

## SPILING I TUNNLAR – EN FÖRSTUDIE

Catrin Edelbro

Fredrik Perman

Fredrik Johansson



# **SPILING I TUNNLAR – EN FÖRSTUDIE**

## **Spiling in tunnels – a pilot study**

Catrin Edelbro, Itasca Consultants AB

Fredrik Perman, Itasca Consultants AB

Fredrik Johansson, KTH



## FÖRORD

Framgångsrikt berg- och undermarksbyggande kräver relevant och tillförlitlig temporär förstärkning. Det finns idag inga tydliga sammanställda råd, beräkningssätt eller anvisningar inom svenskt bergbyggande för dimensionering av spiling trots att drivning genom komplexa passager innebär en stor kostnad. Baserat på tidigare utförda samt pågående projekt har exempel på design och erfarenhet av temporär förstärkning med spiling sammanställts. Fokuset har varit på svenska projekt och projektets mål har genom denna kartläggning varit att öka kunskapen om hur dimensionering av spiling görs i Sverige.

Projektet har stöttats av en referensgrupp bestående av Helen Andersson, Magnus Felldin, Eric Hegardt och Louise Jakobsson, Miriam Isaksson Mettävainio, Charlie Li, Björn Stille, Carl-Olof Söder och Patrik Vidstrand. Därtill riktas ett tack till höstseminariets föreläsare och deltagare som utöver författarna själva var Carl-Olof Söder, Amanda Åkerlind, Magnus Eriksson, Jonas Fransson, Christer Andersson, Shahin Shirzadegan, Björn Stille, och Johan Brantmark.

Projektet har utöver BeFo finansierats av Itasca Consultants AB och KTH.

Stockholm

*Patrik Vidstrand*



## SAMMANFATTNING

När bergets bärförmåga är otillräcklig på grund av dålig bergkvalitet, omfattande svaghetszoner, osv. kan en anpassad och omfattande förstärkningslösning med spiling (längre rör, stag eller bult) utformas för att säkra produktion, arbetsmiljö, omgivning och färdig tunnel. Det finns idag inga tydliga sammanställda råd, beräkningssätt eller anvisningar inom svenskt bergbyggande för dimensionering av spiling trots att drivning genom komplexa passager innebär en stor kostnad. Internationellt finns heller ingen allmänt accepterad dimensioneringsprincip för spiling.

Baserat på tidigare utförda samt pågående projekt där spiling använts har exempel på design och erfarenhet av temporär förstärkning med spiling sammanställts. Definitionen av spiling i denna rapport är att det är längre bultar eller rör (längre än vanliga förstärkningsbultar) som installeras i tunnel eller påslag för att skapa bärförmåga i tunnelns längdriktning. Sammanställt innehåll i denna rapport gör inte anspråk på att vara heltäckande för alla situationer och ska därför inte betraktas som en norm eller som gränssättande för dimensionering av spiling.

Litteratur- och praktikfallsstudien har visat att det behövs en tydlighet angående nomenklatur och definition av vad som vi benämner som spiling. Vid val av spiling som teknisk lösning bör följande beskrivas (i) funktion och verkningsätt, (ii) typ och dimension, (iii) ingjutning, (iv) samverkan med annan förstärkning och (v) installation.

Det saknas flödesscheman för beslutsfattande kring om, var och när spiling bör installeras. Baserat på förstudien har ett principiellt flödesschema som bör användas vid dimensionering av spiling tagits fram. Det principiella flödesschemat kan nyttjas som underlag i framtida rådgivande dokument.

I projekteringen av spiling är det viktigt att ta hänsyn till bland annat följande aspekter gentemot andra discipliner och gentemot byggskedet: injektering, arbetsmiljö, investeringskostnad och tidsåtgång.

Förstudien visar att projekteringen av spiling skiljer sig åt och att man valt olika beräkningsmetoder, elementarfall och belastningsfall för samma förväntade beteende hos bergmassan. Materialparametrar generellt, både avseende relevanta materialparametrar för lösbergsmassor och omgivande berg, men även parametrar som beskriver spilingen samverkan med berget är svåra att bedöma. Förslag på fortsatt arbete är därför att använda ett eller flera praktikfall och för dessa tillämpa analytisk och numerisk beräkning för att kunna tolka och jämföra skillnader i resultat. Med numerisk modellering kan analys med fall motsvarande de analytiska metoderna avseende laster och elementarfall utvärderas samt för att studera effekten av fast inspänning eller fritt upplagd. Genom att inkludera val av parametervärden i ovanstående förslag fås även resultat från en känslighetsanalys av valda materialegenskaper. Vidare föreslås att sannolikhetsbaserad dimensionering utförs för att ta hänsyn till osäkerheter och variationer i materialegenskaper.

**Nyckelord:** spiling, projektering, dimensionering





## SUMMARY

In unstable ground, the tunnel can be pre-supported by driving spiles and forepoles into the crown and walls ahead of the excavation face with a small inclination angle upward. When the bearing capacity of the rock is insufficient due to weak rock, extensive weak zones, etc. an adapted and extensive reinforcement solution with spiling (longer bolts, pipes or braces) can be designed to secure the excavation, the working environment, and the surroundings (ground surface). Today, there are no clear compiled Swedish (nor international) advice, recommended calculation methods or instructions for design of spiling even though excavating through complex passages involves a large cost.

Based on previously completed and ongoing projects where spiling was used, examples of design and experience of temporary reinforcement with spiling have been compiled. The definition of spiling in this report is longer spiles (bolts or pipes) that are installed in the crown above the face, to create bearing capacity in the longitudinal direction of the tunnel. Compiled content in this report does not claim to be applicable for all kind of situations and should therefore not be considered as a norm or as limiting the design of spiling.

The literature and case study review has shown that there is a need for clarity regarding nomenclature and definition of what we refer to as spiling. When describing spiling as a technical solution, the following should be described: (i) function and mode of action, (ii) type and dimension, (iii) grouting and spiling, (iv) interaction with other type of rock support and (v) installation (single or double arch for a pipe umbrella arch).

There is a need for flow charts in decision-making about: if, where and when spiling should be installed. Based on this pre-study, a principle flow chart that should be used when designing spiling has been developed. The developed flow chart shown in this report can be used as a basis in future advisory documents.

In the design of spiling, it is important to consider, among other things, the following aspects compared to other disciplines and in the construction phase: grouting, working environment, investment cost and time consumption.

The pre-study shows that the design of spiling differs, and that different calculation methods, beam models and load cases have been chosen for the same expected behavior of the rock mass. Material parameters in general, both regarding relevant material parameters for loose rock masses and surrounding rock, and parameters that describe the spiling interaction with the rock, are difficult to assess. The recommendation for future work includes that one or more practice cases should be studied regarding approach, calculation methodology, variation in parameter values through sensitivity analysis and reliability-based (probabilistic analysis approach) design.

