© 1999 Svenska Bergteknikföreningen och författare

BERGBETONGTUNNEL, BÅDE BERG- OCH BETONGTUNNEL

Lars Lundström, Håkan Bond, Göran Magnusson, Marie von Matérn
AB Jacobson & Widmark
Taneli Ala-Rakkola, Lemminkäinen Construction Ltd

Bakgrund

SL Bansystem AB bygger för närvarande en snabbspårväg i Stockholm mellan Gullmarsplan och Alvik. Sträckan delas upp på ett antal entreprenader. Vid Alviks Strand erhöll Lemminkäinen Construction Ltd en funktionsentreprenad i vilken en bergtunnel ingår av. Konsult för utarbetande av arbetshandlingar har varit AB Jacobson & Widmark. Entreprenaden påbörjades i december 1997 och färdigställs under juni 1999.
Lemminkäinen Construction Ltd erhöll kontraktet mycket tack vare ett eget förslag till tunnellösning på sträckor med mycket liten eller delvis ingen bergtäckning där programförslaget visade på konventionella betongtunnlar i öppen schakt. Tillsammans med J&W utarbetades i anbudsskedet ett förslag med betongvalv samverkande med berget på aktuella sträckor.
Eftersom denna tekniska lösning är ny men skall följa Bro 94 och TUNNEL 95 ställs särskilda krav på att visa att konstruktionen är säker, även på lång sikt. Därför gjordes såväl en FEM-analys som en FLAC- beräkning av bergbetongtunneln.

Bergförhållanden

Berggrunden utgörs av en medelkorning gnejsgranit som ibland övergår i ren granit. Mindre pegmatitgångar förekommer även. Berget är mestadels av god kvalitet.
Bergytan var täckt av jord på aktuella sträckor. Ett antal jb- sonderingar var utförda som underlag för entreprenaden. När bergytan framschaktats kunde man konstatera att bergytan inom den norra delen av området låg betydligt lägre än vad som var förutsatt vilket innebar att ett betongvalv med upplag på en sprängd berghylla istället utfördes på denna del.
Inom det södra området var bergöverytan starkt varierande men möjligheterna att åstadkomma den tänkta bergbetongtunneln var ändå relativt gynnsamma. Bergtäckningen var mindre än ca 2 m på en ca 15 m lång sträcka (Fig.1). Berget var friskt och helt med relativt få sprickor. Någon enstaka sprickzon genomtvärade berggrunden inom aktuellt område.

