två tågtunnlar med en inre diameter på 7,6 m och en mellanliggande servicetunnel på 4,8 m och totalt prefabricerade betonginklädnader av olika typer för 81,9 km tunnel. Förutom tågtunnlarna dimensionerades och utfördes betonginklädnader för följande tunnlar: 306 st tvärtunnlar mellan tåg- och servicetunneln med en inre diameter av 3,3-4,8 m, ca 100 st trycktunnlar, c/c 250 m, mellan tågtunnlarna och över servicetunneln för utjämning av tryck vid tågpassage samt ca 800 st anslutningar mellan dessa olika typer av betongelement.

Elementen som utgör inklädnaden består både av betong och gjutjärn, sk SGI element (Spheroidal Graphite Cast Iron). I det följande används därför "inklädnad" där både inklädnad i betong och gjutjärn avses.

Följande projektspecifika krav ställdes på den permanenta inklädnaden:

- Den tekniska livslängden skall vara 120 år.
- Följande två lastfall skall beräknas: (1) Hänsyn tas till samverkan mellan inklädnad och omgivande berg, in-situ spänningar i bergmassan, deformationer av inklädnaden samt omfördelning av laster i inklädnaden på grund av dennas deformation. (2) Total överlast från berg, sediment och vatten.
- Hänsyn skall tas till seismisk last.
- Vattendropp från den övre halvan av tunnlar på känslig utrustning får inte förekomma och större enskilda inflöden än 4 l/timme skall ledas direkt till dräneringssystemet.
- Ovaliteten får inte överstiga 1% av radien.

Kravet avseende lastfallen ovan tolkades så att lastfall 2 beräknades för fullständigt cirkulära segment. Därigenom blev detta lastfall inte fullt så utslagsgivande som det annars skulle ha blivit.

Kravet på inflöde av vatten skärptes senare på grund av att tågen sprider ut det kloridhaltiga vattnet längs tunneln och orsakar korrosionsproblem på längre sträckor. Lokala läckage tätades med injektering genom betongelementen.

Beräkningen av laster i inklädnaden utgående ifrån lastfall 1 ovan gjordes med både analytiska och numeriska metoder. De dominerande bergmekaniska parametrarna, dvs de som har störst inverkan på resulterande laster i inklädnaden, är för kanaltunneln E-modul, förhållandet mellan horisontal- och vertikalspänning samt krypegenskaperna för bergmassan.

#### 4.4 Frankrike, Channel tunnel

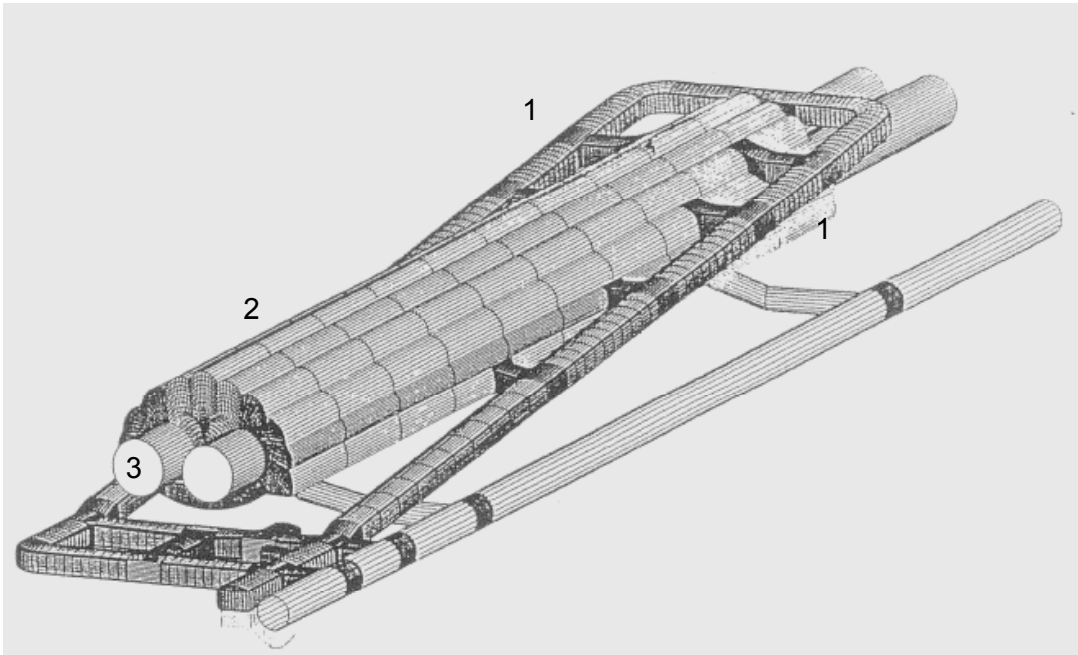
(Y. Leblais och L. Leblond [22])

Förutom de TBM-borrade tunnlarna finns det längs sträckan fyra stycken så kallade "cross-overs", det vill säga bergrum som förbinder de båda parallella tunnlarna och som skall innehålla en växel så att tågen endast körs i en av tunnlarna mellan två av bergrummen medan underhållsarbeten är möjliga på motsvarande sträcka i den andra tunneln. Två av dessa "cross-overs" är lokaliserade under kanalen, en på den engelska sidan och en på den franska. Det följande avser bergrummet på den franska sidan. Den följande beskrivningen av hur bergrummet utfördes har tagits här eftersom det visar på en intressant lösning på ett relativt komplicerat problem.

Bergrummet låg på kritiska linjen för hela projektet och relativt nära punkten där den engelska och franska delen av tunnlarna skulle mötas. Följande kriterier ställdes därför upp för att minimera byggtiden och inverkan på övriga arbeten:

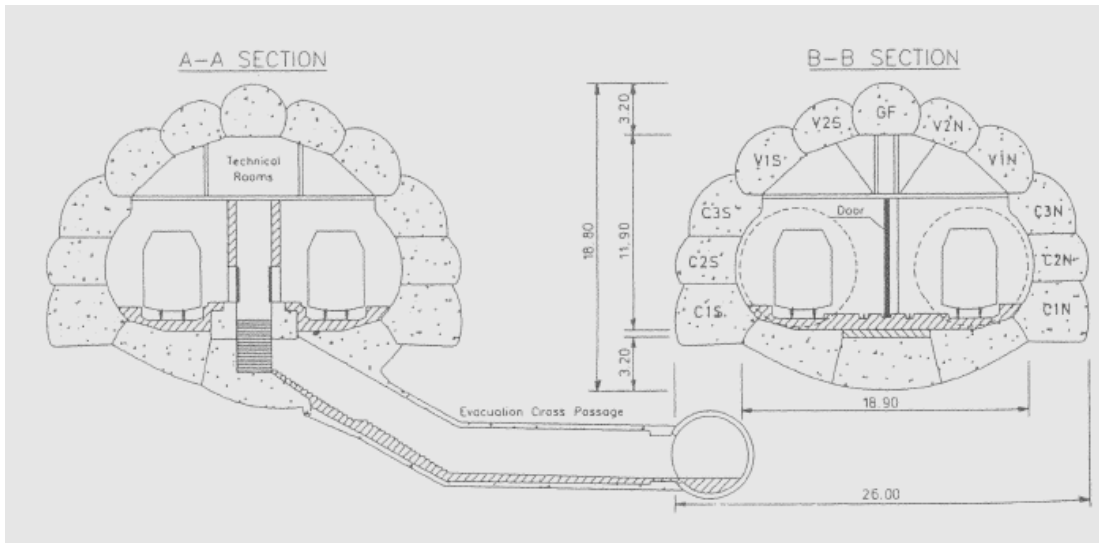
- Bergrummet skulle påbörjas så snart som service-tunneln nådde fram.
- TBM-tunnelarna skulle kunna passera bergrummet vid vilken tidpunkt som helst utan konstruktioner för mottagning eller transport av TBM:erna genom bergrummet.
- Borrningen av tunnelarna och utförandet av bergrummet skulle ske utan några störningar sinsemellan.

För att kunna uppfylla dessa krav valdes slutligen en lösning som visas i Figur 4.4-1. Principen är följande: (1) Ifrån servicetunneln drivs två lutande ramper, (2) Ifrån ramperna drivs mindre gallerier parallellt med och utanför det blivande bergrummet, Gallerierna fylls därefter med betong och utgör det bärande huvudsystemet, (3) Under tiden som arbetet med gallerierna fortgår kan TBM:erna passera utan att några betydande störningar uppstår. När TBM:en passerat monteras betonginklädnaden i TBM-tunnelarna ned och den bergmassa som återstår i utrymmet innanför de betongfyllda gallerierna schaktas ut.



*Figur 4.4-1: Perspektiv över bergrum för växel*

Utformningen av gallerierna och passagen av TBM:erna ses tydligare i Figur 4.4-2 där två typsektioner för det färdiga bergrummet visas. Sektion A-A visar anslutningen till servicetunneln. I normalfallet ligger servicetunneln mellan de båda TBM-tunnlarna men i bergrummet är detta utrymme för litet och därför ligger servicetunneln vid sidan. De olika gallerierna är små, diameter ca 2-3 m, och fylls efter schaktning med betong. Den struktur som skapas bildar det bärande huvudsystemet för bergrummet. Inget membran installerades mellan bergmassan och betongen i gallerierna. Det anges däremot att ett viktigt krav var att åstadkomma en vattentät konstruktion men det framgår inte om det utfördes speciella åtgärder för att hindra sprickbildning i betongen eller läckage i gjutfogarna.



Figur 4.4-2: Två tvärsnitt av bergtrum för växel

Dimensioneringen av betonginklädnaden byggde på några enkla principer enligt följande:

- Beräkningarna utfördes enligt den så kallade "convergence-confinement method" som utnyttjar bergmassans deformations- och hållfasthetsparametrar. Denna metod beskrivs i avsnitt 5.1.
- Betonginklädnaden kontrollerades även för fullt överlagringstryck tillsammans med vattenlasten.
- Eftersom kalkstenens hållfasthet var väsentligt högre än de rådande in-situ spänningarna på aktuellt djup, drog man slutsatsen att kalkstenens uppträdande huvudsakligen är elastiskt. Som en följd av detta koncentrerades undersökningarna av kalkstenen på dess deformationsegenskaper.
- Den geologiska enhet som bergtrummet placerades i, Chalk Marl, hade ett RQD-värde på 90-100% med 0,7 till 2,5 sprickor/m. Detta bedömdes som en bergmassa med god kvalitet och under utförandet nyttjades inget klassificeringssystem för berget utan bergmassan runt bergtrummet beskrevs med en enda uppsättning egenskaper.

De geotekniska/bergmekaniska egenskaper som användes vid dimensioneringen bestämdes i labb och bestod av följande parametrar: tunghet, exakt tryckhållfasthet,

E-modul, skjuvmodul, Poisson's tal och kryptalet. Det rapporterades en tydlig koppling mellan dessa egenskaper och innehållet av kalciumkarbonat,  $\text{CaCO}_3$ , för de olika kalkstentyperna. (Samma koppling återfinns för övrigt i de undersökningar som utförts i kalkstenen i Malmö för Citytunnelprojektet.)

## 4.5 Tyskland

(Prof. B. Maidl, IMM)

I allt väsentligt är den praxis som finns i Tyskland snarlik med den som används i Schweiz.

Den yttre förstärkningen betraktas som temporär. Vid dimensionering av sprutbetong tar man hänsyn till hållfasthetstillväxten och den pålastning som sker vid tunnelns framdrivning, vilket framförallt är aktuellt vid sämre bergförhållanden. Hållfasthetstillväxten provas vid förprovning och fortlöpande provning.

Den vanligaste betonginklädnaden är en med dränerad botten.

Klassificering med RMR- eller Q-systemet förefaller inte vara vanligt.

## 4.6 Slutsatser

Den erfarenhet och praxis som tillämpas för betonginklädda tunnlar är, som framgått, något olika mellan olika länder. Följande lista är dock ett försök att dra någorlunda generella slutsatser från detta avsnitt.

- Lasten från bergmassan mot betonginklädnaden beräknas utifrån bergmassans deformations- och hållfasthetsegenskaper. Deformationsegenskaper bestäms normalt med E-modulen samt krypegenskaper, då detta kan anses vara relevant. Hållfasthetsegenskaper bestäms normalt med den exakta tryckhållfastheten.
- Bergmassans egenskaper bestäms genom försök i fält eller i labb. Klassificeringssystem, i de fall de utnyttjas, används som ett komplement till försöksresultaten.
- Vid beräkning av lasten från berg på betonginklädnaden skall två lastfall studeras; (1) lastberäkningen beaktar samverkan mellan inklädnad-berg, in-situ spänningar och bergmassans egenskaper och (2) lasten beräknas som rent överlagringstryck. Lastfall 2 utförs dock utan lastkoefficienter och med i övrigt ideala förhållanden (ingen excentricitet i lastangreppspunkt, ingen ovalitet för cirulära inklädnader mm)
- Dränerade tunnlar dimensioneras för ett visst vattentryck. Storleken beror av utförandet och baseras på erfarenhet.