**Keywords:** spiling, design, forepole



## INNEHÅLL

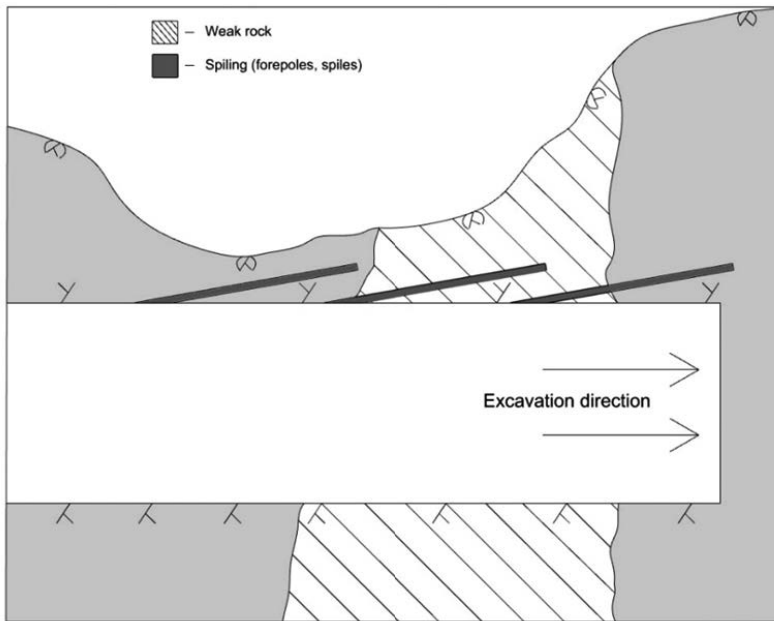
1.	INTRODUKTION.....	1
1.1	Bakgrund.....	1
1.2	Syfte och mål .....	2
1.3	Avgränsningar.....	2
1.4	Metodbeskrivning och rapportutformning.....	3
2.	NOMENKLATUR, RÅDGIVANDE DOKUMENT OCH REKOMMENDATIONER VID BERÄKNING.....	5
2.1	Nomenklatur .....	5
2.1.1	Svenska begrepp .....	5
2.1.2	Internationell nomenklatur .....	5
2.2	Standardiserade och rådgivande dokument .....	8
3.	PRAKTIKFALL.....	13
3.1	Introduktion .....	13
3.2	Sätra-Kungshatt (Förbifart Stockholm) .....	23
3.2.1	Övergripande dimensioneringsstrategi.....	23
3.2.2	Förutsättningar.....	25
3.2.3	Potentiella identifierade brottmekanismer.....	27
3.2.4	Teknisk lösning för temporär förstärkning i huvudtunnlar .....	28
3.2.5	Metod för verifiering av teknisk lösning .....	32
3.2.6	Utförande, uppföljning och kontroll under byggskede.....	34
3.3	Maria Magdalena kyrka (Citybanan).....	39
3.3.1	Förutsättningar.....	39
3.3.2	Teknisk lösning .....	39
3.3.3	Metod för verifiering av teknisk lösning .....	39
3.3.4	Utförande.....	40
3.4	Akalla-Barkarby (Nya tunnelbanan).....	41
3.4.1	Förutsättningar.....	41
3.4.2	Teknisk lösning .....	43
3.4.3	Utförande, uppföljning och kontroll under byggskede.....	44
4.	BERÄKNINGSMETODER.....	47
4.1	Dimensionering av spiling.....	47
4.2	Verkande last på spiling.....	51
4.2.1	Lösmassa .....	52

4.2.2	Last på cirkulär tunnel – Ground Reaction Curve.....	56
4.3	Analytisk beräkning.....	59
4.3.1	Balk fast inspänd/fritt upplag (A).....	63
4.3.2	Fast inspänd balk (B).....	63
4.3.3	Fritt upplagd balk (C).....	64
4.3.4	Konsolbalk (D).....	65
4.3.5	Exempel på beräkning med balkteori.....	66
4.4	Numerisk beräkning.....	69
4.4.1	2D analyser.....	69
4.4.2	3D analyser.....	70
4.4.3	Moment-Normalkrafts-diagram (M-N).....	72
5.	DISKUSSION.....	75
5.1	Nomenklatur och rådgivande dokument för spiling.....	75
5.2	Övergripande principer för dimensionering av spiling.....	76
5.3	Beräkningsmetoder.....	79
5.4	Aspekter vid val av teknisk lösning.....	80
6.	SLUTSATSER OCH REKOMMENDATION FORTSATT ARBETE.....	83
7.	REFERENSER.....	85

# 1. INTRODUKTION

## 1.1 Bakgrund

När bergets bärformåga är otillräcklig på grund av dålig bergkvalitet, omfattande svaghetszoner, osv. måste en anpassad och omfattande förstärkningslösning utformas för att kunna säkra produktion, omgivning och färdig tunnel. Denna anpassade förstärkning kan bl.a. utgöras av spiling (längre rör, stag eller bult), se Figur 1. Spiling klassas som temporär förstärkning eftersom dess huvudsyfte är att skapa en trygg arbetsmiljö och att säkra produktionen under drivning dessutom kan spilingen sakna korrosionsskydd. Spilingens uppgift är, förutom att temporärt ta last, att förhindra okontrollerat utfall av uppkrossat eller storblockigt material innan den permanenta förstärkningen appliceras i tunneln.



**Figur 1.** Exempel längdsektion över tunnel med spiling genom svagt/dåligt berg och med låg bergtäckning (Edelbro m.fl., 2023a).

Den huvudsakliga användningen av spiling (längre bultar, rör och stag) i Sverige är:

- Bult – korsningar, stora spännvidder, svaghetszoner eller låg bergtäckning för mindre spännvidder och påslag.
- Rör – partier i dåligt berg med stora osäkerheter (svaghetszoner, låg bergtäckning) och stora spännvidder.

- Stag – partier i väldigt dåligt berg där de förborrade hålen riskerar att kollapsa innan installation av förstärkningselementet.

Vid dimensionering av permanent förstärkning, såsom bult och sprutbetong, kan råd och beräkningssätt enligt projekteringshandbok för bergkonstruktioner (Trafikverket, 2019) användas. Däremot finns det idag inga tydliga sammanställda råd, beräkningssätt eller anvisningar inom svenskt bergbyggande för dimensionering av spiling trots att drivning genom komplexa passager innebär en stor kostnad. Internationellt finns heller ingen allmänt accepterad dimensioneringsmetod för spiling (Oke m.fl., 2016; Strømsvik m.fl., 2016). Eftersom det inte finns sammanställda råd och verifierade sätt att dimensionera spiling så utförs projekteringen med olika metodik vid varje nytt tillfälle. Det finns behov av en sammanställning av rådgivande dokument och praktikfall där olika metoder och principer för dimensionering och utförande av spiling beskrivs. Ytterligare en anledning till rådgivande dokument kring dimensionering av spiling är implementering av andra generationen av Eurokod som eventuellt kommer gälla för bergkonstruktioner och som även ska innefatta temporära förstärkningar.

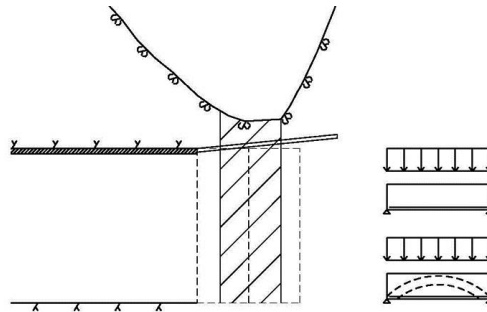
## 1.2 Syfte och mål

Baserat på tidigare utförda samt pågående projekt där spiling använts ska exempel på design och erfarenhet av temporär förstärkning med spiling sammanställas. Metoder, principer, ritningar, drivningsrestriktioner och praktikfall – främst från Sverige men även internationellt särskiljs. Där så är möjligt redogörs för mängder, tid och arbetsmiljö/utförande. Eftersom spilingen bidrar till en högre belastning på upplagen jämfört med det omgivande berget kommer sammanställningen redogöra för exempel på utformning av upplag eller förankring. Målet är att öka kunskap för dimensionering av spiling för främst tunnlar. Förstudiens resultat syftar till att vara användbart och ligga till grund för fortsatta forskning och tillämpning av sätt att analysera, modellera och dimensionera spiling.