© 1999 Svenska Bergteknikföreningen och författare

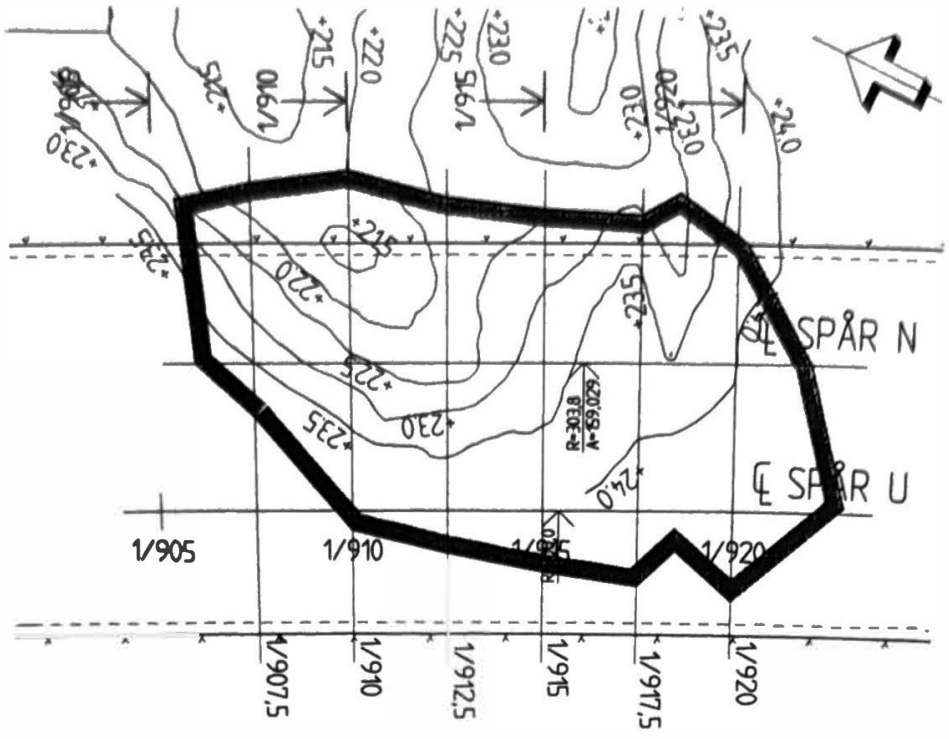


Fig. 1. Bergnivåkarta med ungefärlig utsträckning av betongkonstruktionen inlagd.

Bergbetongtunnel

Verkningssätt

Bergbetongtunneln fungerar så att där bergskivan är för tunn sker deformationer av berget så att det bärande valvet kommer att utgöras av betongkonstruktionen. För valvfunktionen finns då inte något behov av förankringsjärn. När bergskivan är tillräckligt tjock utbildas ett bärande valv i berget. Konstruktionen kräver således inte att det finns berg i alla snitt.
Bergstabiliteten säkerställs med hjälp av bultar och sprutbetongförstärkning utförda inifrån tunneln. Betongen fungerar som sammanhållande och håller upp bergtaket under drivningsskedet.
Förankringsjärnen utgör en säkring av berget vid upplagen för betongvalvet, vilket är särskilt viktigt under utsprängningsskedet. Antalet förankringsjärn per ytenhet har valts så att bulttätheten är större då bergtäckningen är mindre, detta för att de flesta bergblocken ska erhålla en förankringsbult. Vid liten bergtäckning blir ju bergblocken mindre.

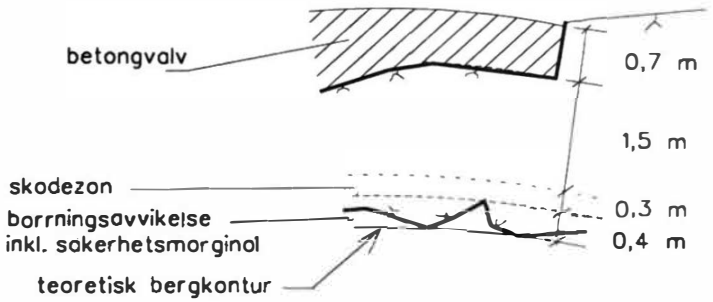
© 1999 Svenska Bergteknikföreningen och författare

Konstruktionskriterier

För att åstadkomma en gynnsam samverkanskonstruktion uppställdes följande krav och önskemål:

1. Radien hos överytan på betongvalvet bör vara konstant och väljas så att en gynnsam riktning på reaktionskraften vid upplaget erhålls.
2. Utformningen av betongvalvet bör anpassas till bergöverytan på ett sådant sätt att betongtjockleken (betongmängden) kan begränsas.
3. Den konstruktiva delen av betongvalvet måste ligga så långt ifrån teoretisk sprängningskontur i tunneln att den inte skadas vid sprängningen.
4. Upplagen för betongvalvet bör om möjligt väljas så att bergschakten för dessa blir liten.
5. Vid upplagen för betongvalvet måste bergtäckningen vara tillräcklig för att säkerställa bergstabiliteten.
6. Berg och betong hålls samman med förankringsjärn fördelade över betongytan.
7. Avslutningen av betongvalvet i längsled bör göras tvär. Härför kan viss bergschakt erfordras.

För att kraven enligt punkterna 3 och 5 skulle kunna uppfyllas bestämdes att betongöverytan vid anfang med bergkonsol inte fick ligga närmre än ca 2,2 m från teoretisk sprängningskontur i tunneln, detta för att inte riskera sprängningsskador på konstruktionsbetongen och för att säkerställa ett fullgott upplag på berg. Denna siffra baserades på rimliga krav på utförandet såsom borrningstoleranser (ansättning, stickning och borrhålsavvikelser) och sprickbildning vid sprängning (skonsamhet), (Fig.2).