## 5 Last från jord och berg

### 5.1 Allmänt

Last mot en betonginklädnad från omgivande berg kan anses uppstå som en följd av en brottmekanism i bergmassan. Enligt Stille (1992) [26] kan tre olika brottmekanismer identifieras:

1. Blockutfall; Enstaka utfall av block som ett resultat av spricksystemet och andra svaghetsplan i bergmassan.
2. Skjuvbrott i bergmassan; Orsakat av spänningarna i bergmassan och den inverkan tunneln har på dessa spänningar. Den mekanism som leder fram till ett skjuvbrott resulterar i en deformation av bergmassan in mot tunneln. Denna deformation ger en last i betonginklädnaden.
3. Spänningsproblem; Uppstår vid höga in-situ spänningar genom att olika grader av instabilitet i bergmassan uppträder ("smällberg"). Denna mekanism är inte aktuell för denna studie eftersom de djup där detta kan uppträda inte omfattas av normala anläggningsprojekt.

Den första mekanismen, nr 1, med blockutfall är den typ av brott som normalt kan uppträda i relativt ytliga tunnlar i kompetent berg. I dessa fall är det normala förfarandet att basera ett förslag på förstärkning utifrån en klassificering av bergmassan enligt något vedertaget system. Förstärkningen utformas vanligen med en kombination av sprutbetong och bult som samverkar med bergmassan.

För en betonginklädnad där denna brottmekanism kan vara aktuell bör lasten från berget beräknas som en punktlast som motsvarar tungheten av ett bergblock. Som ett minimikrav för storleken av denna last kan BV TUNNEL, avsnitt 3.2.3.3.10, eller Tunnel 99, avsnitt 3.3.3.9 studeras. Storleken på det block som kan falla ut kan antingen uppskattas från befintliga sprickplan eller beräknas som ett prisma vars basyta begränsas av  $c/c$ -avståndet för systembultning och med en toppvinkel på 45 grader.

Även vid mekanism nr 2, där det framförallt är bergmassans deformationer som orsakar lasten, kan förstärkningen av tunneln utgöras av sprutbetong och bult men i detta fallet bör sprutbetong likställas med en betonginklädnad vad avser dimensionerings-metoder. I dessa fall bör inte dimensioneringen enbart baseras på en bergklassificering utan hänsyn bör också tas till bergmassans deformations- och hållfasthetsegenskaper.

Den fortsatta beskrivningen av beräkning av last från bergmassan och dimensioneringen av betonginklädnaden hänför sig till mekanism nr 2 ovan.

Vid beräkning av last från jord och berg kan endera av två principer tillämpas:

1. Hållfastheten hos omgivande jord/berg utnyttjas inte och lasten beräknas i dessa fall som överlagringstrycket samt eventuellt vattentryck. Överlagringstrycket kan antingen beräknas från markytan eller, för djupare tunnlar, för en mindre volym ovanför tunneltaket.
2. Hållfasthets- och deformationsegenskaperna för omgivande jord/berg utnyttjas vid beräkning av lasten. Dessutom skall rådande in-situ spänningar beaktas vid beräkningen.

För ytliga tunnlar bör princip 1 normalt tillämpas eftersom omlagringar i jorden kan resultera i vertikala jordlaster av en storleksordning som närmar sig överlagringstrycket. Sådana omlagringar kan orsakas naturligt eller genom arbeten med, till exempel, schaktning, återfyllning eller packning i närheten av tunneln. Enligt AFTES, Working Group No 7 [1], gäller detta för tunnlar på ett djup av mellan en till två tunneldiametrar där det mindre värdet avser borrhade tunnlar och det större avser sprängda tunnlar.

För tunnlar i berg som inte bedöms bli påverkade av framtida byggverksamhet och där bergmassans egenskaper inte förändras över tiden kan princip 2 övervägas. Tillämpningen av princip 2 medför restriktioner vad avser till exempel markarbeten i tunnelns närområde. Detta måste beaktas framförallt i tätorter.

I de fall där princip 1 tillämpas är beräkningen av den resulterande lasten från jord/berg relativt enkel. Utifrån en geoteknisk/geologisk profil samt tungheterna för de olika ingående jord- och berglagren samt grundvattennivåer kan denna last beräknas analytiskt. I vissa fall kan man överväga att endast räkna med lasten från en del av den överlagrande jord- eller bergmassan. En metod av denna typ är beskriven av Proctor och White (1977) [25] och återfinns i avsnitt 5.3.

Vid beräkning av last från bergmassan enligt princip 2 är problemet betydligt mera komplext och huvuddragen i en sådan beräkning beskrivs i de följande avsnitten. Som startpunkt beskrivs dimensioneringen av en inklädnad för cirkulära tunnlar eftersom principerna framgår tydligare. Därefter beskrivs hur dessa principer kan appliceras på två olika utförande som (1) TBM-tunnel med pre-fabricerade tunnelsegment och (2) konventionell tunnel med platsgjuten betonginklädnad.

## 5.2 Cirkulära tunnlar med betonginklädnad

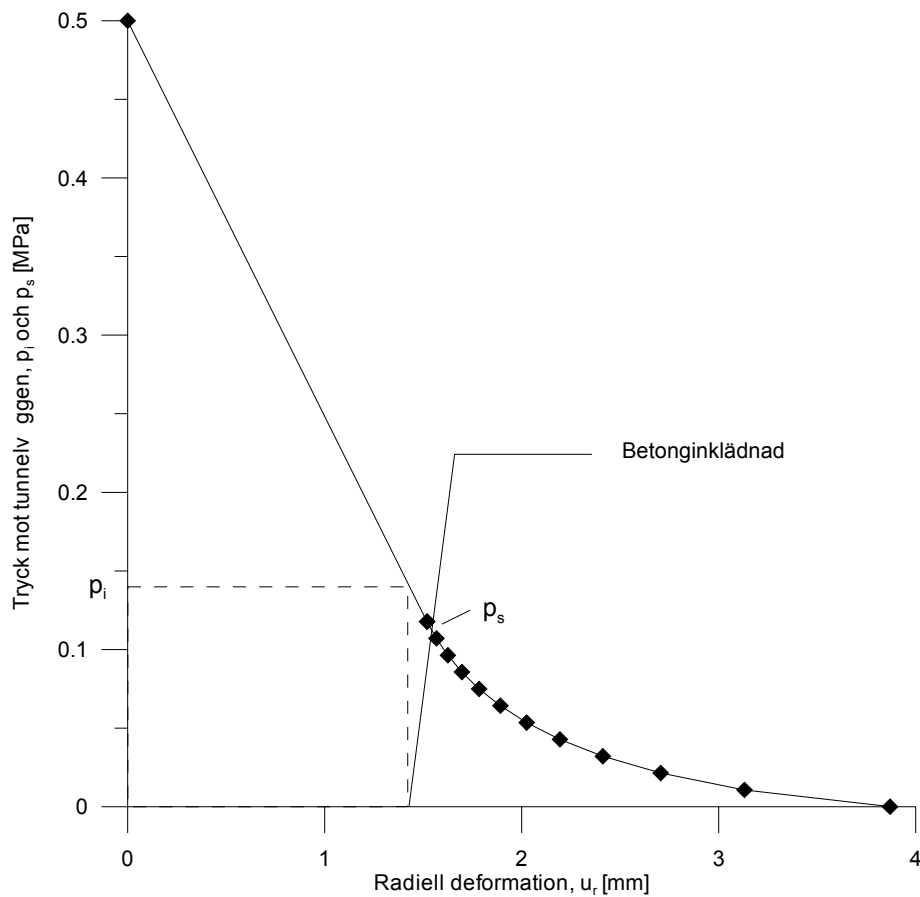
I det följande kommer en analytisk dimensioneringsmetod att presenteras som bygger på flera förenklingar av verkligheten men som beskriver de principer som bör tillämpas.

Den modell som skall studeras är en cirkulär tunnel i en bergmassa som är homogen och isotrop och med ett hydrostatiskt spänningstillstånd, det vill säga att alla tre huvudspänningarna är lika. Bergmassan kan beskrivas med sina deformations- och hållfasthetsegenskaper men effekten av enskilda sprickplan kan inte simuleras.



Betonginklädnaden i modellen beskrivs utifrån sin styvhet,  $EA$ , och vid en radiell deformation av denna betongring uppkommer ett tryck mot bergmassan som verkar stabiliserande. När detta stabiliserande tryck uppväger de bergspänningar som råder närmast tunneln är jämvikt uppnådd och den last som då erhålles i inklädnaden kan beräknas.

Denna princip att dimensionera brukar benämnas "convergence-confinement method" och det samband som används för att beskriva lasten mot tunneln som en funktion av deformationen i bergmassan benämns "Ground Reaction Curve (GRC)" som här benämns bergets responskurva. Resultatet från en beräkning visas i Figur 5.2-1 där även responskurvan för en betonginklädnad är inkluderad.



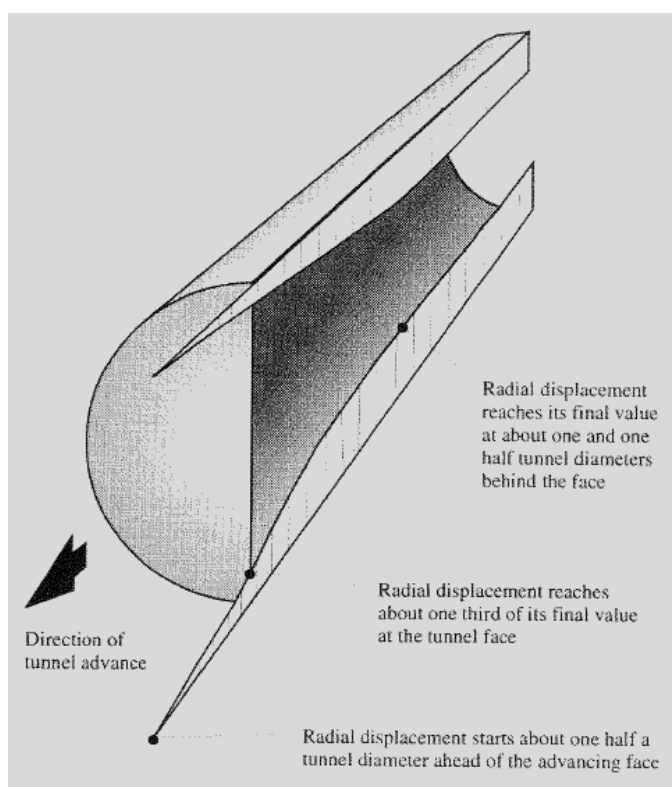
Figur 5.2-1: Bergets och betonginklädnadens responskurva med förutsättningar enligt texten.  $p_i$  = inneslutningstryck vid tiden för installation av betonginklädnad,  $p_s$  = kontaktryck mot betonginklädnaden vid jämvikt

Figur 5.2-1 visar bland annat att den totala deformationen för tunnelväggen utan någon förstärkning uppgår till ca 4 mm och att med betonginklädnaden minskar denna till drygt 1,5 mm. Detta förutsätter att betonginklädnaden installeras då deformationen är knappt 1,5 mm.

Beräkningen ovan är utförd för en tunnel med diametern 10 m och belägen på ett djup av 20 m under markytan. Bergmassan har en tryckhållfasthet om 5 MPa och RMR=45. Bergets egenskaper beräknades med GSI-systemet [19].

I tillägg till vad som beskrivs ovan finns det också en fördelning av deformationerna längs en tunnel i närheten av tunnelfronten och detta beskrivs nedan.

Vid drivning av en tunnel genom en bergmassa kommer den förändring av in-situ spänningarna i bergmassan som sker att innebära deformationer in mot tunneln. Dessa deformationer sker inte enbart efter att tunnelfronten passerat utan det finns en sträcka både framför och bakom tunnelfronten där dessa deformationer utbildas. Detta visas schematiskt i Figur 5.2-2:

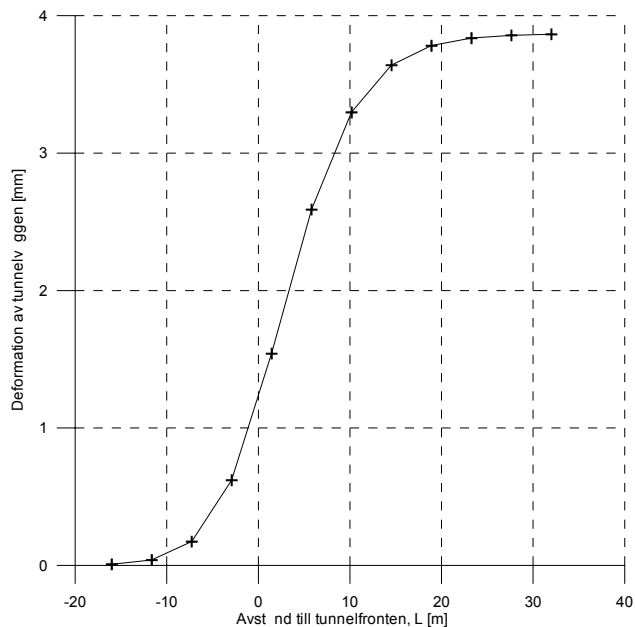


Figur 5.2-2: Fördelning av den radiella deformationen i tak och sula vid drivning av en tunnel [19].

Följande tumregler kan användas för fördelningen i längsled av deformationerna:

- De radiella deformationerna startar omkring en tunneldiameter framför stoff
- Vid stoff uppgår deformationen till ca 30% av den slutliga deformationen
- Den slutliga deformationen uppnås omkring två tunneldiameter bakom stoff

I Figur 5.2-3 visas hur fördelningen av deformationen kan se ut längs en tunnel vid samma förutsättningar som gavs för resultaten i Figur 5.2-1. Figur 5.2-3 visar bland annat att deformationen startar 10-15 m framför tunneln, vid tunneln uppgår deformationen till drygt 1 mm och att den slutliga deformationen på 4 mm är uppnådd ca 20 m bakom tunneln.