## 1.3 Avgränsningar

Sammanställt innehåll i denna rapport gör inte anspråk på att vara heltäckande för alla situationer och ska därför inte betraktas som en norm eller som gränssättande för dimensionering av spiling.

Definitionen av spiling i denna rapport är att det är längre bultar eller rör (längre än vanliga förstärkningsbultar) som installeras i tunnel eller påslag, i tunnelns längdriktning för att skapa bärförmåga, se Figur 2.



**Figur 2.** Exempel längdsektion över tunnel med spiling genom dåligt berg och med låg bergtäckning. Till höger visas exempel på bärighetsmodeller, balk och valv (Trafikverket, 2019).

Studien berör inte bedömda risker och själva riskhanteringsprocessen som berör komplexa passager där spiling installeras. Vidare inkluderar studien inte resultat från småskaliga experimentella tester av spiling. För detta hänvisas istället till ex. Hun, 2011 och Hisatake & Ohno, 2008. Sammanställningen behandlar inte heller frågeställningar med avseende på beständighet, vatten- och frostsäkring, entreprenadform och ersättningsform. Sammanställningen beskriver inte i detalj andra sätt (frysning, dränering, glasfibrelement, jet-grouting, pilotunnel) att temporärt förstärka berget eller förändra dess karaktär eller annat typ av uttag vid drivning genom komplexa passager.

#### 1.4 Metodbeskrivning och rapportutformning

Metodikerna utgår från en praktikfallsstudie av dimensionering av spiling. Studien resulterar i en generell sammanställning av praktikfall, både nationella och internationella, där spiling används. Den övergripande praktikfallsstudien kompletteras med litteraturstudier av rådgivande dokument och beräkningssätt vid projektering av spiling. För ett fåtal av praktikfallen görs en mer omfattande beskrivning med fokus att beskriva dimensionering av spiling från beräkningar i projekteringsskedet till installerad spiling i byggskedet.





## 2. NOMENKLATUR, RÅDGIVANDE DOKUMENT OCH REKOMMENDATIONER VID BERÄKNING

### 2.1 Nomenklatur

#### 2.1.1 Svenska begrepp

Begreppet spiling, utan mer specificering, är otydligt. Inom begreppet spiling kan det i våra svenska tunnelprojekt nämnas exempelvis förförstärkningsbult, förbultar, självborrande stag (ex. MAI, IBO, Ischebeck), spilingbult, spilingrör och rörspiling. Bult, som benämns spiling, är oftast längre kamjärnsbultar som gjuts in i förborrade borrhål i hårt berg där det finns risk för blockutfall eller som slås in i svagare, mer jordliknande material för att ge en stabiliserande effekt. Rör kan vara stålrör, med grov tjocklek, som installeras i borrhål och där röret och rörets kontakt mot berget kan gjutas igen. De grova stålrören används och borrar in i huvudsak i sprickrikt berg eller slås in i mjukare mer jordliknande material (Li, 2017). En viss risk med förborrade hål är att hålen kollapsar innan stålrör hunnit installeras. Självborrade stag, vilket enkelt sagt, är rör som gängas samman, och som lämnas kvar i berget efter borrning. Självborrande stag används ofta för mycket svagt berg till jordliknande förhållanden. Med självborrande stag undviks problemet med instabila borrhål. Typiska dimensioner på bult, rör och självborrande stag, sammanställda baserat på internationella praktikfall, visas i Tabell 1. I gruvmiljö anses spiling och förbultning kunna utgöras av kabelbultar, kamjärnsbultar, expanderande bultar och friktionsbultar samt självborrande bultar och borrstål som lämnas kvar (Potvin & Hadjigeorgiou, 2020).

Tabell 1. Dimensioner på olika typer av spiling (översatt från Li, 2017).

Typ av spiling	Ytterdiameter (mm)	Längd (m)	Avstånd (m)	Vinkel relativt tunnelkontur (°)
Kamjärnsbult	20–50	4.6–6.1	0.5–1.5	6–10
Stålrör	38–200	9–15	0.3–0.6	6–10
Självborrande stag	32–51	-	-	6–10

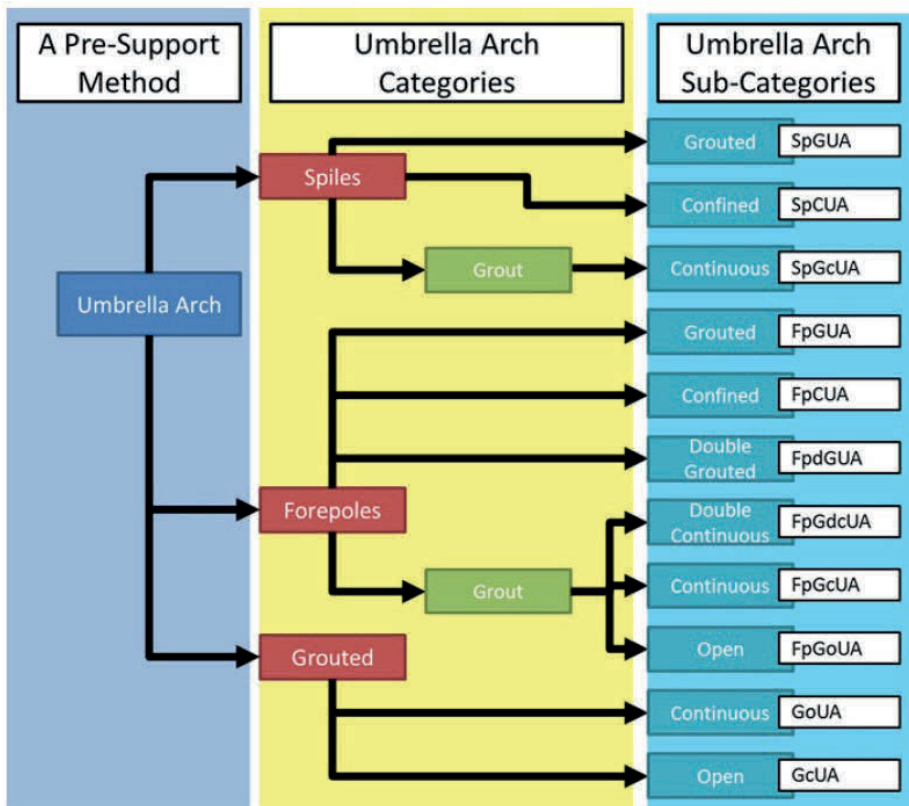
#### 2.1.2 Internationell nomenklatur

Oke m.fl. (2014b) presenterade ett standardiseringsförslag på internationell nomenklaturen som associeras till rörspiling i tak (umbrella arch) i syfte att få alla att prata samma språk. De insåg att det internationellt fanns benämningar på samma sak, i detta fall rörspiling, som kunde vara förvirrande, vilket citerats nedan (Oke m.fl., 2014b) (OBS! referenserna i *kursiv stil* finns inte med i referenslistan):

"To illustrate this point, the following exhaustive list of terms are used to define similar supports (some arguably the same; some completely different) within the locality of the face at the crown are as follows: forepole (Hoek 2007), pipe roofing (Gamsjäger and Scholz 2009), pipe roof support (Volkmann and Schubert 2007), pipe roof umbrella, steel pipe

umbrella, umbrella arch method (Ocak 2008), long span steel pipe forepiling (Miura 2003), Sub-horizontal jet-grouting (Lunardi 2008), steel pile canopy (Gibbs et al. 2007), and spiles (Trinh et al. 2007, Hoek 2007)."