Figur 2. Ansatta minimimått för att undvika sprängningsskador.

Utformning

Vid utformningen av betongvalvet eftersträvades ett tryckt valv över tunneln. Därför gjordes överytan med en radie som valdes så att den blev något större än den för tunneltakets undersida. Valvets krön blev något excentriskt genom bergöverytans lutning tvärs tunneln. Valvet drogs ut så långt så att en tillräckligt tjock berg-

© 1999 Svenska Bergteknikföreningen och författare

konsol bildades vid ena anfanget och ett tillräckligt bergstöd vid andra anfanget, (Fig. 3). Betongvalvet utformades så att lågpunkter för vatten längs anfangen kunde undvikas. I längsled valdes samma lutning hos betongvalvet som bergtunnelns. Den minsta valvtjockleken valdes till 0,70 m, dels för att begränsa påkänningarna på berget vid anfanget, dels för att få tillräcklig förankringlängd till de rostfria förankringsjärnen.

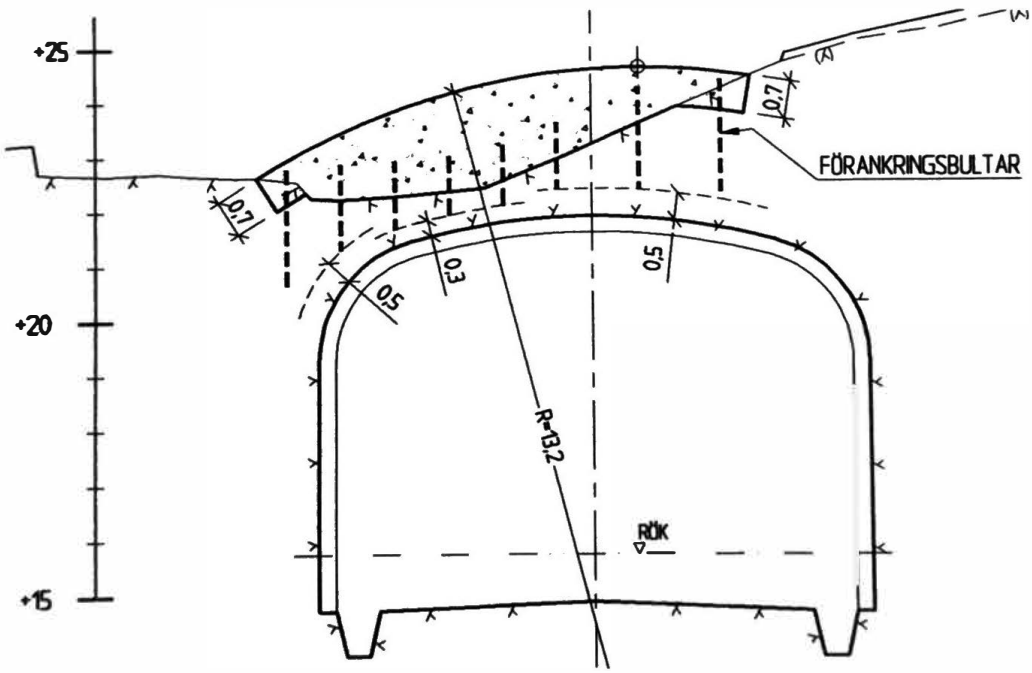
Förankringsbultarna har utförts med helgängade stänger ϕ 24 mm i rostfritt stål. Vid bergtäckning större än 1,0 m har bultarna monterats i vertikala hål borrade i ett rutnät med c 1,5 m till 0,5 m från teoretisk bergkontur i tunneln. Vid mindre bergtäckning har bultarna satts med c 1,0 m i hål borrade till 0,3 m från teoretisk bergkontur. Ingjutningslängden i berget har då varierat mellan ca 0,3 m och upp till 1,5 m. Ingjutningslängden i betong är 0,65 m.