*Figur 5.2-3: Fördelningen av den radiella deformationen framför och bakom tunneln.*

Med de förutsättningar som ligger till grund för beräkningen kan man dra följande slutsatser från Figur 5.2-1 och Figur 5.2-3:

- Omkring 25% (1 mm) av deformationen är uppnådd vid tunneln och kan inte påverkas utan för-förstärkning

- Betonginklädningen i Figur 5.2-1 installeras då deformationen är drygt 1,5 mm vilket i Figur 5.2-3 innebär att den installeras några få meter bakom tunnelfronten.
- En betonginklädning som installeras mer än 10 m från tunnelfronten har en mycket begränsad inverkan på deformationerna.

Den beskrivning av metoden för dimensionering av en cirkulär betonginklädning som har återgetts ovan kan sammanfattas som följer:

1. Upprätta bergets responskurva. Denna beskriver sambandet mellan tunnelväggarnas deformation och ett tänkt inre tryck i tunneln.
2. Upprätta motsvarande responskurva för inklädningen. Denna beskriver sambandet mellan ett yttre tryck mot inklädningen och dess radiella deformation.
3. Bestäm den deformation som sker innan inklädningen är installerad. Detta är en viktig del av beräkningen och dess storlek bygger till stor del på erfarenhet.
4. Lasteffekten i betonginklädningen bestäms med en balkmodell upplagd på fjädrar.

Vid beräkning av den deformation som redan skett av tunnelväggarna innan betonginklädningen installeras skall hänsyn tas till att redan vid tunnelfronten har man uppnått 25-30% av de slutliga deformationerna. Det är av stor vikt att hänsyn tas till detta vid till exempel ytliga tunnlar där sättningar av markytan kan vara ett problem.

Beräkningsgången finns detaljerat beskriven i AFTES, Groupe de Travail no 7, Tunnel Support and Lining [1]. En liknande beskrivning som även innehåller ekvationer för att utföra beräkningarna i ett Excel-formulär återfinns i Carranza-Torres and Fairhurst (2000) [7].

Chang (1994) [8] har beskrivit hur metoden ovan kan kombineras med en inklädning av sprutbetong och hur hållfasthetstillväxten i sprutbetongen påverkar deformationsbilden vid tunneldrivningen. Det är också nödvändigt att anpassa tunneldrivningen så att inte sprutbetongskiktet närmast tunnelfronten utsätts för alltför stora laster innan erforderlig hållfasthet är uppnådd.

Den metod för dimensionering av en betonginklädning som beskrivits ovan har sina begränsningar när den skall appliceras på vissa typer av tunnlar och utförande. Som kommer att framgå vidare i texten är metoden lämpad för dimensionering av betonginklädningar vid TBM tunnlar eftersom dessa dels är cirkulära och betongsegmenten normalt installeras i anslutning till tunnelfronten.

För tunnlar som schaktas ut på konventionellt sätt är appliceringen av metoden inte möjlig utan viss anpassning till tunnlar tvärsnitt, då de normalt inte är cirkulära.

Dessutom installeras förstärkningen ibland efter att deformationerna redan skett och i dessa fall är det oklart om metoden kan användas.

De följande två avsnitten behandlar först beräkning av last från jord och berg för TBM tunnlar och därefter för konventionella tunnlar.

### **5.3 TBM tunnlar med betonginklädnad**

Vid TBM-borrade tunnlar som förses med en betonginklädnad av prefabricerade segment monteras normalt betonginklädnaden i borrhuvudet innanför skölden och strax bakom tunnelfronten, ca 10-20 m. När TBM:en drivs framåt och inklädnaden på så sätt friläggs fylls utrymmet mellan inklädnaden och berget med injekteringsbruk för att säkerställa att en god kontakt erhålles.

Ett resultat av detta förfaringssätt är att då TBM:en förflyttar sig framåt kommer väggarna i bergtunneln att deformeras inåt. Storleken av denna rörelse beror bland annat av bergmassans deformationsegenskaper, bergtunnelns diameter och bergspänningarna in-situ. Deformationen resulterar i en kompression av inklädnaden och detta i sin tur resulterar i ett mothållande tryck mot bergmassan från inklädnaden.

Av detta följer att de förutsättningar som gavs i föregående avsnitt för att nyttja bergets och betonginklädnadens responskurvor samt deformationens fördelning längs tunneln vid tunnelfronten stämmer väl överens med de verkliga förutsättningar som återfinns vid borring av TBM tunnlar.

Skölden har en viss tjocklek och eftersom borrhuvudet måste skapa ett hålrum i berget som är något större än skölden för att undvika risken att maskinen kläms fast, kommer det att finnas ett utrymme mellan betongsegmenten och bergmassan. Detta utrymme innebär att betongsegmenten inte kan överföra någon berglast förrän tunnelväggarna deformerats så att kontakt uppstår. Storleken på utrymmet kan uppgå till någon dm.

För att erhålla en snabbare överföring av last samt få en jämnare fördelning på kontaktrycket mellan berg/betongsegment utförs normalt en kontaktingektering av utrymmet mellan betongsegmenten och bergväggen.

Den slutliga lasten mot betonginklädnaden måste ta hänsyn till överborringen samt kontaktingekteringen.

#### **5.3.1 Beräkningsprogram**

Det normala är att använda en uppsättning beräkningsprogram för att beräkna lasten från jord och berg mot betongsegmenten och en annan uppsättning för dimensioneringen av betongsegmenten.

Beräkningen av lasten från jord och berg startar normalt med en analytisk metod enligt de referenser som angavs i föregående avsnitt. Metodens relativa enkelhet gör att det är relativt snabbt att testa olika alternativ. När en slutlig lösning har tagits fram bör denna kontrollberäknas med en numerisk metod för att bland annat kunna inkludera variationer i geologiska och bergmekaniska egenskaper samt i in-situ spänningar.

När man så erhållit dimensionerande laster mot betongsegmenten från dessa beräkningar, används dessa laster som indata, tillsammans med övriga laster, i konventionella beräkningsprogram för dimensionering av betongkonstruktioner.

## 5.4 Konventionella tunnlar med betonginklädnad

Tunnlar som utförs med konventionell teknik (sprängning) skiljer sig på två avgörande punkter från TBM-tunnlar när det gäller att beräkna lasten från jord och berg; (1) tunnarnas tvärsnitt är inte cirkulärt och (2) tidpunkten när förstärkningen installeras kan variera inom vida ramar.

Tvärsnitten för tunnarna utformas efter deras funktion även om bergmekaniska aspekter sätter gränserna; enkelspårstunnlar för järnväg blir relativt höga i förhållande till sin bredd medan till exempel vissa vägtunnlar kan uppvisa en stor bredd i förhållande till sin höjd.

Installation av förstärkning är ett moment som kan utföras på flera olika sätt. Partier som skall utföras med en betonginklädnad kommer i många fall först att förstärkas med någon form av sprutbetong och bergbult, vilken dessutom oftast betraktas som temporär. Denna förstärkning kan utföras fram till i närheten av tunnelfronten.

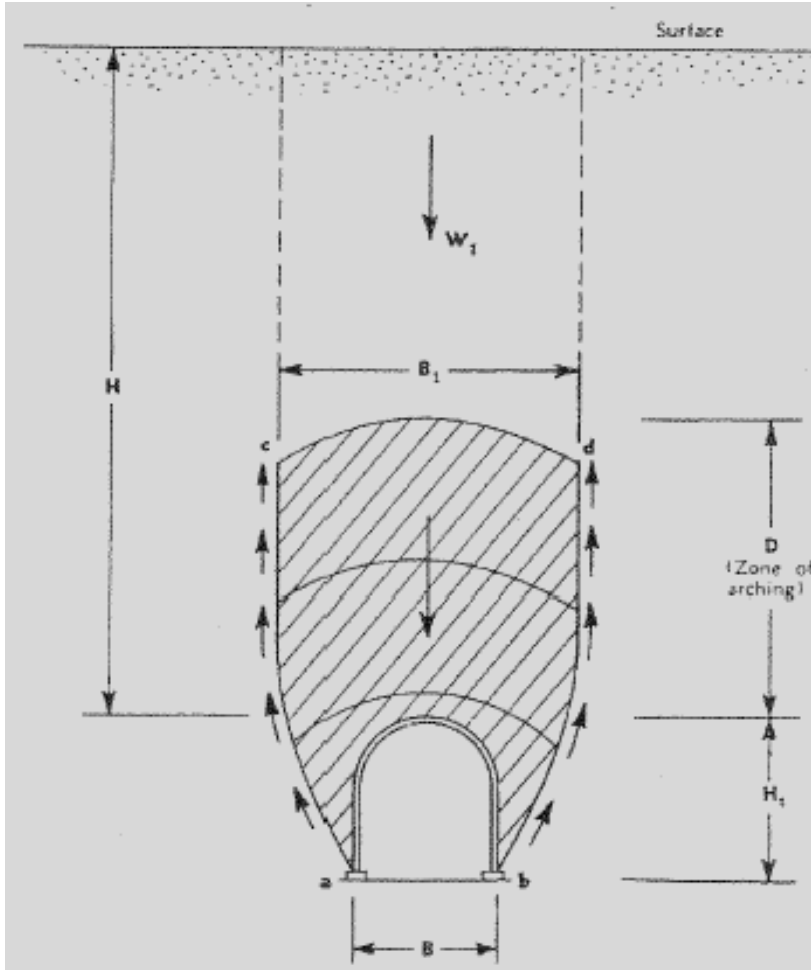
Eftersom geometrin och installationen av betonginklädnaden kan utföras på ett flertal sätt är det mest praktiskt att utföra beräkningar med hjälp av numeriska metoder. Dessa metoder kan simulera komplicerade geometrier för inklädnaden och kan dessutom ta hänsyn till jordlagerföljder och bergartsgränser samt anisotropi i markens egenskaper.

På samma sätt som beskrevs för TBM tunnlar kan det dock finnas skäl att börja med en enklare metod att beräkna lasten mot betonginklädnaden. För konventionella tunnlar får man antingen använda analytiska metoder för cirkulära tunnlar, enligt tidigare beskrivning, eller empiriska metoder.

Beträffande analytiska metoder hänvisas till Chang (1994) [8] vars avhandling bygger på en anpassning av metoden med bergets och betonginklädnadens respektive responskurvor, hållfasthetstillväxten i sprutbetongen samt fördelningen av deformationen längs tunneln.

En enklare metod finns beskriven av Terzaghi redan på 40-talet och reviderades av Proctor och White (1977) [25], vilken i korthet beskrivs nedan.

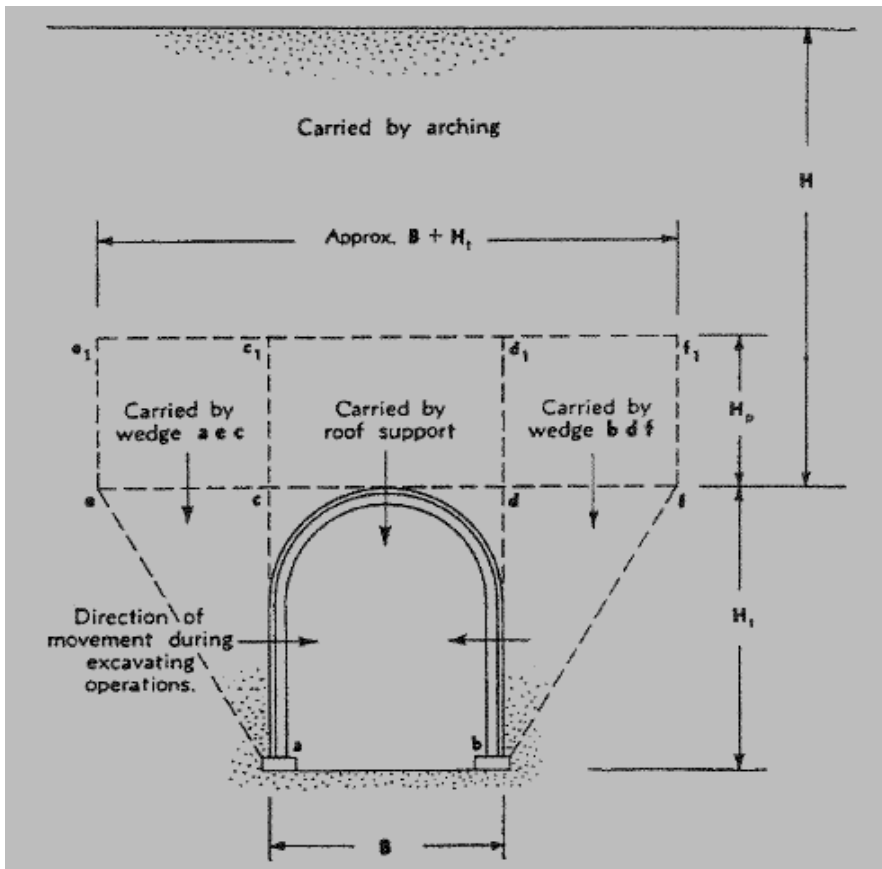
### 5.4.1 Empirisk metod



Figur 5.4-1: Storleken av den jord- eller bergvolym som belastar tunneln [25]

I Figur 5.4-1 visas schematiskt en zon med höjden  $D$  över tunneltaket. Jorden eller bergmassan ovanför denna zon antas inte belasta tunneltaket. I [25] anges att  $D=1,5xB$ , där  $B$  är tunnelns bredd, som ett mått på den volym man bör använda. Som Figur 5.4-1 antyder finns det en viss skjuvhållfasthet som delvis motverkar vikten av den skrafferade volymen.