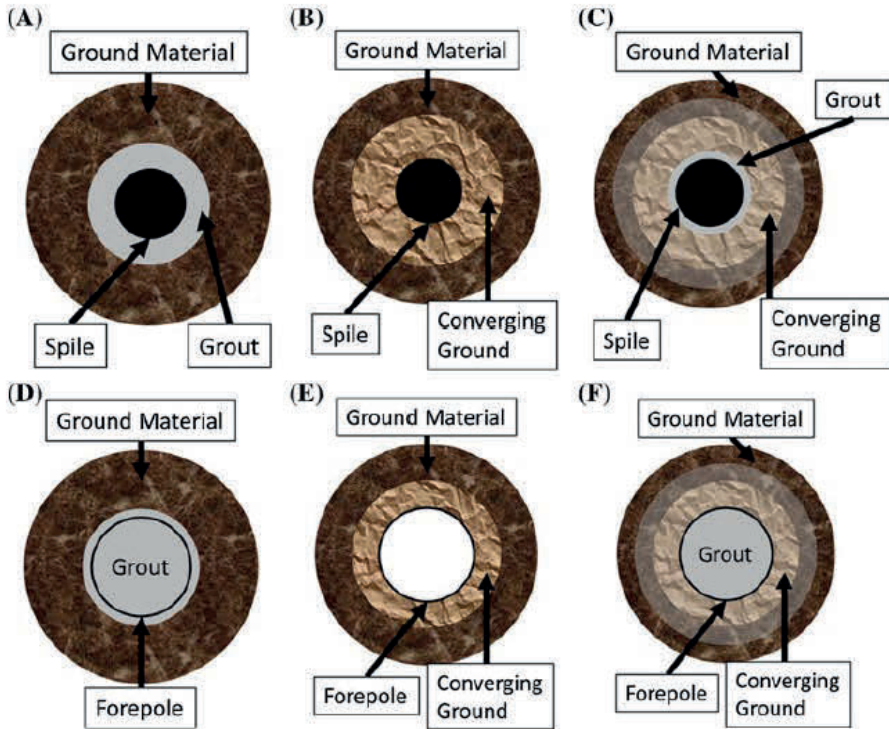
I Oke m.fl., 2014b, definieras "spiles" som förstärkningselement vars längd är kortare än höjden på bergguttaget. "Spiles" installeras tätt (<30 cm avstånd) och med vinkeln 5–40° från horisontalplanet (längs med tunnelns axel). "Forepoles" installeras när man förväntas ha längre sträckor med svagt berg vilket innebär att dessa ofta är grövre än "spiles" och längre (än höjden på bergguttaget). För att förtydliga vilken typ av förförstärknings skärm som används valde Oke m.fl. (2014b) benämningar enligt Figur 3 (med förkortningar enligt Tabell 2).



**Figur 3.** Illustration av den nomenklatur som används i Oke m.fl. 2014b, se Tabell 2 och Figur 4 för betydelse av förkortningarna (Oke m.fl. 2014b).

Tabell 2 Förklaring till de förkortningar som används i Figur 3, se även Figur 4.

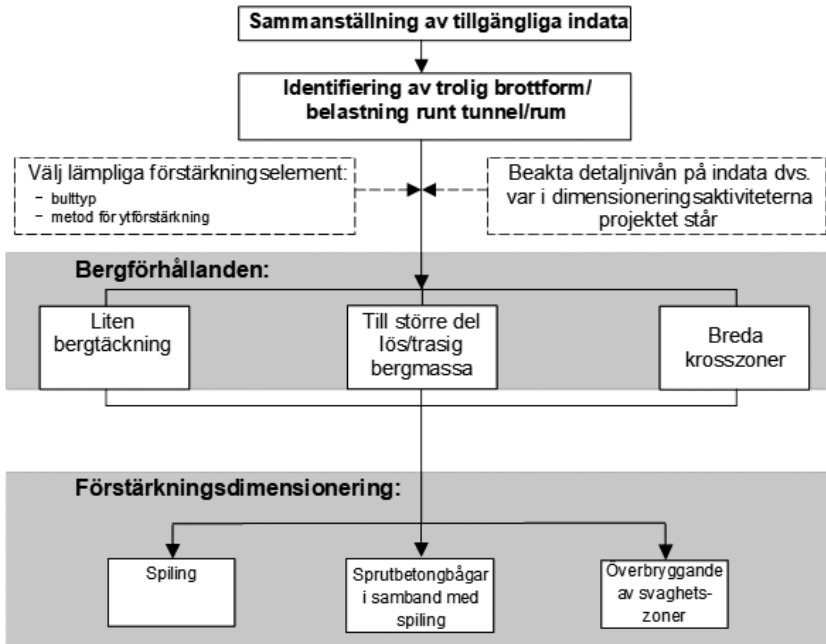
Förkortning	Engelsk förklaring till förkortning ( <i>med förslag på motsvarande svensk översättning</i> )
SpGUA	Spile Grouted Umbrella Arch ( <i>Ingjuten skärm där ingjutning finns mellan bult och berg</i> )
SpCUA	Spile Confined Umbrella Arch ( <i>Skärm där bult pressas samman av omgivande berg</i> )
SpGcUA	Spile Continuous Grouted Umbrella Arch ( <i>Ingjuten skärm där ingjutning finns mellan bult och berg och även penetrerats ut i omgivande berget och kopplas till nästliggande bult eller rör</i> )
FpCUA	Forepole Confined Umbrella Arch ( <i>Skärm där längre rör, eller bult pressas samman av omgivande berg</i> )
FpGUA	Forepole Grouted Umbrella Arch ( <i>Ingjuten skärm av längre rör eller bult</i> )
FpdGUA	Double Forepole Grouted Umbrella Arch ( <i>Ingjuten skärm där överlappet är längre än halva rörets eller bultens längd</i> )
FpGoUA	Forepole Open Grouted Umbrella Arch ( <i>Ingjuten skärm där ingjutningen penetreras ut i omgivande berg men inte når till nästliggande rör eller bult längd</i> )
FpGcUA	Forepole Continuous Grouted Umbrella Arch ( <i>Ingjuten skärm av längre rör eller bult där ingjutning penetrerats ut i omgivande berget och kopplas till nästliggande bult eller rör</i> )
FpGdcUA	Forepole Double Continuous Grouted Umbrella Arch ( <i>Ingjuten skärm av längre rör eller bult där ingjutning penetrerats ut i omgivande berget och kopplas till nästliggande bult eller rör och där överlappet är längre än halva rörets eller bultens längd</i> )
GoUA	Open Grouted Umbrella Arch ( <i>Skärm där hålen gjuts in och där ingjutningen penetreras ut i omgivande berg men inte når till nästliggande rör eller bult längd</i> )
GcUA	Continuous Grouted Umbrella Arch ( <i>Skärm där hålen gjuts in och där ingjutningen penetreras ut i omgivande berg och når till nästliggande rör eller bult längd</i> )



**Figur 4.** Illustration av förklaring av den nomenklatur som används i Oke m.fl. 2014b, se Tabell 2.

## 2.2 Standardiserade och rådgivande dokument

Enligt det rådgivande dokumentet "Projektering av bergkonstruktioner" (Trafikverket, 2019) bör man vid dimensionering av spiling beakta bergtäckning, bergmassans egenskaper, överlast (geoteknisk last och övriga laster), förstärkningens bärförmåga och förankringen eller upplagsreaktionen. För spiling i tunnel ska även längd mellan upplag beaktas. Eftersom längd mellan upplag begränsar salvlängder och installation av permanent förstärkning bör projekteringen anpassas till drivnings- och förstärkningsmetodik. Däremot är det inte vidareutvecklat och preciserat hur ovanstående påverkande faktorer ska beaktas. Inga beräkningssätt eller anvisningar redovisas, men ett exempel på metodik för analytisk dimensionering av förbultning visas i Figur 5.