Förankringsbultarnas kapacitet kontrollerades genom provdragning av ett antal särskilt utförda provbultar.

Från beständighetssynpunkt är det viktigt att de rostfria järnen ej kommer i kontakt med den konventionella armeringen. Ett minsta avstånd mellan förankringsjärn och armeringsjärn på 40 mm har föreskrivits och kontroll av detta har ingått som en punkt i tilläggskontrollplanen.

Armeringen i betongen har valts i huvudsak som för ett valv med konstant tjocklek. Kompletterande ytarmering har inlagts mot berg så att förankringsjärnens funktion säkrats och så att det täckande betongskiktet inte blivit för stort.

Betongvalvets ovansida har isolerats med isoleringsmatta och försetts med skyddspapp. Vid anslutningar mot berget har en kantförsegling anbragts och kontaktinjektering utförts i injekteringslangar monterade mellan berg och betong. Denna genomfördes efter avslutning av tunneldrivningen.



Figur 3. Tvärsnitt visande bergbetongtunnelns utformning.

© 1999 Svenska Bergteknikföreningen och författare

Dimensionering

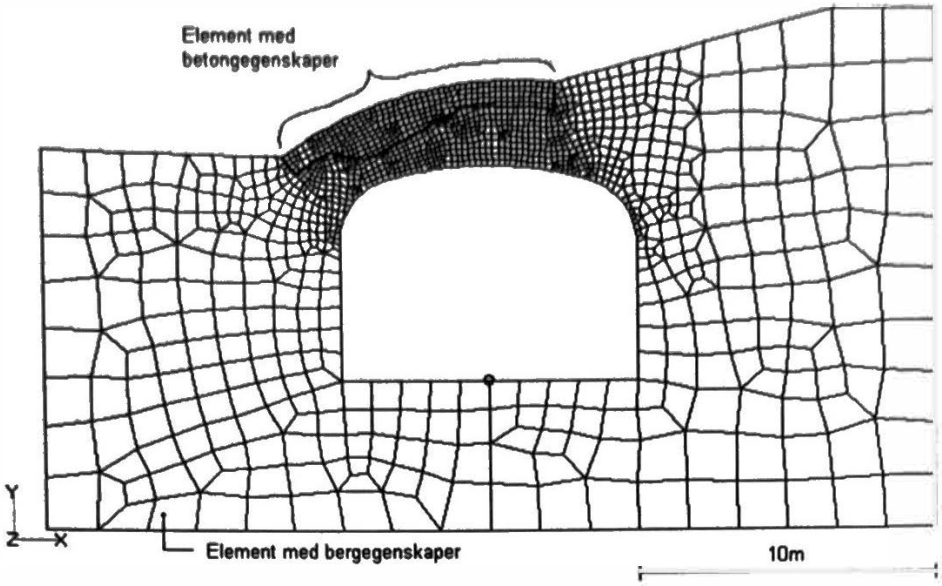
Betongkonstruktionen är beräknad för laster enligt BRO 94 och TUNNEL 95 med livslängdsklass L2 d.v.s. den tekniska livslängden är lika med 120 år samt miljöklasser B3/A2 för betong respektive armering.
De yttre lasterna utgörs av egentyngd berg och betong samt tyngd av 1,5 m tjockt jordlager. Beräkningskontroll har även utförts för last av fordon direkt på betongen i byggstadiet, vilket dock inte varit dimensionerande.
Med hjälp av numeriska spänningsresultat från en FEM-analysen beräknades de ekvivalenta snittkrafterna. Erforderlig armering beräknades i brott- och bruksstadium, dels med tillhörande normalkraft och dels utan denna, detta för att simulera krympningens inverkan. Beräkningarna visade att minimiarmeringskravet var avgörande för hela konstruktionen.
FEM- beräkningarna gjordes för att i första hand ge resultat för dimensioneringen av betong och armering. Modellen medger endast elastisk analys. En FLAC-beräkning som gjordes med elastoplastisk modell gav bättre resultat för berget och för krafterna i förankringsjärnen. FLAC- beräkningen gav också den förändring av upplagsresultantens riktning som gav stabilt slutstadium.
De rostfria förankringsjärnen har dimensionerats efter den största erforderliga förankringskraften som är 13 kN/ järn enligt FLAC-beräkningen.