Den metod att beräkna lasterna som anges här togs ursprungligen fram för tunnlar där förstärkningen utgjordes av stålbågar och schaktningen, vid jordtunnlar, utfördes med någon form av bröstning vid stoffen.



Figur 5.4-2: Laster mot en tunnel enligt Proctor och White (1977) [25].

Med beteckningar enligt

Figur 5.4-2 gäller följande samband:

$$H_p = C \cdot (H_t + B)$$

där C = konstant beroende av jord- eller bergmaterialets egenskaper

$H_p$  = Vertikal last mot tunneln

B = Bredd av tunneln

$H_t$  = Höjd av tunneln

Värdet på konstanten C anges variera mellan 0,27-0,60 för fast sand och för bergmassor kan den uppgå till 4,5 i extrema fall.

Brantmark (1998) [3] har gett förslag på hur  $H_p$  kan beräknas i berg vid olika grad av blockighet och storlek på bergspänningar och för en tunnel i friktionsjord återfinns



motsvarande i [25]. Gemensamt för de båda metoderna är att storleken av  $H_p$  är en funktion av tunnelns bredd och höjd.

Sidotrycket mot tunneln beräknas med klassisk jordtryckteori med en överlast som motsvaras av  $H_p$  i Figur 5.4-2. Horisontella bergspänningar in-situ måste beaktas.

Enligt [25] visar erfarenheten att för tunnlar i berg och jord ovanför grundvattenytan ligger de verkliga lasterna betydligt under de beräknade. Orsaken tros vara att en snabbt installerad förstärkning och god anliggning mot jorden/berget ger en liten deformation och tryckbågen i jorden/berget kan då utbildas snabbt.

#### 5.4.2 Numeriska metoder

Det skulle bli alltför omfattande att fullständigt beskriva de metoder som bör tillämpas vid en numerisk beräkning i syfte att dimensionera en betonginklädning. Följande punktlista är dock exempel på faktorer som behöver beaktas vid dessa beräkningar:

- Bergmassans mekaniska egenskaper
- In-situ spänningar
- Vattentryck
- Inklädningens mekaniska egenskaper
- Gränsskiktet inklädning/bergmassa
- Samverkan betonginklädning/bergförstärkning
- Redovisning av resultat

##### 5.4.2.1 Bergmassans mekaniska egenskaper

Bestämning av bergmassans mekaniska egenskaper kan ske med hjälp av ett klassificeringssystem eller utifrån provning och i många fall bör en kombination av dessa åtgärder ske. Följande punkter skall ses som förslag på metoder att använda vid bestämning av bergmekaniska egenskaper för bergmassan. För att bestämma dessa egenskaper bör egenskaper för den intakta delen av berget bestämmas samtidigt som inverkan av spricksystem och andra strukturer i bergmassan inkluderas i analysen:

##### Intakt berg

Då den enaxliga tryckhållfastheten för intakta provkroppar bedöms ligga väl över 50 MPa och bergarten kan anses tillhöra typiskt "svenskt urberg", kan tryckhållfastheten troligen uppskattas utifrån tidigare erfarenhet och verifieras med några enkla "point-load" försök.

För bergarter med en bedömd enaxlig tryckhållfasthet som ligger klart under 50 MPa bör "point-load" försöken utökas samt kompletteras och verifieras med några enaxliga tryckförsök där även deformationsegenskaperna bestäms med större noggrannhet.

### Bergmassa

Inverkan av spricksystem och andra större strukturer i bergmassan på de bergmekaniska egenskaperna bestäms genom att använda lämpligt klassificeringssystem; ett i Sverige vanligt system är det sk RMS-systemet som är baserat på RMR-systemet och utvecklat av Professor Håkan Stille, KTH.

Ett internationellt vanligt system är GSI-systemet utvecklat av E. Hoek och bland annat beskrivet i [19]. Systemet använder RMR- eller Q-värdet för bergmassan, den enaxliga tryckhållfastheten för intakta prover samt bergart vid bestämning av bergmassans egenskaper.

Det är inte möjligt att ge detaljerade rekommendationer för hur de mekaniska egenskaperna bör bestämmas i varje enskilt fall i en studie av denna typ. En viss vägledning kan dock göras med hjälp av följande punkter:

- Det så kallade RMS-systemet är baserat på erfarenheter från anläggningsprojekt i svenskt urberg och under dessa förutsättningar bör detta system kunna användas. Försiktighet måste tillämpas vid sämre berg eftersom referenser för  $RMS < 40$  nästan helt saknas. Ett alternativ är att använda det så kallade GSI-systemet (Hoek, 1994) vid bestämning av hållfasthetsegenskaperna.
- Bestämning av E-modulen för bergmassan vid "mjuka" bergarter bör inte baseras på klassificeringssystem. Erfarenheten från bland annat Citytunnelprojektet i Malmö är att istället basera det på labb-försök och reducera dessa värden för att erhålla bergmassans deformationsegenskaper.
- Eftersom de flesta tunnlar som byggs i Sverige ligger ytligt kommer bergspänningarna inte att orsaka några större problem utan det är snarare deformationer och sättningar på markytan som är det viktiga problemområdet. Därför bör undersökningarna av bergmassans mekaniska egenskaper i dessa fall inrikta sig på att bestämma deformationsegenskaper. Hållfasthetsegenskaperna kan då begränsas till att bestämma den enaxliga tryckhållfastheten.

#### **5.4.3 In-situ spänningar**

För ytliga tunnlar och portaler kan bergspänningarna i många fall uppskattas genom en beräkning av det vertikala överlagringstrycket samt ett antaget värde för horisontalspänningarna. För djupare tunnlar och framförallt då det bedöms finnas svaghetszoner längs den planerade tunneln bör spänningsmätningar övervägas.

En känslighetsanalys som visar om antagna spänningar och bergförhållanden riskerar att ge stabilitetsproblem kan användas som beslutsunderlag i tveksamma fall.

#### 5.4.4 Vattentryck

Beträffande det dimensionerande vattentryck som konstruktionen skall dimensioneras för måste man skilja på system c och d i *Figur 1.1-1*. För system d, som utförs i det närmaste vattentätt, kommer vattentrycket att vara det naturliga grundvattentrycket. I system c, med sin dränerade botten, minskar detta vattentryck till följd av att den dränering som sker under botten av tunneln, påverkar vattentrycket runt hela tunneln. Det resulterande vattentrycket erhålles genom en beräkning i till exempel en numerisk modell, förslagsvis enligt följande:

- I modellen ansätts en betonginklädning i tak och vägg som ansluter tätt mot berget. Botten lämnas öppen.
- Den hydrauliska konduktiviteten för bergmassan anges i modellen tillsammans med rådande grundvattentryck. För den injekterade zonen, ca 4-5 m ut från tunneln, anges vad som bedöms rimligt att uppnå i hydraulisk konduktivitet.
- Beräkningen ger ett vattentryck mot inklädningen, som är mindre än det naturliga grundvattentrycket, samt ett inläckage av vatten i botten av tunneln.

Vid en beräkning enligt ovan måste en bedömning göras av vilken hydraulisk konduktivitet som skall ansättas för den injekterade zonen eftersom detta påverkar vattentrycket mot betonginklädningen om tunneln är dränerad.

Erfarenheter från injekteringsförsöken vid Södra Länkens tunnlar har visat att gränsen för de sprickvidder som kan injekteras ligger omkring 0,1 mm med normala metoder och utrustning. Det värde på den hydrauliska konduktiviteten som detta representerar beror på fördelningen av sprickvidder. En praktisk gräns för vad som är möjligt att uppnå skulle kunna vara omkring  $0,5 \times 10^{-7}$  m/s under förutsättning att injekteringen utförs som kontinuerlig förinjektering med injekteringsbruk (max 30µm) och krav på filtreringsstabilitet.

I vissa fall kan betonginklädningen utföras med ett dränerande skikt på utsidan mot berget, vilket ytterligare reducerar vattentrycket mot inklädningen. Vid dimensioneringen är det nödvändigt att överväga risken för igensättning av sådana system. Erfarenheten från Kanaltunneln visar att man för dränerade tunnlar bör överväga att betrakta fullt hydrostatiskt vattentryck som en olyckslast.

#### 5.4.5 Samverkan inklädning/bergmassa

Samverkan mellan betonginklädningen och omgivande bergmassa kan antas fungera på tre olika sätt vad avser lastöverföring:

1. Fullständig samverkan; vidhäftning mellan betong och bergmassa
2. Glidning i gränssnittet med eller utan friktion, inklädnaden kan inte separera från bergmassan
3. Glidning i gränssnittet med eller utan friktion, inklädnaden kan separera från bergmassan

Vilket av dessa alternativ som skall användas beror på utförandet; i de fall ett membran till exempel appliceras på utsidan av en betonginklädnad bör alternativ 3 vara aktuellt medan erfarenheten från Kanaltunneln tyder på att en TBM-tunnel där kontaktinjektering utförs på utsidan av betongsegmenten kan antas fungera enligt alternativ 1. Beträffande platsgjutna inklädnader utan ett yttre membran är valet inte självklart.

#### **5.4.6 Samverkan betonginklädnad/bergförstärkning**

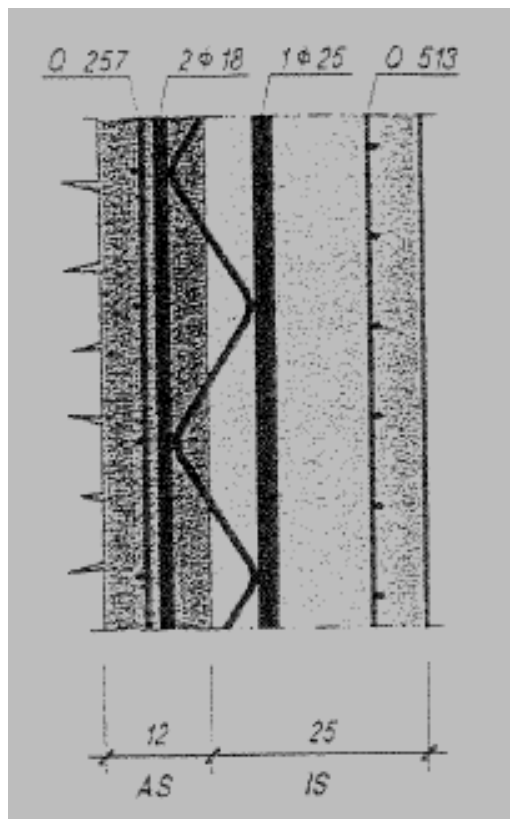
Normal praxis både i Sverige och utomlands är att den bergförstärkning som utförs först (primär förstärkning), och som normalt består av bergbult och sprutbetong, skall betraktas som temporär och får sedan inte tillgodoräknas vid dimensioneringen av en betonginklädnad.

Nackdelen med detta är att den ursprungliga tunneln måste ges ett större tvärsnitt för att kunna hysa båda förstärkningarna. I många fall är detta inget stort problem men då tunneln har en mycket begränsad täckning kan det vara en stor fördel om de båda förstärkningarna samverkar i det permanenta skedet, eftersom den totala tjockleken av förstärkningen minskar och täckningen över tunneln ökar.

Det finns exempel från CTRL North Downs Tunnel i Storbritannien (Hurt, 2002) [20] där man utnyttjat den först utförda inklädnaden av sprutbetong vid dimensioneringen av en platsgjuten betonginklädnad. Kravet på den tekniska livslängden är 120 år. Det förefaller dock som om endast en begränsad samverkan blev utnyttjad.

Ett exempel där man ger förslag på ett mer konsekvent utnyttjande av samverkan kommer ifrån Bochum, Tyskland (Zerna, Köpper & Partner, 1996) [30]. I denna referens finns ett utförande beskrivet där gitterbågar installerats så att de delvis ingår i den primära förstärkningen genom att de är delvis insprutade i sprutbetongskiktet och därefter delvis ingår i den platsgjutna betonginklädnaden. Ett exempel på hur en sådan samverkande förstärkning kan utformas visas i Figur 5.4-3, där bergets yta ligger till vänster och tunnelns insida till höger.

Gitterbågarna i Figur 5.4-3 syftar till att överföra skjuvspänningar mellan de båda skikten av betong, vilken är en förutsättning för att erhålla en god samverkan.



Figur 5.4-3: Exempel på hur gitterbågar kan användas för att uppnå samverkan mellan sprutbetong, AS, och platsgjuten betong, IS. Tjockleken på betongskikten är angiven i cm [30].

Vid dimensioneringen är det bland annat nödvändigt att ta hänsyn till den krympning och krypning som redan skett i sprutbetongen när den platsgjutna betongen gjuts.

Detta är ett område där det i dag inte finns någon praxis i Sverige men det är troligt att en sådan finns utvecklad i till exempel Tyskland.

Fördelarna med en samverkan är förstas att såväl betongmängderna som volymen bergschakt minskar. Framförallt vid dåliga bergförhållanden där det först krävs en omfattande temporär förstärkning och sedan en lika omfattande betonginklädnad blir skillnaden stor.