**Figur 5.** Exempel på metodik för analytisk dimensionering av förbultning (Trafikverket, 2019).

Går man in lite mer i detalj på empiriska metoder och studerar de rekommendationer som anges då förstärkning tas fram genom karaktärisering med  $RMR$  så ska spiling/förbultning användas vid behov då  $RMR < 20$  (Bienawski, 1976). Däremot finns inga rekommendationer på avstånd, dimensioner, längder osv. för spilingen. På samma sätt hänvisas i handboken för  $Q$  systemet att förbultning (forepoling) ska användas vid  $Q$ -värden under 0.1–0.6 och beroende på spännvidd (NGI, 2015). Avståndet mellan förbultarna ska normalt vara 0.3 m (0.2–0.6 m). Enligt Nilsen & Palmström (2000) ska bultavståndet inte överstiga 0.4–0.5 meter för bergmassor med  $Q$ -värden under 0.1. För extremt dåligt berg så bör avståndet reduceras till 0.25–0.3 m. Samtidigt om avståndet mellan bultarna är 0.7 m och inget allvarligt utfall sker bör bultarnas nytta relativt kostnad ifrågasättas (Holmøy & Aagaard, 2002). Bultarnas längd bör överlappa med 2 meter. För spilingbultar med en längd på 6 meter används oftast en salvlängd på 2–4 meter (Holmøy & Aagaard, 2002). Vidare bör bultarnas diameter vara 32 mm för att klara den last som kan uppkomma (Holmøy & Aagaard, 2002). Det är också av stor vikt att bultarna förankras nära fronten och till detta används oftast bergbultar och stålband (ex. fjellband), se Figur 6. För mer omfattande förförstärkning krävs upplag i form av armerade sprutbetongbågar eller gitterbågar. Avstånd (c-c) mellan upplag är vanligtvis 1.5–2.5 m för sprutbetongbågar (Holmøy & Aagaard, 2002).

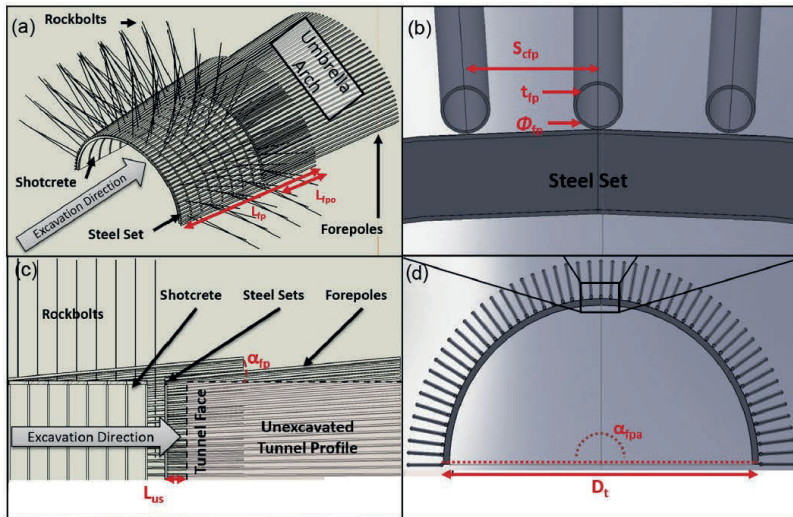


**Figur 6.** Exempel på fixerade förbultar där en salva sprängs framför bultarnas installerade läge (Holmøy & Aagaard, 2002).

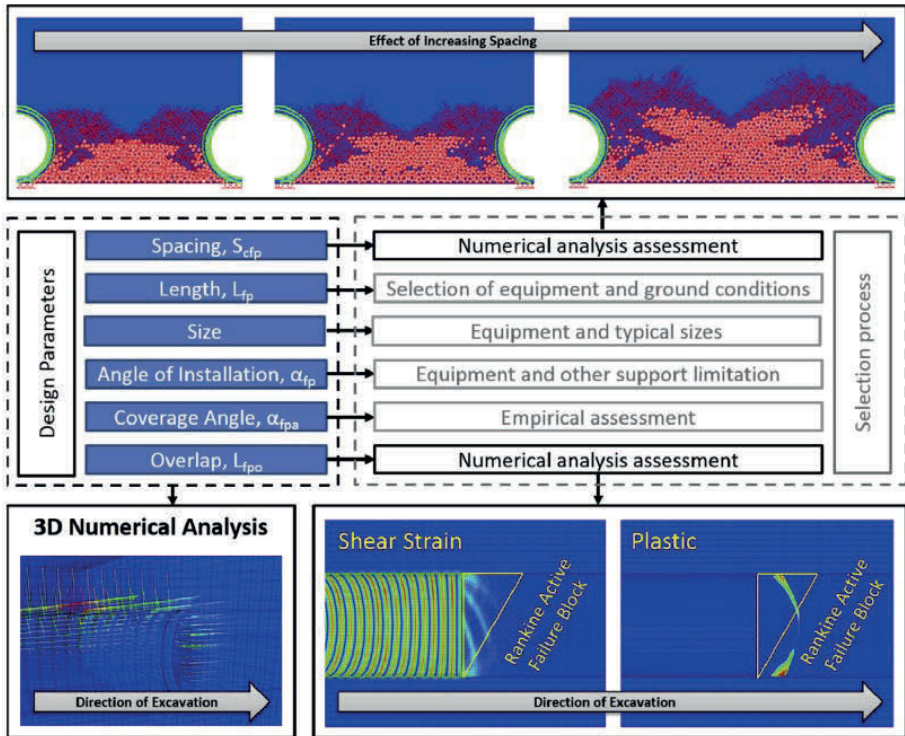
I tekniska beskrivande dokument angående dimensionering och byggande av vägtunnlar från USA (FHWA, 2009) beskrivs dimensioneringen av spiling som intuitiv eftersom den måste vara flexibel och kunna justeras på plats baserat på bergmassans beskaffenhet. Som en första approximation av den last som antas påverka spilingen antas en höjd på lösmassan motsvarande 0.1 till 0.25 gånger spännvidden (bredden) på tunneln.