FEM-beräkningar med MSC/NASTRAN

Beräkningsmodell

Syftet med beräkningarna var studera de spänningar som uppstår i betongvalvet ovanpå bergtunneln. Detta gjordes med hjälp av en finit element-analys. De beräknade spänningarna räknas om till ekvivalenta snittkrafter N och M (Normalkraft resp. Moment). På basis av resultaten har erforderlig armering bestämts. Vid beräkningarna användes FEM-programmet MSC/NASTRAN for WINDOWS ver 2.1. En tvärsektion genom tunneln modellerades med skalelement (Fig. 4). Alla element var av typen MEMBRANE-element med tjockleken 1 m.

© 1999 Svenska Bergteknikföreningen och författare



Figur 4. Beräkningsmodell för FEM- analys.

För berget ansattes följande egenskaper med brottkriterium enligt Mohr - Coulomb:

E = 12 000 MPa	$\nu = 0,2$	$\rho = 2650$ kg/m^3
Brottparametrar	c = 1,6 MPa	$\phi = 36°$

För betongen gäller:

E = 22 222 MPa	$\nu = 0,15$	$\rho = 2400$ kg/m^3

Samtliga bergelement gavs samma egenskaper vid beräkningen. I en separat kontroll antogs att berget inte medverkar i den tunnaste delen. Bergets styvhet sattes där till 0.

Beräkningsresultat

Resultatet har redovisats i form av konturplottar för att visa den totala spänningsbilden i betong-berg-modellen samt för betongdelen även med numerisk utskrift för vissa valda element.
Maximala huvuddragspänningarna i hela modellen har beräknats till 0,17 MPa med läge i berget mitt i tunneltak. Maximala huvudtryckspänningarna i hela modellen har beräknats till - 0,68 MPa med läge i berget vid anslutningen mellan tunneltak och tunnelvägg.
Största deformationen är nedåtriktad och sker i centrum av tunneltaket. Den har beräknats till 0,56 mm.
Med hjälp av de numeriska spänningsresultaten från FEM-analysen beräknades de ekvivalenta snittkrafterna i två olika snitt. Det ena snittet var mitt i betongvalvet där spänningarna är störst. Det andra snittet var vid ena anfanget där dragspänningar uppkommer i överkant av betongvalvet.

© 1999 Svenska Bergteknikföreningen och författare

FLAC- beräkningar

Beräkningsmodell

Numeriska beräkningar med FLAC utfördes för att verifiera bergbetongtunnelns stabilitet. Såväl bergmassa, bergförstärkning (förankringsbultar) och betongvalv ingick som element i modellen.
Som stöd vid den geometriska uppbyggnaden av beräkningsmodellen användes tilläggsprogrammet Visual-FLAC. Där kan geometrin på tunneln, bergytan och betongvalvet ritas in i rätt läge och i korrekt form. En modell som så nära som möjligt överensstämmer med den verkliga utformningen behövs i detta detaljstyrda och ytnära fall. Vissa förenklingar i geometrin var dock nödvändiga. Berget betraktas som elastoplastiskt, d.v.s. berget plasticeras och omlagras då dragspänningar uppstår. Bergets kvalitet antogs motsvara Q=4 (enl. Barton et al), bergkvaliteten reducerades med hänsyn till eventuella ytsprickor och den lilla bergtäckningen. Inga provningar utfördes på bergmassan för det aktuella området, så antaganden gjordes enligt nedan:

Q-faktor	4	ν	0,2
RMR/RMS	56	ρ	2650 kg/m^3
Em [GPa]	12	σ_t [MPa]	6,5
c [MPa]	1,6	σ_d [MPa]	0
φ [°]	36		