I de fall ett membran används på utsidan av betonginklädnaden innebär krav på tillgänglighet och inspekterbarhet av det bärande huvudsystemet att någon förstärkning utanför detta membran inte kan tillgodoräknas.

## 6 Betonginklädnad

### 6.1 Vattenläckage

#### 6.1.1 Allmänt

En betonginklädnad skall förutom att bära last från den omgivande grunden även kunna utgöra en barriär mot vatteninträngning. De tekniska lösningarna för att uppnå den krävda begränsningen av vatteninträngningen måste därför penetreras lika noga som den lastbärande funktionen.

Läckage av vatten in i tunneln kan ske genom betongen eller i fogar. Speciellt rörelsefogar är kritiska i detta avseende.

Det bör även uppmärksammas att vattenläckage i tunnelns längdled mellan betonginklädnad och omgivande berg kan skapa stora problem.

#### 6.1.2 Krav

##### 6.1.2.1 Allmänt

Krav på begränsning av vattenläckage in i tunnlar samt läckage längs tunneln bestäms vanligen av följande faktorer:

- Omgivningspåverkan
- Tunnelns funktion
- Estetiska krav
- Beständighet

Ovanstående faktorer är förutom omgivningspåverkan svåra att definiera och mäta. Definitioner och krav på minsta inläckage finns dock angivna i till exempel [15] och BV TUNNEL [6], avsnitt 3.1.3. Kraven i [15] och [6] återges i Tabell 6.1-1 respektive

Tabell 6.1-2.

Tabell 6.1-1. Tabell 4.118 i ENV 1992-4

Klass	Krav
0	Inläckage är acceptabelt i någon grad eller alternativt är inläckage ointressant
1	Global täthet skall uppnås. Inläckage är begränsat till minimal mängd. Fuktbläckar accepteras.
2	Lokal täthet skall uppnås. Generellt tillåts inget inläckage. Fuktbläckar accepteras ej

Krav på minsta tillåtna sprickvidder finns kopplade till ovanstående klasser. Tabellen är under utarbetande och kommer att justeras.

Tabell 6.1-2. BV TUNNEL, tabell 3.1-2. "Kvantifiering av begreppen fukt, dropp och rinnande vatten för enskilt inläckningsställe"

Begrepp	Antal droppar per minut	Liter per minut
Fukt	<1	$<0,05 \cdot 10^{-3}$
Dropp	$\geq 1$	$\geq 0,05 \cdot 10^{-3}$
	$\leq 150$	$\leq 7,5 \cdot 10^{-3}$
Rinnande	>150	$> 7,5 \cdot 10^{-3}$

### 6.1.3 Vattentät betong

#### 6.1.3.1 Allmänt

Normalt är inte läckage genom den ospruckna betongen en kritisk faktor då till exempel en god anläggningsbetong med ett  $v_{ct}=0.40$  har en vattenpermeabilitet,  $K$  som är ungefär lika med  $10^{-12}$  m/s. Det är främst läckage i genomgående sprickor som kan skapa problem.

De genomgående och för vattenläckaget kritiska sprickorna är i huvudsak vertikala. Dessa sprickor uppstår i huvudsak på grund av så kallade volymkrafter (avsvalning, temperatur och krympning) i kombination med låsningar av betonginklädnaden.

Uppkomst av horisontella genomgående sprickor förhindras normalt av en tryckande normalkraft i kombination med ett böjande moment.

Definition av genomgående spricka samt regler för beräkning av vattenläckage återfinns i till exempel [15].

Normalt armeras betonginklädnader och betongtunnlar. Med armering kan vidden på sprickor som uppstår på grund av yttre last och volymkrafter kontrolleras. Behovet att försä tunneln med ett yttre membran blir därmed en öppen fråga.

Inom Banverkets och Vägverkets verksamhetsområden förekommer normalt inte oarmerade konstruktioner. Undantag finns som till exempel den membranförsedda och platsgjutna betonginklädnaden i Projekt Hallandsås som med undantag av botten är helt oarmerad. Se även 6.1.4.4.

Oarmerade betonginklädnader bör förses med yttre membran.

#### 6.1.3.2 Regelverk

##### Minimiarmering för sprickbredds begränsning

Här avses armering för att kontrollera bredden för de vertikala sprickor som beskrivs i 6.1.3.1.

Bro 2002:

För tunnlar som utförs av Banverket och Vägverket styrs minimiarmeringsmängd för sprickbredds begränsning av Bro 2002, 42.325. De formler som anges grundar sig på undersökningar av sprickbildning i frontmurar till plattrambroar [18]. Som klassificeringsgrund vid bedömning av gjutetappens uppsprickning anges i [18] att enstaka sprickor med en bredd mellan 0,2 och 0,4 mm är acceptabelt. Det nämns ingenting om genomgående vattenförande sprickor.



BBK 94, 4.5.6:

Bestämning av minimiarmering för sprickbredds begränsning enligt BBK 94, 4.5.6 innebär att armering skall installeras för en kraft motsvarande betongens dragkapacitet beräknad för en effektiv area. Den effektiva areans bredd är lika med dubbla täcksiktet plus stångdiametern. Enligt Bro 2002, 42.321 behöver BBK 4.5.6 inte beaktas.

Krav på största beräknade sprickbredd för konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck

BBK 94, 4.5.4:

*"Sprickbredden  $w_k$  bör vid rimliga krav på vattentäthet för konstruktioner påverkade av ensidigt vattentryck inte överstiga 0,20 mm."*

Bro 2002, 41.311:

*"Betongkonstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck ska ha en maximal sprickbredd av 0,10. Se även 42.137."*

Övrigt

Bro 2002, 42.137:

*"För att undvika genomgående sprickor ska betongkonstruktioner utsatta för böjande moment och ensidigt vattentryck ha en tryckzon om minst 50 mm för lastkombinationer enligt 22.251." (bruksgränstillstånd, kombination V:A)*

6.1.3.3 *Kommentarer till krav i regelverk*

Minimiarmering för sprickbredds begränsning

Det krav som ställs i BBK 94 ger armeringsmängder i storleksordningen  $\Phi 12$  s 150 oberoende hur tjock betongkonstruktionen är, vilket erfarenhetsmässigt är för lite armering för aktuella konstruktioner.

Kraven i Bro 2002, 42.325 bygger på att enstaka sprickor kan vara mellan 0,2 och 0,4 mm, vilket inte är acceptabelt för genomgående sprickor i en betonginklädnad som är utsatt för ensidigt vattentryck.

### Krav på största beräknade sprickbredd för konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck

Sprickbreddskraven i både BBK 94 och Bro 2002 är ofullständiga. Kraven kan tolkas som om att de gäller alla typer av sprickor. Det vill säga dels sådana sprickor som endast delvis penetrerar tvärsnittet och är ofarliga ur läckagesynpunkt och dels genomgående sprickor.

När det gäller sprickbredden är begreppen medelvärde och karakteristiskt värde definierade men vad som åsyftas med begreppet "maximal sprickbredd" i Bro 2002 är inte angivet.

### Övrigt

Bro 2002, 42.137 talar inte om hur man skall göra om angivet krav inte kan uppfyllas. Är man i sådant fall nödgad att applicera ett yttre vattentätningsskikt?

## **6.1.4 Fogar**

### *6.1.4.1 Allmänt*

Krav på utformning av fogar beskrivs mycket allmänt i regelverken. Här är det upp till konstruktören att tillsammans med entreprenör och tillverkare av fogtätningar att åstadkomma en optimal fogutformning och fogindelning. Rekommendationer och vägledning finns till exempel i DBV-Merkblatt "Fugenausbildung für ausgewählte Baukörper aus Beton" från april 2001 [11].

Vid utformning av fogsystem skall man vara noga med att åstadkomma en kontinuerlig tätningsbarriär. Speciell omsorg skall ägnas åt skarvar och anslutning mellan tätning i rörelsefog och gjutfog. Möjlighet att på ett enkelt sätt kunna identifiera läget för eventuella läckage bör beaktas.

### *6.1.4.2 Gjutfogar*

Med gjutfogar avses fogar vars placering bestäms av arbetsutförandet. Ett mer beskrivande ord är "arbetsfog" (jämför engelskans "construction joint"). För en armerad betonginklädnad utförs dessa fogar med genomgående armering. Fogarna är inte speciellt kritiska ur läckagesynpunkt då de relativt lätt kan tätas i efterhand. Fogtätningen utgörs normalt av ett fogband eller en tätning som sväller vid kontakt med vatten. Den senare kan med fördel kompletteras med en injekterings slang. Fogband kan vara tillverkade i plast, gummi eller plåt.

### *6.1.4.3 Rörelsefogar*

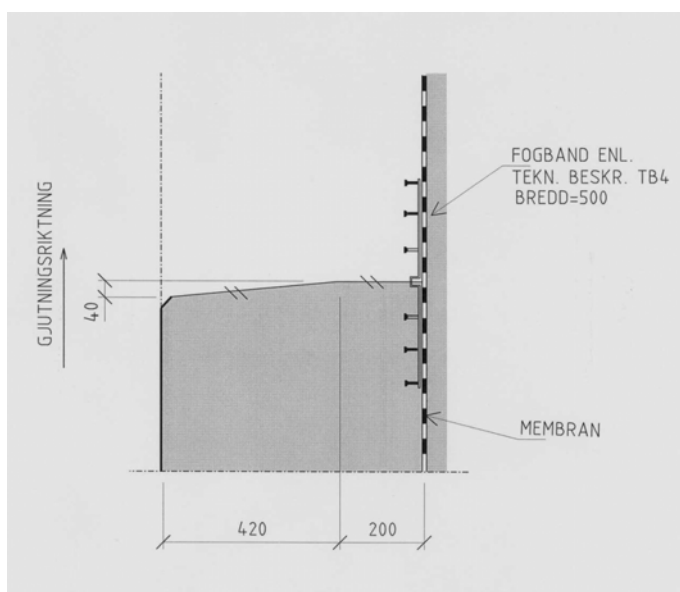
Med rörelsefog avses fog som utförs för att minska inverkan av skadliga låsningar av konstruktionen.

Avstånd mellan rörelsefogar samt utformning och placering av dessa har normalt den största betydelsen för tunnelns förmåga att motstå inträngning av vatten. Här får man väga ett ökat avstånd mellan rörelsefogar (innebärande ett färre antal fogar) mot de större låsningar av betonginklädnaden som därmed uppstår med ökad risk för sprickbildning i betongen som följd.

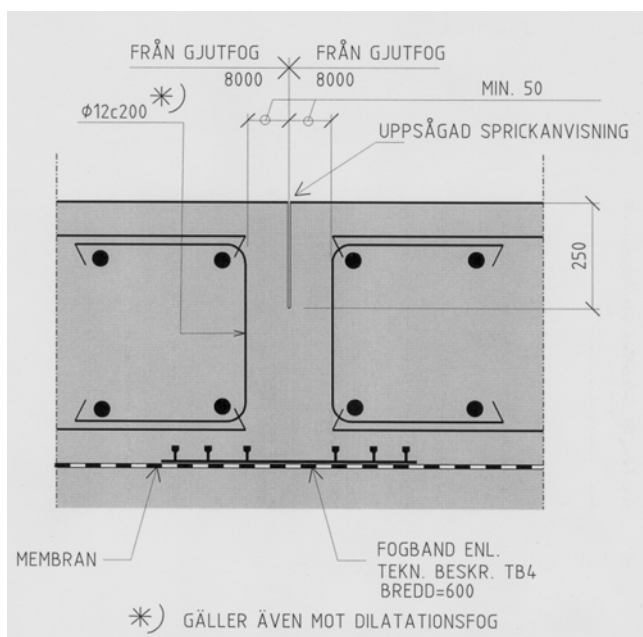
Rörelsefogar utformas i Sverige normalt med dubbla eller enkla fogband. I det senare fallet bör möjlighet finnas att täta fogen i efterhand utan att dess rörelseförmåga påverkas.

#### 6.1.4.4 Exempel på fogsystem

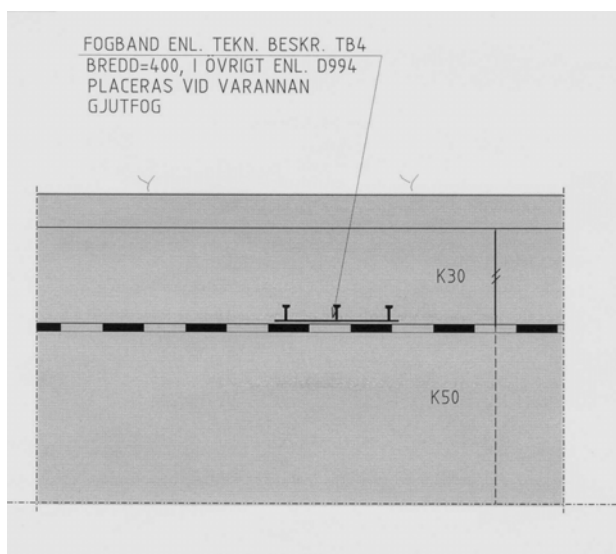
I projekt Hallandsås utfördes mellan 1998-2000 en ca 2x500 m lång platsgjuten betonginklädnad efter schweizisk modell i den norra delen av tunneln. Tunnelns inre radie är ca 4,4 m. Betonginklädnadens tjocklek varierar mellan 540 mm och 670 mm exklusive byggtoleranser. Betonginklädnaden är oarmerad förutom i botten som armerades för att klara utmattning från tåglast. Betonghållfastheten motsvarar K50. Tunneln är försedd med ett 4 mm tjockt yttre vattentätningsskikt av plast. Varje monolit är 16 m lång. Botten göts separat. Mitt på varje monolit sågades en sprickanvisning. Fogsystemet är i princip utformat enligt DS 853 (Deutsche Bahn) och anpassat till det yttre vattentätningsskiktet. Se Figur 6.1-1, Figur 6.1-2, Figur 6.1-3 och Figur 6.1-4.