De viktigaste designparametrarna enligt Oke m.fl. (2014a) för en rörskärm visas i Figur 7. Parametern  $L_{fp}$  (längden på spiling) kan inte optimeras genom numerisk analys (Oke m.fl., 2014a) eftersom det är för många icke-geomekaniska faktorer som styr det valet. Däremot kan  $L_{fpo}$  (längden på överlappen mellan skärmar) optimeras genom numerisk beräkning. Vilka parametrar som numerisk analys bör användas för att dimensionera och optimera spiling sammanställde Oke m.fl. (2014a) enligt Figur 8. Avstånd mellan spiling rekommenderas studeras i en lokal modell, enligt övre delen i Figur 8, medan responsen från spiling ska hanteras genom en global modell. I den lokala modellen så styr  $t_{fp}$  (tjockleken på spilingrör) och  $\Phi_{fp}$  (den yttre diametern på spilingen) styvheten på spilingen. Numerisk analys föreslås, av Oke m.fl. (2014a), att användas för att optimera storleken på spiling i en rörskärm. Angående installationsvinkel rekommenderar Oke m.fl. (2014a) så låg vinkel som möjligt från tunnelns axel eftersom utfall oftast sker upp till förstärkningsselementet. Hur stor del av tunnelns rand som behöver ha förstärkning

med spiling styrs av brottmekanism. För lokala gravitativa utfall behöver spilingen endast sättas i galleriets tak/kronan ( $\alpha_{fpa}=120^\circ$ ). För mekanismer som kan ge storskaliga utfall rekommenderas att sätta spiling runt hela randen ( $\alpha_{fpa}=180^\circ$ ) (Oke m.fl., 2014a). På samma vis rekommenderar Song m.fl. (2013) att  $\alpha_{fpa}=120^\circ$  bör användas för svagt berg och  $\alpha_{fpa}=180^\circ$  för jord.



**Figur 7.** Rörskärm med de viktigaste dimensioneringsparametrarna i röd text (Oke m.fl., 2014a). Där  $L_{fp}$  är längden på spilingen, and  $L_{fpo}$  är längden på överlappen mellan skärmar,  $S_{cfp}$  är c-c avstånd mellan spilingen,  $t_{fp}$  är tjockleken på spilingröret,  $\Phi_{fp}$  är den yttre diametern på spilingen och  $\alpha_{fp}$  är installationsvinkeln på spilingen.  $L_{us}$  är längden på den oförstärkta fronten,  $D_t$  är diametern på tunneln och  $\alpha_{fpa}$  är vinkeln för hur stor del av tunneln som förförstärkt med spiling.



**Figur 8.** Applicerbarhet av numerisk analys vid dimensionering av spiling (Oke m.fl., 2014a).



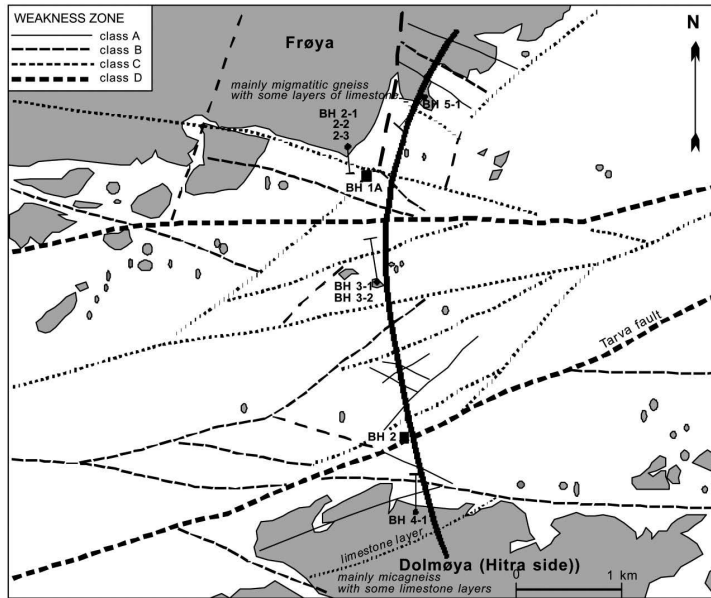
### 3. PRAKTIKFALL

#### 3.1 Introduktion

Som exempel på internationellt praktikfall med relativt hård berggrund, men som passerar områden med berg av sämre kvalitet, kan nämnas Frøyatunneln i Norge (Holmøy & Aagaard, 2002). Frøyatunneln är 5.3 km lång och går mellan öarna Frøya och Hitra (Figur 9) som ligger vid kusten väster om Trondheim. Av tunnelns totala längd går 3.6 km under havet och med en bergtäckning på 37-155 meter. Liknande tunnlar har byggts i Norge, men inte med sådan stor omfattning av svaghetszoner som identifierats vid förundersökningarna för Frøyatunneln. Zonerna är svaga och innehåller jordliknande material (sand, svällande lera, silt). Det omgivande berget är metamorft med varierande grad av gneisighet. Temporär förstärkning med längre bultar användes i 750 m av tunnelns längd. De installerades vid fronten med en vinkel på 15 grader relativt tunnelns axel. Varje skärm hade i genomsnitt 37 förstärkningsbultar med i huvudsak längden 6 m (vid fåtal tillfällen användes 8 m) och diametern 32 mm. Vid passage genom ett parti med sämre berg/svaghetszon användes förstärknings och uttagsmetod enligt Tabell 3. Resultat från deformationsmätning var underlag till beslut om slutlig permanent förstärkning. Baserat på erfarenheten av tekniska lösningar och utförda bergarbeten i Frøyatunneln föreslog Holmøy & Aagaard (2002) att fortsatta studier angående spilingbultar bör fokusera på (i) riktlinjer för när och hur spilingbultar ska användas i relation till bergkvalitet, vatten, bergutfall, kärnborrning, (ii) påverkan från spilingbultarnas dimensioner, längder, förankringslängd relativt salvlängden, stålqualität, (iii) förankring, avstånd mellan bultar och hur stor andel av profilen som behöver spilingbultas, och (iv) effekten av spiling som en del av den permanenta förstärkningen.

En sammanställning av internationella praktikfall där både spilingbultar och spilingrör har använts visas i Figur 10. Liknande sammanställning har utförts av Strømsvik m.fl., 2016 (Figur 11) och det är stora variationer i nomenklatur, dimensioner, mått och antal av bultar och rör. I Strømsvik m.fl. (2016) gjordes ett försök att studera eventuell korrelation mellan kvalitet på bergmassan ( $Q$ -värde) och typ av rörskärmslösning. Det gick inte, med de praktikfall som fanns tillgängliga, att konkretisera något samband mellan  $Q$ -värde och val av diameter och avstånd mellan spilingrör eller överlappet mellan rörskärmarna (Figur 12).

Det finns flertalet publicerade internationella praktikfall för bergmassor med genomgående svagt berg eller jordliknande material och där tunnlar ligger ytnära. Fokus har i flertalet praktikfall varit på effekten av spiling för att motverka marksättning i urban miljö. Det är också för dessa praktikfall inom spiling som de flesta numeriska analyser är utförda. Däremot finns få internationella praktikfall som motsvarar rapportens fokus, dvs på typisk hård svensk berggrund med partier av svagare berg och som presenteras i nästa kapitel.



**Figur 9.** Antagna svaghetszoner där Frøyatunneln skulle anläggas (från Holmøy & Aagaard, 2002).

Tabell 3. Förstärkningsinsatser i svaghetszonerna i Frøyatunneln (efter Holmøy & Aagaard, 2002).