Dilatationsvinkeln sattes i samtliga fall till 7° motsvarande en konservativ bedömning med relativt glatta sprickplan.
Då det rör sig om en beräkning i ett extremt ytnära fall antogs bergets initiella spänningar öka linjärt med den vertikala spänningen som största initialspänning motsvarande bergets överlast. De horisontella spänningarna sattes till 0,3 σ_v.
Betongen betraktas som elastisk, materialparametrar enligt nedan:

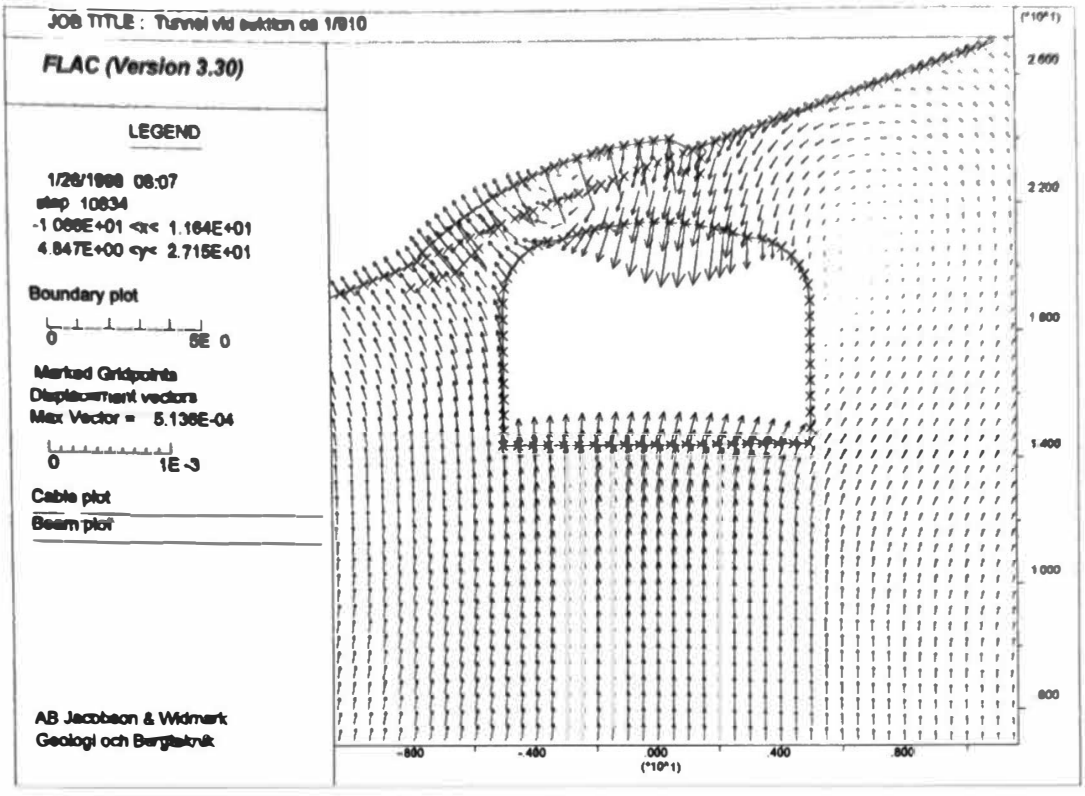
Em [GPa]	22,2	σ_t [MPa]	15,83
ν	0,15	σ_d [MPa]	1,08
ρ	2400 kg/m^3		

Beräkningsresultat

Rörelserna i berget blir i den studerade sektionen störst i hjässan med riktning in mot tunneln, 0,51 mm (Fig. 5). En del av berget blev först utsatt för dragspänningar som sedan genom spänningsomlagringar omvandlades till tryckpåkänningar. Hela bergmassan utsätts således i ett slutstadium för tryckspänningar, 0,90 MPa. Ett tryckt valv åstadkommes tack vare samverkan med betongen. Dragspänningar förekommer i båda snitten i betongen i området kring det lägre anfanget

© 1999 Svenska Bergteknikföreningen och författare

och närmast ytan. Bultarna mellan berg och betong tar upp dragspänningar. Största dragkraft, 13 kN, uppstår under drivningsskedet.