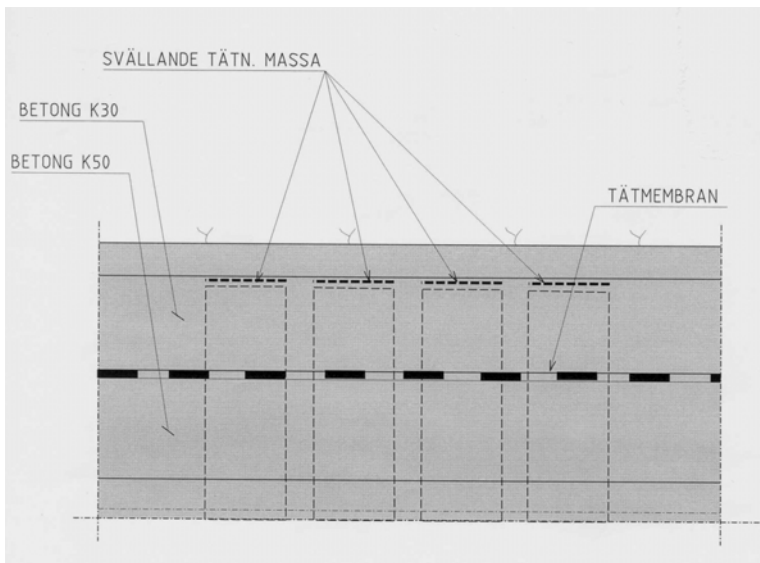
Figur 6.1-1. Projekt Hallandsås, Platsgjuten betonginklädnad. Rörelsefog mellan monoliter.



Figur 6.1-2. Projekt Hallandsås, Platsgjuten betonginklädnad. Sprickanvisning mitt i monolit.



Figur 6.1-3. Projekt Hallandsås, Platsgjuten betonginklädnad. Tätning mot vattenläckage i längdled mellan betonginklädnad och platsgjuten avjämningsbetong (K30).



Figur 6.1-4. Projekt Hallandsås, Platsgjuten betonginklädnad. Tätning mot vattenläckage i längdled mellan avjämningsbetong och sprutbetong.

## 6.1.5 Vattentätningsskikt

### 6.1.5.1 Beskrivning

Ett sätt att förbättra tunnlar förmåga att motstå inträngning av vatten är att förse betonginklädnaden med ett yttre vattentätningsskikt. Vattentätningsskikt av plast såsom PVC, PEH och polyolefin är vanligast. Men även vattentätningsskikt med bentonit förekommer antingen i kombination med ett PEH-membran där bentoniten är sekundär tätning eller så kombineras granulerad bentonit med geotextil. Grundmaterialet är normalt natriumbentonit som sväller i kontakt med vatten. Kvaliteten på omgivande vatten bör analyseras noga. Salthaltigt vatten hämmar bentonitens svällning.

Tjockleken på vattentätningsskikt av plast varierar mellan ca 1 och 4 mm. Plasten värms fast på rondeller som i sin tur har skjutits fast i berget/sprutbetongen. Vattentätningsskiktet skarvas genom en lokal uppvärmning, vilket är en förhållandevis enkel operation. Vattentätningsskikt av plast kräver ett jämt underlag och mellan berget(sprutbetongen) och vattentätningsskiktet placeras en geotextil eller fleeceduk som skydd.

Det är viktigt att sektionera vattentätningsskiktet så att läget för eventuella läckage kan identifieras.

## 6.2 Beständighet

### 6.2.1 Allmänt

Betongens beständighet behandlas i regelverken, vilka har reviderats under 2002 med avseende på beständighet och betongtillverkning. Idag tillämpas SS-EN 206 tillsammans med bland annat SS 13 70 10. I den senare anges exponeringsklasser med tillhörande krav på vct, täcksikt och beräknade sprickvidder för att uppnå en viss livslängd. Det kan vara värt att notera att angivna täcksikt för att beakta korrosion föranledd av klorider från havsvatten gäller för en kloridkoncentration på högst 0,4% (svenska ostkusten). Vid högre kloridkoncentrationer bestäms de täckande betongskikten i varje enskilt fall genom att till exempel använda DuraCrete-metoden [12].

DuraCrete-metoden är en beständighetsdimensionering och är i princip lika uppbyggd som den probabilistiska säkerhetsanalys som statisk dimensionering grundas på. Sannolikheten för funktionsavbrott efter en viss tid, konstruktionens nedbrytning som funktion av tiden eller livslängden som funktion av dimensioneringsparametrar kan beräknas för de olika nedbrytningsmekanismer som konstruktionen är utsatt för. Bland de kritiska parametrarna kan nämnas tröskelvärdet för kloridinitierad korrosion och kloriddiffusionskoefficienten.

Kloriddiffusionskoefficienten är i hög grad beroende av arbetsutförandet. Ett lågt vattencementtal och en väl kompakterad betong är viktigt för att erhålla en låg kloriddiffusionskoefficient. För att testa betongens täthet mot kloridinträngning i färdig konstruktion finns det idag en tämligen enkel praktisk tillämpbar oförstörande metod som utvecklats på Chalmers [24].

DuraCrete-metoden har tillämpats i tunnelprojekt som till exempel Western Scheldt tunneln som är belägen i den syd-västra delen av Holland.

För närvarande pågår ett sameuropeiskt projekt som kallas DARTS (Durable and Reliable Tunnel Structures) [13]. Syftet med projektet är att skapa verktyg för att i varje enskilt fall ur ekonomisk synpunkt kunna välja optimal tunneltyp och byggmetod med hänsyn till omgivningsförhållanden, teknisk kvalitet, säkerhet och livslängd. En ingående del i detta projekt är tillämpning av DuraCrete-metoden. Projektet har en egen hemsida som nås på <http://www.dartsproject.net/>. Citytunnelprojektet i Malmö är en av sponsorerna.

## 6.3 Armering

### 6.3.1 Allmänt

I dag armeras de flesta gjutna betonginklädnader med stänger till skillnad från en sprutad betongförstärkning som snarast mer som regel än undantag armeras med fibrer. Nedan behandlas armering av betonginklädnad med fibrer.

### 6.3.2 Armering med fibrer

På senare tid har gjutna betonginklädnader utförts i fiberarmerad betong. Speciellt gäller detta förhållande betonginklädnader utförda med prefabricerade element [14]. Armeringens huvudsakliga funktion är att klara spjälkning vid de radiella (längsgående) fogarna samt de krafter som uppstår under byggtiden dels vid hantering av elementen och dels under framdrivning av tunnelborrningsmaskinen.

Vid hantering av elementen under byggtiden uppstår regelbundet skador vid till exempel hörn och ränder. Se Bild 6.3-1. För att minska frekvensen av sådana skador är användning av stålfiberarmerad betong en framkomlig väg som provats i ett relativt stort antal projekt de senaste åren.



*Bild 6.3-1. Skada på prefabricerat betongelement [23].*

Ett steg ytterligare är att utnyttja en kombination av stålfiber och polypropylenfiber. Channel Tunnel Rail Link är ett projekt där elementen utförs i betong utan konventionell armering men med inblandning av både stålfiber och polypropylenfiber.

En kombination av stål- och polypropylenfiber erbjuder ett intressant alternativ till konventionellt armerad betong beroende på bland annat förbättrade materialegenskaper vad gäller spjälkning och slagtlighet. Inblandning av polypropylenfibrer ger dessutom en god potential att öka motståndsförmågan mot spjälkning i händelse av brand.

Man skall dock vara på det klara med att för syntetiska fibrer finns till exempel osäkerheter vad gäller val av dimension, långtidsegenskaper och dosering. Dessutom bör nämnas att det finns lite eller ingen erfarenhet av att kombinera stålfiber och polypropylenfiber med självkompakterande betong.

### **6.3.3 Dimensioneringsmetoder för stålfiberarmerad betong i betonginklädnader**

Stålfiber kan inte ersätta konventionell armering i konstruktioner utsatta för stor momentpåverkan i kombination med liten normalkraft. Betonginklädnadens geometri kan dock ofta anpassas så att dess centrumlinje har små avvikelser från den yttre lastens trycklinje, vilket innebär att den fiberarmerade betongens draghållfasthet kan vara tillräcklig för att klara uppkomna böjmoment. Se även 6.5.3.

Den dimensionerande kombinationen av normalkraft och moment kontrolleras i ett interaktionsdiagram som är uppbyggt av en spännings-töjningskurva. Denna kurva brukar ofta hämtas från tyska rekommendationer [10].

I de tyska rekommendationerna beskrivs en metod för att bestämma förhållandet mellan spänning och töjning med en fyrapunkts böjprovning av fiberbetongbalkar. Denna metod finns även beskriven i Svenska betongföreningens rapport nr 4.

I Holland [29] har ett alternativt sätt att beräkna kapaciteten för stålfiberarmerat tvärsnitt utvecklats. I denna metod simuleras tvärsnittet med flera lager där även hänsyn tas till uppsprickning. Ett dataprogram (FRITS-Fibre reinforcement in tunnel segments) har utvecklats för att underlätta beräkningarna.

## **6.4 Brandmotstånd**

### **6.4.1 Betongens spjälkningsbenägenhet**

Då betongkonstruktioner utsätts för snabb temperaturpåverkan inträffar ofta avspjälkning av större eller mindre delar av betongen [21]. Spjälkningen sker som regel explosionsartat speciellt för högpresterande betong (K80-K120) men spjälkningen kan också ha ett lugnare förlopp. Faktorer som är relevanta för betonginklädnader och som ökar benägenheten för avspjälkning är:

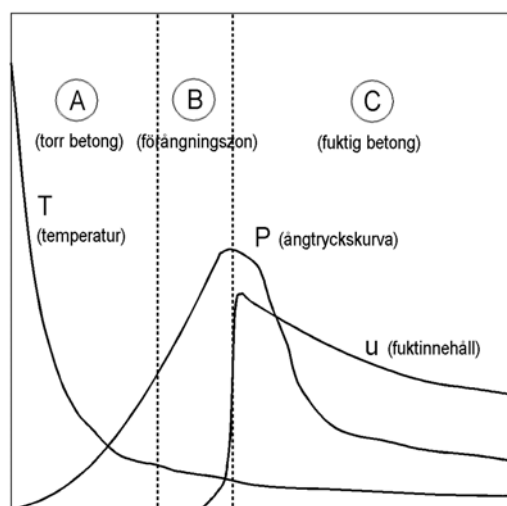
- Hög fukthalt i betongen
- Tät betong
- Närvaro av tryckspänning från yttre last
- Hastig temperaturstegring och stark osymmetrisk temperaturfördelning



### 6.4.2 Spjälkningsmekanismer

Vid uppvärmning av betong startar en samtidig värme- och fukttransport. Fukten transporteras i såväl ångfas som vätskefas, vilket på ett principiellt sätt åskådliggörs i Figur 6.4-1. I figuren visas situationen efter en tid då viss temperaturgradient uppkommit. Det har bildats tre zoner, en torr zon A, en förångningszon B och en fuktig zon C. I figuren visas också hur ångtrycket och fördelningen av fukttätheten principiellt varierar över tvärsnittet. När förångningszonen har nått ett visst avstånd från den varma ytan uppstår ett maximalt ångtryck som kan ge upphov till avspjälkning. Det kritiska avståndet kan uppskattas till 20-40 mm.

I de flesta fall är ångtrycket den primära mekanismen för spjälkning i kombination med termiska och statiska påkänningar samt inre sprickbildning.



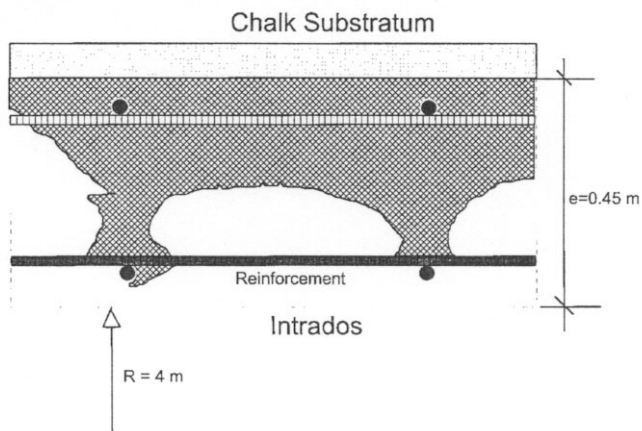
Figur 6.4-1 Illustration av temperatur- och fuktförhållanden vid endimensionell uppvärmning av betong [21].

### 6.4.3 Spjälkning av betonginklädnad vid brand

För en oskyddad betonginklädnad som är utsatt för brand riskerar en progressiv skadeprocess i form av spjälkning att snabbt reducera betonginklädnadens tjocklek. Risk för kollaps kan föreligga.

Som exempel kan nämnas branden i kanaltunneln mellan England och Frankrike 1996. Nio lastbilar, tio järnvägsvagnar och ett lok brann i cirka 10 timmar. Lufttemperaturen i tunneln steg upp till 700 °C [31].