	$Q$ nära 0.1	$Q$ under 0.1 (0.004-0.013)
Salvlängd [m]	3	
Spilingsbultar, 32 mm diameter	32–37 stycken 6 m långa, c-c 0.4 m, fjellband, och 12–13 st fixerbultar för att fästa bultändan	36–64 stycken 6 m långa, c-c 0.4 m, fjellband, och 14–16 st fixerbultar för att fästa bultändan
Sprutbetong för att täcka fjellbanden och bultthuvud;	Ja	
Tjocklek på ett första lager sprutbetong	5–6 cm	6–12 cm
Bultning	30 stycken CT-bultar per salva (inkluderat fixerbult nämnd ovan) med 1.3–1.8 m bultavstånd	23–31 stycken CT-bultar per salva (inkluderat fixerbult nämnd ovan) med 1.5 m bultavstånd
Slutlig förstärkning	Komplettera med 1–2 lager sprutbetong för att uppnå 100–150 mm tjocklek	Komplettera med 2–3 lager sprutbetong för att uppnå 190–310 mm tjocklek

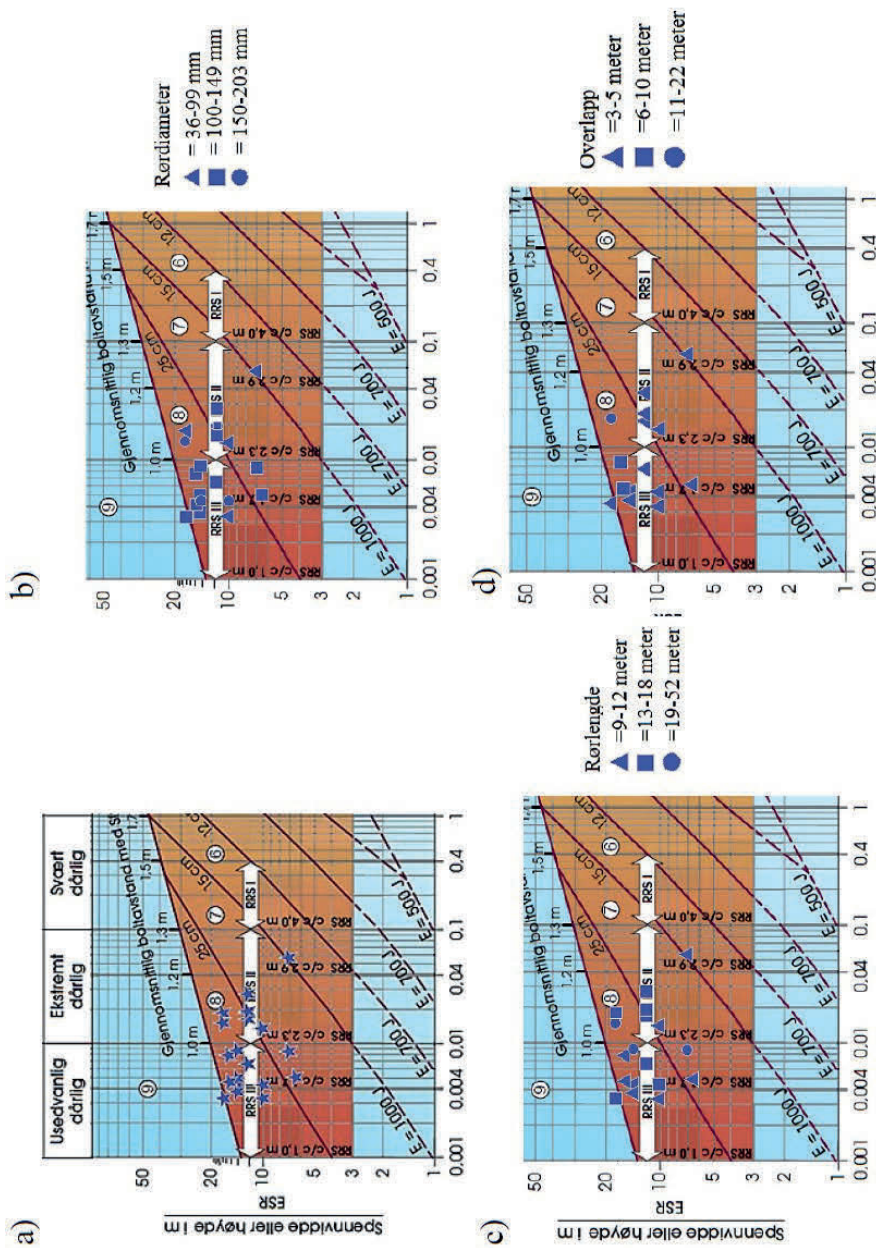
Publication	Application	Overburden	Angle of application	Length	Diameter	Wall Thickness	Number of pipes	Spacing	Overlapping
Proctor&White (1964)	Spiles	NA	NA	3-4 and 8m	50mm	NA	NA	Very close	NA
Darrag (1999)	PVC pipes	NA	NA	9m	150mm	150-200	21	50-60	2m
Shin (1999)	Umbrella Arch	max 50m	5°	16m	60.5mm	4 mm	50-42-34-28	40	NA
Wittke, (2001)	Umbrella Arch	6-14m	NA	14,5 m	140mm	40 cm	NA	NA	3m
Likar et al., (2004)	Pipe Roof	NA	NA	15 m	114mm	35 cm	NA	NA	5m
Hefny et al., (2004)	Umbrella Arch	15m	NA	NA	150mm	NA	NA	50 mm	NA
Usia (2005)	Umbrella arch	14-17m	6-8°	9m	114mm	6.3mm	24-30	40cm	3m
Bai, et. al. (2006)	Pipe roof-box cul. jek	4,5-5m	NA	NA	970 mm	NA	80	NA	NA
Volkmann et.al. (2006)	Pipe roof umbrella	30-50m	NA	12-15m	<200mm	NA	NA	NA	NA
Kuşku (2006)	Umbrella Arch	8-12m	6-8°	9m	114mm	6.3 mm	23	NA	NA
C.B.Shin (2006)	Forepoling	NA	NA	3m	32mm	NA	NA	NA	NA
C.B.Shin (2006)	pipe roof	NA	NA	16m	52mm	NA	NA	40	NA
Yüksel & Arroğlu (2007)	Umbrella Arch	11,5 - 7 - 16m	6-8	9m	114mm	NA	NA	Very close	4.2m
Aşçıoğlu (2007)	Forepoling	53-63m	3-5°	2.5-3, 12 m	38.1-76.2 mm	NA	22-30	40	1-4m
Gümüş (2008)	Umbrella Arch	18-35m	6-8°	9m	114 mm	NA	23-27	NA	4.5m
Aksoy, et.al (2009)	Umbrella Arch	Table 5	NA	Table 5, L=9	Table 5, D=4 inch	NA	NA	NA	Table 5, 4.5m
Payır (2009)	Umbrella Arch	NA	5-10°	9m	114 mm	6.3 mm	44	NA	3m
Payır (2009)	Umbrella Arch	NA	5-10°	9m	114 mm	6.3 mm	12	NA	4.8m (0.8*6)
Payır (2009)	Forepoling	NA	5-10°	4m	38.1 mm	2 mm	20	NA	2 - 2.4m
Payır (2009)	Forepoling	NA	5-10°	4m	38.1 mm	2 mm	13-8	20-40	2.4m
Süzen (2009)	Forepoling	NA	5-10°	3m	31.75mm	2mm	NA	NA	1.6 - 2m
Süzen (2009)	Umbrella Arch	NA	6-8°	9m	114mm	NA	NA	NA	4.2m
Kömürluoğlu, (2009)	Umbrella Arch	NA	6-8	9m	114 mm	6.3 mm	24-44	NA	4.8m (0.8*6)
Tonon (2010)	sub-horz. jet-grout	5m-30m	NA	16m	168.3 mm	8 mm	81	NA	10m
Ersoy (2011)	Forepoling	50-30m	5-10°	4m	50.8 mm	NA	15	20-40	1m
Ersoy (2011)	Forepoling	30m	5-10°	4m	50.8 mm	NA	25	NA	2m
Özer (2011)	Umbrella Arch	13-18m	5°	9m	50mm	5.6mm	60	30 cm	4.5m