Figur 5. Deformationer i sektion 1/910.

Utförande

Produktionsmässiga aspekter.

Beställaren har ställt tekniska och funktionella krav enligt vilka entreprenören måste genomföra projektet. Entreprenören får utföra egna tekniska lösningar om resultatet uppfyller ställda krav. Det ger entreprenören möjlighet att försöka hitta nya och annorlunda lösningar.
För att kunna använda resurser effektivare inom ett trångt och begränsat arbetsområde mitt i ett gammalt villaområde började Lemminkäinen undersöka olika möjligheter till detta redan inom anbudstiden. Tidplanering av projektet visade att ett stort problem var att det skulle göras betongtunnlar vid båda tunnelmynningarna. Först skulle man spränga 70 meter nästan 10 meter höga förskärningar. Efter det kunde det ha varit möjligt att börja spränga själva bergtunneln. Det skulle ha varit omöjligt att bygga betongtunnlar samtidigt med tunnelsprängningarna. Allt detta skulle orsaka svårigheter att klara tidplanen.
Enligt undersökningar var det dålig bergtäckning vid båda tunnelmynningarna. Det verkade dock onödigt att spränga så långa förskärningar när bergtäckningen

© 1999 Svenska Bergteknikföreningen och författare

var dålig bara på begränsade avsnitt. Efter att ha tänkt på olika möjligheter kom Lemminkäinen tillsammans med J&W på idén med en " bergbetongtunnel ".
Den viktigaste orsaken till att välja en egen lösning var att härigenom kunde sprängning av tunneln påbörjas mycket tidigare. Det minskade också såren i naturen och behoven av återställningsarbeten. Man kunde spara naturliga förhållanden inom aktuellt område. I stället för att spränga en stor bergskärning och göra en betongtunnel i denna, avtäcktes berget inom området med liten bergtäckning och betongkonstruktionen göts ovanpå. Samtidigt med byggandet av betongkonstruktionen kunde förberedelserna fortsätta för tunneljobb och sprängning av förskärning vid andra änden av tunneln. När betongkonstruktionen hade härdat tillräckligt kunde sprängning av bergtunneln ske under betongvalvet.
Meningen var att utföra en likadan konstruktion vid både södra och norra änden. Vid södra delen gick det bra men vid norra delen låg bergytan betydligt lägre än vad förundersökningarna indikerat varför en ändring av konstruktionen med bergbetongtunnel här måste göras. Där valdes istället metoden att spränga i öppen skärning lika bred som tunneln och gjuta ett tryckt betongvalv på en sprängd berghylla ovanpå. Denna lösning gav möjlighet att bygga nästan hela betongkonstruktion samtidigt som tunnelsprängning pågick från andra hållet. Sedan tunneln färdigsprängts återstod endast den mot bergtunneln anslutande delen av betongkonstruktionen.
Arbetena med bergbetongtunneln gick helt efter ritningarna. De kritiska arbetsmoment som metoden innebar klarades av utan några problem. Dessa moment var framförallt knutna till sprängningsarbetena enligt följande.

- att genom sprängning åstadkomma anfang (upplag) för valvet
- att utföra tunnelsprängningen utan att skada konstruktionsbetongen
- att utföra tunnelsprängningen utan att betonglocket lättade
- att utföra tunnelsprängningen utan att förstöra bergkonsolen