Branden åstadkom svåra skador på flera hundra meter av den prefabricerade betonginklädnaden. Spjälkningen i den 450 mm tjocka betongen nådde ett medeldjup på 100 till 200 mm. Se Figur 6.4-2 och Bild 6.4-1. I vissa delar förstördes all betong av spjälkning ända ut till den omgivande kalkstenen.



Figur 6.4-2. Brand i Kanaltunneln. Typisk skada på betonginklädnad [31]



Bild 6.4-1. Kanaltunneln. Bild av tunneltak efter brand.  
[<http://cist.mit.edu/projects/fire.htm>]

#### 6.4.4 Åtgärder mot spjälkning

En betong där en progressiv skadeprocess i form av spjälkning förhindras har en god förmåga att motstå de temperaturer som kan tänkas uppstå i händelse av brand i en tunnel. Det innebär att åtgärder för att motverka spjälkning är i allra högsta grad väsentliga.

De åtgärder som kan komma ifråga för att öka betonginklädnadens förmåga att motstå spjälkning och därmed öka dess brandmotstånd anges nedan.

- Installation av tvärgående armering för förhindra att avspjälkad betong "ramlar" ned.
- Inblandning av polypropylenfibrer.
- Brandputs.
- Brandisolering.

Av ekonomiska skäl bedöms inte användning av brandputs och brandisolering vara ett försthandsval. Dessutom kan sällan en längre livslängd än 60 år garanteras för brandisolering.

## 6.5 Utförande

### 6.5.1 Allmänt

Betongelement för prefabricerade betonginklädnader tillverkas på fabrik under ideala förhållanden. Toleranserna vid tillverkningen är mycket snäva och ligger för till exempel elementets yta på ca  $\pm 0,5$  mm. Armeringskorgar tillverkas efter verkstadsritningar och placeras i formen med en sådan noggrannhet att toleransen för armeringens täcksikt ligger mellan  $\pm 0$  mm och +5 mm. Betonghållfastheter på upp till K80 utnyttjas.

Den platsgjutna betonginklädnaden tillverkas under helt andra villkor än den prefabricerade. Ofta transporteras betongen långa sträckor och gjuts under varierande och ibland svåra förhållanden.

Nedan behandlas enbart platsgjutna betonginklädnader.

### 6.5.2 Byggtoleranser

Vid användning av fast tunnelform skall man analysera med vilken precision som formen kan placeras i tunneln. Förväntade avvikelser från det exakta läget kan behöva kompenseras genom att betonginklädnadens tjocklek ökas.

Vid gjutning av betonginklädnad mot berg eller sprutbetong i sprängd tunnel kompenseras byggtoleranserna med god marginal av överberget som normalt är minst 350 mm.

### 6.5.3 Armering, vattentätningsskikt

Det är dyrt och tidskrävande att armera i tunnlar. Mycket armering försvårar dessutom gjutningen.

För att minska armeringsbehovet bör man därför om möjligt utforma betonginklädnadens geometri så att dess centrumlinje så lite som möjligt avviker från lastens trycklinje. Exempel på tillämpning av denna princip är den cirkulära platsgjutna betonginklädnaden i projekt Hallandsås. Ett annat exempel är de äggformade tyska metrotunnlarna.

Användning av ett yttre vattentätningsskikt kan vara ett ytterligare sätt att minska armeringsmängderna. Man skall dock vara på det klara med att armering i kombination med vattentätningsskikt kan skapa problem. Det är snarare regel än undantag att skador på vattentätningsskikt uppstår i samband med armeringsarbete.

Vattentätningsskikt av plast bör förses med ett signalskikt som ändrar färg vid skada. Fogar som utförs på plats bör täthetsprovas.

#### **6.5.4 Gjutning**

För en helt omslutande betonginklädnad kan gjutuptrycket mot överformen i botten skapa problem om hela omkretsen gjuts i ett enda sammanhang. Det kan därför vara lämpligt att gjuta botten separat. Ett eventuellt vattentätningsskikt skarvas vid den horisontella gjutfogen. Detta förfarande har också fördelen att både den arbetsplattform så krävs för montage av vattentätningsskiktet i tunnelns hjässa samt gjutformen kan vila på den gjutna bottendelen, vilket minskar risken för skador på vattentätningsskiktet.

Det vanligaste sättet att packa betongen vid gjutning av betonginklädnader är att formvibrera. All typ av vibrering och formvibrering i synnerhet skapar dock en dålig arbetsmiljö. Här har den självkompakterande betong (SKB) en stor potential. Tekniken har provats i tunnelprojekt, bland annat i järnvägstunnel vid Kalhäll. Tyvärr har utvecklingen stannat av beroende på en del problem. Ytterligare FoU-satsningar krävs för att få fart på användning av SKB igen.

#### **6.5.5 Formrivning**

För tidig avformning kan medföra temperaturchock i betongytan med ytsprickor som följd. Även kalkutfällning kan bli resultatet av för tidig formrivning. För att undvika temperatur-och/eller uttorkningschock kan isolering och/eller intäckning av ytorna utföras, vilket måste ske omedelbart efter formrivning.

Vid tillämpning av kraven i Bro 2002 kan avformning ske efter ca 4-6 dygn beroende på årstid.

Av produktionsskäl är det önskvärt att kunna riva och flytta formen så tidigt som möjligt. Vid gjutning av betong i kraftverkstunnlar brukar formrivning tillåtas efter 15-24 h. Vid utförande av betonginklädnad i projekt Hallandsås revs och flyttades formen 24 h efter gjutning.

För betonginklädnader skall man vara observant på att även en sen formrivning kan skapa problem beroende på att den kritiska tidpunkt när betongen börjar spricka på grund av låsningar och avgivande av hydratationsvärme endast ligger ca 15-20 h efter gjutning. Då den styva tunnelformen bromsar betonginklädnadens möjlighet att krympa i tangentiell led kan formrivning efter denna tidpunkt därför innebära att betonginklädnaden spricker.

### 6.5.6 Problemområden

Gjutning av en betonginklädnad i en bergtunnel kan inte ske så kontrollerat som för till exempel en tunnel byggd i öppen schakt. Möjligheten att kontrollera gjutfrontens läge och betongutfyllnad i formen är begränsad. Det är därför viktigt att beakta möjligheten att kunna injektera tänkbara lägen för hålrum i efterhand. Dessa hålrum uppträder främst i hjässan. Största faran är om man får ett hålrum i hjässan närmast föregående gjutetapp. För ett yttre vattentätningsskikt kan den skarpa kant som därvid uppstår vara förödande. Gjuttekniken skall kontrolleras med prov-gjutning.

Vid användning av yttre vattentätningsskikt uppdagas ofta inte otätheter förrän vattentrycket släppts på. Möjlighet att injektera både på den torra och våta sidan av membranet bör beaktas.

## 7 Typlösningar

### 7.1 Typlösning 1: Enbart avledning av vatten

#### 7.1.1 Definition

Den vanligaste lösningen för att avleda vatten i dagens väg- och järnvägstunnlar är att med hjälp av dräner i tak och på väggar leda ned vattnet till ett dräneringssystem. Systemet utförs frostisolerat då risk för frysning föreligger. Detta system har dock ingen lastbärande funktion och det normala är att först utföra en konventionell förstärkning enligt typlösning 2 för att erhålla ett bärande huvudsystem.

Egentligen är detta system inte en betonginklädnad men det finns exempel på att system vars ända uppgift är att avleda vatten har utförts i betong och därför kan det vara av intresse att diskutera bakgrunden till att en sådan lösning valts och vilka alternativ som finns.

#### 7.1.2 Vägtunnel i Grind

I Grind i norra Bohuslän har en vägtunnel byggts med en motgjuten betonginklädnad. Projektet presenterades på Bergmekanikdagen 2000 (Bergholtz och Lundgren, 2000). Vägtunneln består av två tunnelrör ca 150 m långa som försågs med en platsgjuten betonginklädnad med en tjocklek av ca 40 cm. Betonginklädnaden ansluter till en

sprutbetongförstärkt bergyta med mellanliggande fiberduk och membran. Som skäl till valt koncept angavs följande:

- Med referens till Tunnel 99 anges att utrymmet mellan bergytan och inklädnaden skall vara inspekterbart på handnära avstånd. Slutsatsen av detta är att det behövs ett utrymme på minst 0,5 m bakom inklädnaden.
- Livslängden skulle vara 120 år
- Lättvättade och släta, ljusa ytor
- Tillförlitlig täthet mot vatteninläckage
- Miljön i tunneln skulle vara ljus och estetisk tilltalande

Dessutom anges att tunneln är dimensionerad för en last av lossnande bergblock på 50 kN. Det bärande huvudsystemet utgörs dock av en konventionell förstärkning av bergbult och sprutbetong.

#### Kommentar till punkterna ovan

Slutsatsen avseende erforderligt utrymme bakom inklädnaden är inte helt korrekt eftersom det i Tunnel 99, avsnitt 2.6.4 anges i en kommentar att *”Inspektion av mot bergyta motgjuten inklädnad eller tät anslutande insprutad drän anses ge tillräcklig information om tillstånd hos bakomliggande bärande huvudsystem”*. Det finns system av insprutade, frostisolerade dräner som uppfyller dessa krav liksom det finns andra system av frostisolerade dräner som är demonterbara eller öppningsbara för att möjliggöra inspektion.

Betonginklädnaden är försedd med ett yttre membran samtidigt som det bärande huvudsystemet för berget utgörs av en yttre, konventionell förstärkning av bult och sprutbetong. Detta innebär att det bärande huvudsystemet inte kan åtgärdas/kompletteras, om detta kommer att behövas, utan att skada membranet.

Kravet på en teknisk livslängd på 120 år klarar knappast de system för dräner som finns på marknaden i dag. Man kan däremot fråga sig varför detta höga krav skall ställas på denna typ av konstruktion. Livslängdskravet enligt Tunnel 99 är 40 år på till exempel dräner och ett skäl är sannolikt att detta är en relativt ny företeelse och det förekommer en teknikutveckling på detta område.

Med undantag för kravet på teknisk livslängd och med den korrekta lydelsen avseende krav på tillgänglighet i Tunnel 99 finns det färdiga system för dränering som skulle uppfylla samtliga krav i punktlistan ovan.

### 7.1.3 Förutsättningar för typlösning 1

Då det bärande huvudsystemet utgörs av en konventionell bergförstärkning enligt typlösning 2 bör ett system för avledande av vatten i första hand utformas enligt typlösning 1.

En förutsättning är att inläckaget av vatten kan kontrolleras genom injektering av bergmassan.

### 7.1.4 Förslag på utförande

Systemet utformas antingen som insprutade dräner som sitter mot tunnelväggen och därigenom uppfyller kravet på inspekterbarhet av bakomliggande förstärkning. Dessa dräner installeras där inläckage förekommer, antingen som enskilda dräner vid lokala läckage med en bredd av ca 1 m eller över större partier med flera utspridda läckage. System för att täcka in båda alternativen bör finnas.

Alternativt utformas systemet som ett självbärande innerskal som i princip kan installeras längs hela tunneln. Dessa system kräver då oftast antingen att det finns tillräckligt utrymme bakom inklädnaden eller att det finns paneler eller liknande som kan lyftas ned för kontroll av utrymmet bakom.

## 7.2 Typlösning 2: Konventionell bergförstärkning

### 7.2.1 Definition

Med konventionell bergförstärkning avses ett system där det bärande huvudsystemet består av sprutbetong och bult. Inläckaget av vatten till tunneln kontrolleras med hjälp av kontinuerlig förinjektering som kan kompletteras med efterinjektering efter behov.

### 7.2.2 Förutsättningar för typlösning 2

Denna typ av bergförstärkning har varit, och kommer att förbli, det helt dominerande alternativet för det bärande huvudsystemet i tunnlar och andra undermarksanläggningar i Sverige. Förstärkningen är flexibel och kan anpassa till mycket skiftande bergförhållanden genom att öka antalet bergbult per ytenhet eller genom en tjockare sprutbetong. I normalfallet samverkar denna förstärkning med bergmassan för att uppnå en stabil tunnel, vilket ställer vissa krav på bergmassans egenskaper.

I extrema fall med dåligt berg kan så kallade sprutbetongbågar utföras för att kunna föra ned vertikallaster från taket till botten. Dessa brukar vanligen inte utnyttjas som permanent förstärkning i till exempel väg- och järnvägstunnlar.

Eftersom denna typ av lösning är så vanlig är det enklast att definiera under vilka förutsättningar som andra lösningar bör övervägas:

- Då bergbult inte bedöms kunna utföras, till exempel på grund av uppkrossat berg eller dålig bergtäckning, måste sprutbetongen dimensioneras utan inverkan av bult. Vid dessa tillfällen kan det vara svårt att erhålla tillräcklig momentkapacitet med fiberarmerad sprutbetong.
- Då inflödet av vatten inte kan kontrolleras med injektering, till exempel vid liten eller ingen bergtäckning och då berget är överlagrat med jord/fyllning. Vid framförallt tunnlar i tätort kan kravet på maximalt tillåtet inläckage bero på risk för sättningar och rörelser i marken.
- I partier med stora spännvidder där samtidigt takhöjden begränsas så att det tryckta valvet i bergmassan inte kan utbildas kan inte enbart förlita sig på en konventionell bergförstärkning.

### 7.2.3 Utförande

Utförandet av denna typ av bergförstärkning bygger på svensk praxis.

## 7.3 Typlösning 3: Delvis omslutande betonginklädnad med eller utan vattentätningsskikt

### 7.3.1 Definition

Platsgjuten betonginklädnad som utgör det bärande huvudsystemet och som omfattar tak och väggar ned till sulan. Betonginklädnaden utförs dränerad och inflödet av vatten till tunneln regleras med hjälp av injektering av bergmassan.

Vattentätningsskikt behövs i de fall då det finns ett vattentryck mot betonginklädnaden och det samtidigt finns risk för vattenläckage i genomgående sprickor i betongen.

### 7.3.2 Förutsättningar för typlösning 3

Denna förstärkning bör väljas då en konventionell förstärkning av sprutbetong inte bedöms ha tillräcklig hållfasthet för de dimensionerande lasterna.

Eftersom betonginklädnaden är öppen i botten är det nödvändigt att utföra injektering av bergmassan för att kontrollera inläckaget av vatten.

Denna lösning utgör troligen den vanligaste betonginklädnaden för konventionella tunnlar i Sverige i dag.

### 7.3.3 Utförande

Följande aspekter bör övervägas i samband med denna typ av betonginklädnad:



- Erfarenheten från betongportaler har visat att genom att placera en fiberduk mellan betongen och berget minskar sprickbildningen på grund av betongens krympning avsevärt. För en betonginklädnad utsatt för ett yttre vattentryck kan fiberduken ge problem med vatteninläckage och det rekommenderas därför att en fiberduk avslutas så att det återstår ett ca 1 m brett parti i varje ände av betonginklädnaden. I detta parti utförs sedan kontaktingjektering.
- Ett utförande enligt föregående punktsats innebär att vattenläckaget styrs ned till väggarnas avslutning i tunnelbotten. Även här rekommenderas att fiberduken avslutas en bit upp på tunnelväggen och en kontaktingjektering utförs sedan under denna nivå. Risk för större inläckage är som störst i detta parti eftersom det är svårt att inspektera efter att anläggningen är tagen i drift.
- Änden av en betonginklädnad bör utformas så att en drän kan anslutas utan risk för vattendropp i skarven. Ett lämpligt utförande av en sådan anslutning innebär att dränen skall dras in över betonginklädnaden, vilken måste utformas med en ursparing för dränen.

Erfarenheten från Södra Länken avseende denna typ av betonginklädnad är att det som kan orsaka problem i första hand är förknippat med inläckage av vatten. Det är framförallt två faktorer som är kritiska i detta sammanhang; (1) Kontaktingjekteringen runt betonginklädnaden är avgörande för vilken täthet som kan uppnås och det är av stor vikt att denna del av konstruktionen planeras och utförs på ett korrekt sätt. (2) Läckage som följer utsidan av betongväggen och mynnar i botten av tunneln är mycket svåra att lokalisera och åtgärda.

I partier där en betonginklädnad som är öppen i botten planeras och där det samtidigt kan innebära stora konsekvenser om inläckaget av vatten blir alltför stort, bör det alltid övervägas om en helt omslutande betonginklädnad skall utföras istället. Den ökade kostnaden skall ställas mot riskerna för ökade inläckage av vatten och konsekvenserna av detta.

## 7.4 Typlösning 4: Helt omslutande betonginklädnad

### 7.4.1 Definition

Platsgjuten eller prefabricerad betonginklädnad som utgör det bärande huvudsystemet och som omfattar tak, väggar samt botten. Inklädnaden dimensioneras för fullt vattentryck och utförs så att största möjliga täthet uppnås. För att uppnå erforderlig täthet på betongen kan antingen betonginklädnaden förses med ett yttre vattentätningsskikt eller kan bredden av genomgående sprickor i betongen begränsas med armering.

#### **7.4.2 Förutsättningar för typlösning 4**

Till skillnad från typlösning 3 är denna typlösning att betrakta som vattentät vad avser påverkan på omgivningen. Den bör övervägas då det finns mycket höga krav på begränsning av inläckaget eller då en dränerad betonginklädnad bedöms kunna ge alltför stora inläckage. Det senare kan framförallt vara ett problem då betonginklädnaden placeras inom ett område med dåligt berg där injekteringen av tunnelbotten kan riskera att ge ett dåligt resultat.

Enligt föregående avsnitt bör denna dyrare lösning ställas mot den reducering av risken att råka ut för grundvattensänkningar som denna typlösning innebär.

## **8 Områden där fördjupade studier rekommenderas**

### **8.1 Last från jord och berg**

#### **8.1.1 Allmänt**

Riktlinjer för beräkning av last från jord och berg för en betonginklädnad bör utarbetas. Sådana riktlinjer bör beskriva vilka principer som skall tillämpas vad avser beräkningsmodell, lastkoefficienter, lastfall, partialkoefficienter för material och osäkerhet i beräkningsmodell.

I första hand bör riktlinjerna avse betonginklädnader i konventionella tunnlar, det vill säga tunnlar utförda med sprängteknik och där bergförstärkningen först utförts med sprutbetong och bergbult.

#### **8.1.2 Vattentryck**

För dränerade tunnlar bör det utarbetas riktlinjer för hur det dimensionerande vattentrycket skall bestämmas samt typlösningar för hur avslutningen av en dränerad betonginklädnad kan utformas i tak, väggar och botten.

#### **8.1.3 Samverkan betonginklädnad-bergförstärkning**

Befintliga krav och riktlinjer för att tillgodoräkna sig en samverkan mellan en betonginklädnad och en yttre bergförstärkning från andra länder bör studeras och anpassas till svenska förhållanden och regelverk.

Detsamma kan sägas om samverkan mellan betonginklädnaden och bergmassan, det vill säga hur hänsyn tas till friktion och vidhäftning och hur detta kan utnyttjas i dimensioneringen.

## 8.2 Betonginklädning

### 8.2.1 Vattenläckage

Målet bör vara att ge beställaren bra verktyg för att bedöma utförd konstruktion både ur teknisk och ekonomisk synpunkt.

De krav som anges i BV TUNNEL bör följas upp och vidareutvecklas. Metoder som innebär att kraven kan uppfyllas bör identifieras.

### 8.2.2 Vattentät betong

För betonginklädning utan yttre vattentätningsskikt bör dimensioneringsdelen av regelverket som behandlar vattentät betong och sprickbredds krav arbetas om enligt följande:

1. Det bör klargöras att endast genomgående sprickor är kritiska för vattenläckage.
2. Vad som är genomgående spricka bör definieras.
3. Krav på genomgående beräknad sprickas största tillåtna effektiva bredd bör ställas.
4. Erforderlig minimiarmering för begränsning av genomgående sprickors bredd skall dimensioneras utifrån beräknad lasteffekt. Krav i Bro 2002 42.325 utgör minimikrav.

Det bör tydligt framgå att det är funktionskravet vattentäthet som eftersträvas.

### 8.2.3 Fogar

Läckage genom fogar är inte enbart ett svenskt problem utan drabbar tunnelprojekt över hela världen. En skillnad som noterats mellan svensk och internationell praxis är dock att i Sverige har vi ett mindre avstånd mellan rörelsefogar. Det innebär att vi bygger in ett större antal potentiella läckagevägar som är svåra att reparera. Orsak och verkan i denna fråga bör därför utredas.

Regelverket bör inte ha pekpinna för utformning av fogar utan endast innehålla funktionskrav. Ett redundant utförande av rörelsefogar bör dock pångteras.

### 8.2.4 Vattentätningsskikt

Generella krav i regelverk på användning av yttre vattenisolering bör undvikas. Bedömning måste ske från fall till fall både vad gäller behov och typ av vattentätningsskikt.

### 8.2.5 Beständighet

Det nuvarande tillvägagångssättet med att kontrollera viktiga parametrar för beständigheten såsom vct (på betongfabriken) och betongtäcksiktet (i den färdiga konstruktionen) är naturligtvis grundläggande. Men med DuraCrete och Chalmersmetoden för mätning av kloriddiffusionskoefficient kan man gå ett steg längre och göra flera mätningar i den färdiga konstruktionen för att få en bättre kontroll av arbetsutförandet.

Nedan redovisas några punkter där det framgår vad DuraCrete-metoden tillför jämfört med det traditionella sättet säkra beständigheten.

- Med DuraCrete bedöms beständigheten enklare i nya miljöer, där erfarenhet saknas.
- Möjligheten att upptäcka byggfel ökar då det traditionella sättet att mäta kloriddiffusionskoefficienten i borrkärnor kompletteras med oförstörande provning.
- Möjlighet finns att bedöma framtida underhåll redan i byggstadiet.
- Resultatet från den oförstörande provningen erhålls snabbt vilket innebär att rutiner, betongrecept och arbetsutförande kan justeras snabbare än vad som annars är fallet.
- Beställaren får ett verktyg att prissätta bra eller dåligt arbetsutförande.
- Samma princip utnyttjas vid dimensionering för beständighet och livslängd som vid dimensionering för yttre last.

DuraCrete metodens potential i kombination med oförstörande mätning av kloriddiffusionskoefficienten bör därför analyseras och testas på något tunnelprojekt.

De resultat som kommer fram från DARTS-projektet bör följas upp kontinuerligt.

### 8.2.6 Armering med fibrer

Dimensioneringsmetoder för användning av stålfiberarmerad betong i betonginklädnader bör tas fram.

### 8.2.7 Utförande

För utförande av platsgjutna betonginklädnader rekommenderas att följande områden studeras:

1. Självkompakterande betong

## 2. Formrivning och formflytt

Metoder för att mäta betonginklädnadens tjocklek in-situ bör studeras och utvecklas.

## 9 Referenser

- [1] AFTES (French Association for Tunnels and Underground Excavations), Groupe de Travail no 7, Tunnel Support and Lining, Recommendations for use of convergence-confinement method
- [2] BBK 94, Boverkets handbook om betongkonstruktioner
- [3] Brantmark, J, Doctoral Thesis, 1998, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden
- [4] BRO 2002, Publ 2002:47, Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar
- [5] BV BRO Utgåva 6, BVH 583.10, Banverkets ändringar och tillägg till Vägverkets Bro 2002
- [6] BV TUNNEL, 2002, BVS 585.40, Banverkets standard för järnvägstunnlar
- [7] Carranza-Torres, C and Fairhurst, C, 2000, Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, No 2, pp. 187-213
- [8] Chang, Y., Doctoral Thesis, 1994, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden
- [9] Dalmalm T, Eriksson M, Janson T, Brantberger M, Slunga A, Delin P, Stille H, 2000, Injekteringsförsök vid Södra Länkens bergtunnlar, Rapport 3075, Avd för Jord- och Bergmekanik, KTH, Stockholm
- [10] DBV-Merkblatt. Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau. Fassung September 1992, redaktionell überarbeitet 1996
- [11] DBV-Merkblatt, Fugenausbildung für ausgewählte Baukörper aus Beton, April 2001
- [12] Dura-Crete-Final Technical Report, Document BE95-1347/R17, May 2000 (Brite EuRam II project)

- [13] Edvardsen C, COWI A/S, 2002, Proceedings Nordic Concrete Research Meeting Elsinore Denmark
- [14] Edvardsen C, SWECO-COWI JV. Fibre reinforced tunnel segments-steel and polypropylene fibres
- [15] ENV 1992-4, Liquid retaining and containment structures
- [16] Eves R C W and Curtis D J, 1992, Tunnel lining design and procurement, Proc. Instn. Civ. Engng., Channel Tunnel Part 1: Tunnels, Paper 10045
- [17] Franzén, T and Celestino, T, 2002, Lining of tunnels under groundwater pressure, Proc. World Tunnel Congress, Sydney
- [18] Ingvarsson H, Sprickbildning i frontmurar till platttribroar, Nordisk betong 6:1981
- [19] Hoek, E., Kaiser, P.K. och Bawden, W.F., 1995, Support of Underground Excavations in Hard Rock, Balkema, Rotterdam
- [20] Hurt J, 2002, Primary ways to save, Tunnels and Tunnelling International, January
- [21] Kap 5 "Brandmotstånd " i Betongelementföreningens handbok "Bygga med prefab"
- [22] Leblais Y and Leblond L, 1994, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Special Issue Volume 102 - The Channel Tunnel - Part 3 - French Section
- [23] Leendertse W L, Jovanovic P S, Blom C B M, Using 3D FEM models for predicting damage during assembling of shield driven tunnel lining of the Green Heart Tunnel
- [24] NT BUILD 492, 2000, "CTH Rapid test for determination of Chloride Diffusivity in Concrete"
- [25] Proctor R V and White T L, 1977, Earth Tunnelling with Steel Supports, Commercial Shearing Inc., Ohio
- [26] Stille H, 1992, Rock support in theory and practice. Keynote lecture, proc. Int. Symp. on Rock Support. Ontario. pp 421-438
- [27] TNC 73, 1979, Bergteknisk ordlista, Tekniska nomenklaturcentralens publikationer nr 73, Stockholm

- [28] TUNNEL 99, 1999, Publ 1999:138, Allmän teknisk beskrivning för vägtunnlar, Vägverket
- [29] de Waal R G A, 1999, Steelfibre reinforced tunnel segments. Thesis, Delft University
- [30] Zerna, Köpper & Partner , 1996, Verbundbauweise im Bochumer Stadtbahnbau
- [31] Ulm F-J, Acker P, Levy M, 1999, The "Chunnel" fire. II: Analysis of concrete damage. Journal of engineering Mechanics, March