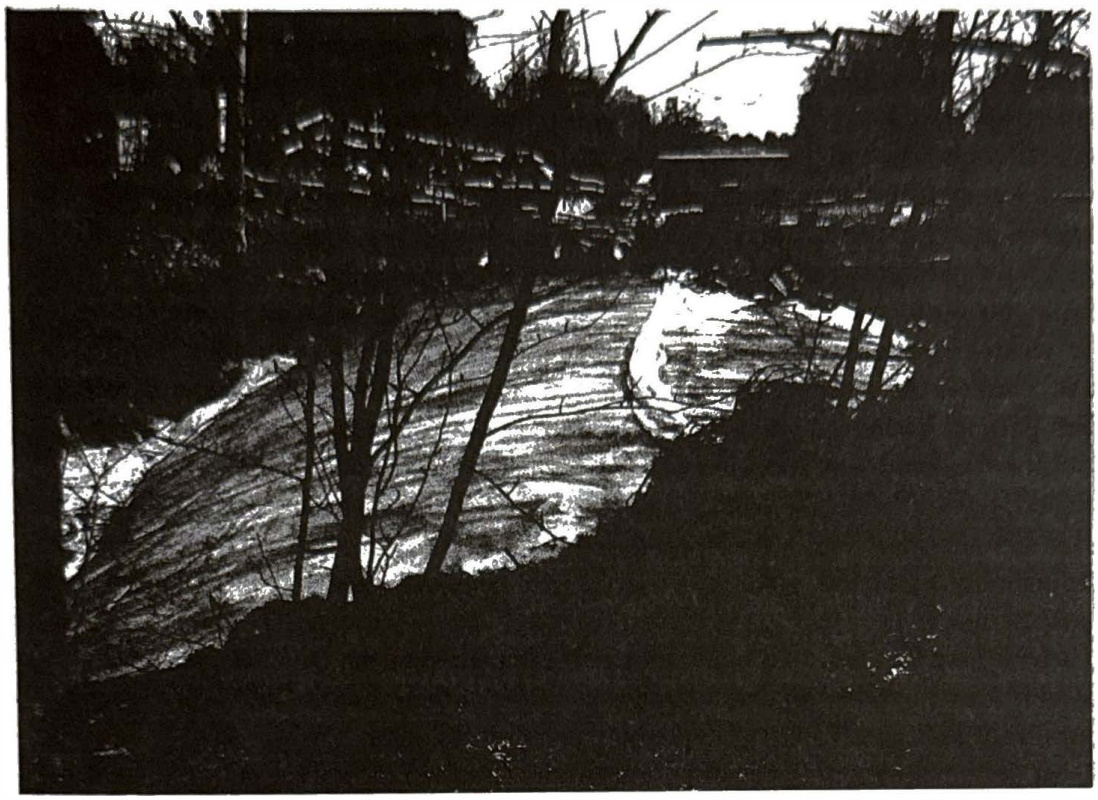
Tunnelsprängningen utfördes med mycket noggrann borrning, datorstyrning. Först sprängdes en pilottunnel. Därefter strossades tak och väggar. De sista delarna närmast betongen sprängdes med korta salvor uppdelat på många delar. Endast bultning av enstaka block behövde göras i samband med tunneldrivningen.

Tid och kostnader

Den största fördelen med bergbetongtunneln var att mindre resurser behövdes för att klara angivna leveranstider vilket beskrivits ovan.
Om man jämför förslagshandlingens betongtunnel med metoden " bergbetongtunnel " får man en tidsvinst av storleksordningen 2 månader till bergbetongtunneln fördel. Bortser man från tidsaspekterna är de två alternativen kostnadsmässigt ungefär jämförbara. Kostnaden för respektive metod är dock olika från plats till plats och någon generell slutsats kan ej dras.

© 1999 Svenska Bergteknikföreningen och författare

ungefär jämförbara. Kostnaden för respektive metod är dock olika från plats till plats och någon generell slutsats kan ej dras.



Figur 6. Den färdiga konstruktionen

Slutord

Bergbetongtunneln vid Alviks strand visar att det går att utföra en bergtunnel med mycket liten bergtäckning som uppfyller alla krav på långtidsstabilitet och beständighet genom att med betong skapa ett tjockare valv. Man kan spara tid, och i många fall kostnader. Den största fördelen synes finnas när bergtäckningen är ca 0,5- 2 m och kanske främst när liten bergtäckning förekommer på begränsade avsnitt. Vi är dock övertygade att ju mer metoden kommer till användning, ju fler lämpliga appliceringsfall kommer man att finna.