NA: Non-available

**Figur 10.** Praktikfall där någon form av spiling använts (Tunçdemir m.fl. 2012).

Projekt	Diameter stålrør [mm]	Veggykkelse stålrør [mm]	Lengde stålrør [m]	Overlapp [m]	c/c stålrør [m]	Beregnet Q-verdi	Spennvidde /ESR
Holmestrand	114	6,3	15	4	0,3	0,0250	11
Takakoa	60	-	12	3	0,45	0,0031	10
Fort Canning	114	6	12,5	3,5	0,4	0,0031	15
Dullies Corridor	150	-	18	4,6	0,3	0,0041	10
Elite Tunnel	168	7	12	3	0,4	0,0041	12
Yshugget	36	10	15	12	0,4	0,0165	15
Erlangshan	102	10	30	-	0,4	0,0083	7
Istanbul metro	114	6,3	9	3	0,3-0,4	0,0050	6,3
La Perosa	101	10	12	9	-	0,0075	13,5
Nathpa Jhakri	114	8,8	12	3,5	0,5	0,0038	12
Tujiangchong	108	6	19/40	-	0,42/0,4	0,0088	12
Caldecott 4th Bore	203	-	52	-	0,5	0,0135	15
Trojane	114	6,3	-	-	-	0,0175	11
Birgi	114	6,3	-	-	-	0,0050	12
Fiumelatte	84	4,5	12	4	-	0,0118	10
Delle Tanze	84	4,5	12	3	-	0,0546	7
Cernobbio	148	6	18	5	-	0,0144	11
Serre la Voute	140	10	14	4	-	0,0180	11
Pietragliata	101	10	18	4	-	0,0063	11
Serena	114	7	12	9	-	0,0046	13

Figur 11. Prosjekt med beråknade Q-vårdene och designparametrar (Strømsvik m.fl., 2016).



**Figur 12.** Förstärkningsdiagram för Q-systemet med alla projekt enligt Figur 11 plottade (Strømsvik m.fl., 2016). Q och storlek och användningsområde av konstruksjon vises i relation till b) rördiameter, c) rörslängde og d) overlapp.

Exempel på praktikfall i Sverige där spilingrör installerats i tunnel är bland annat Hallandsås (Sturk m.fl., 2005), Yxhugget Norra länken (Andersson m.fl., 2011), Sättra-Kungshatt (Johansson 2018), Maria Magdalena Kyrka (Eriksson m.fl., 2016; Hjälmbacken & Söderberg, 2011) och Västlänken (Eriksson & Fransson, 2022). I Norra länken var det så kallade Yxhugget en utmanande passage eftersom bergtäckningen minskade och övergick till jord längs en 7 m lång sträcka i tunneltaket. Tunneln var på den aktuella sträckan 15 meter bred. Eftersom det inte var möjligt att göra markstörande arbeten inom nationalstadsparken var frysning från markytan inget alternativ. Förstärkningen omfattade injekteringsbara stag som spilingskärm med gitterbågar som upplag (Andersson m.fl., 2011). En översiktlig sammanställning av exempel på praktikfall där spilingrör använts finns i Tabell 4.

Spilingbult kan installeras både i tunnel och påslag. Exempel på spilingbult i korsningar och påslag finns bland annat från Västlänken (Eriksson & Fransson, 2022), Nya tunnelbanan (Söder & Åkerlind, 2022 och se kapitel 3.4), Götatunneln (Stille & von Matérn, 2003) och Hallandsås (Sturk & Brantmark, 1998). I Södra randzonen i Hallandsås installerades spiling, bestående av 7 m långa kamjärn (Ø25 respektive Ø32 mm) monterade i 5–10° från tunneltaket, som förförstärkning genom hela randzonen. I de sämsta partierna installeras spilingen med ett centrumavstånd på 300 mm i såväl tak som vägg. All spiling gjöts in längs hela sin längd och den yttre änden vilade på en nätarmerad betongbåge. I kombination med spiling installerades också 7,5 m långa Super Swellex som förbult. I Tenne & Forselles (2000) redovisas förstärkningsinsatser för 12 tunnelmynningar med liten bergtäckning. I Trappebergstunneln var det problem i den norra delen med vatteninträning genom tak på grund av öppna sprickor och i den södra delen dåligt berg. Efter att ha lämnat borrhål för injektering och förbultning öppna under en påskhelg skedde ett ras nära tunnelmynningen. Kamjärnsbultar installerades i injekteringshålerna innan utförande av förinjekteringen för att öka stabiliteten. Samma koncept, där armeringsjärn installerats i injekteringshålerna användes i Svartvikstunneln (Tenne & Forselles, 2000). Exempel på praktikfall där spilingbult installerats i tunnel finns översiktligt i Tabell 5 och tillsammans med stag i påslag i Tabell 6.

Svenska bergmekanikgruppen arrangerade ett höstseminarium med fokus på spiling den 23 november 2022 i Stockholm, där 48 deltagare diskuterade spiling som ämne och sammanställde svenska praktikfall där spiling tillämpats. Utöver de praktikfall som angetts tidigare i detta kapitel nämndes Arlandabanan, E6 Tanumshede, Strannebergstunneln, Bothniabanan, Ådalsbanan. Spiling behövdes även i den 8 m<sup>2</sup> stora Bolmentunneln (Hogård, 1993). I sin text beskriver Hogård (1993): *Vidare kommer tunnlarne att gå genom förkastningslinjerna som ställde till mycket bekymmer för entreprenörerna som drev. Trots att tunneln där bara var 8 m<sup>2</sup> uppnådde man mycket låga framdrifter och man fick ingen ordning på tunneldrivningen förrän man tillgrip spiling.* Som ytterligare exempel, men som inte är direkt hämtat från traditionell tunnel, är förstärkning med förbultar i SKB Forsmark. Accessstunneln till Slutförvaret för kortlivat radioaktivt avfall (SFR) passerade den så kallade Singö deformationszon vilket krävde förförstärkning. Förbultning med 5 meter långa cementingjutna bultar med c/c avstånd 1 meter utfördes genom zonen (Carlsson & Christiansson, 2007). Tillsammans

med förinjektering och reducerad salvlängd skapade förbultningen en säker framdrift så att efterföljande installation av permanentförstärkning kunde utföras smidigt.

**Tabell 4.** Exempel på praktikfall från Sverige där spilingrör använts i tunnel.

Svenska Praktikfall - tunnel	Bergets egenskaper och karaktär	Berg-täckning [m]	Längd på spiling [m]	Installationsvinkel, $\theta_L$ [°]	Överlapp/Salvlängd [m]	Avstånd mellan rör [m]	Tunnelarea [m <sup>2</sup> ]	Referens
Yxhugget (Norra länken, Stockholm)	Stuff: $E_m = 20$ MPa, $\nu = 0.4$ Tak: jord - $\phi = 35^\circ$ , $c = 5$ kPa, berg $\phi = 40^\circ$ , $c = 100$ kPa	0–16 m (jordtäckning)	15 m (9–25 m) – rör/stag	8	/3	0.4 (jord), 0.8 (berg)	130	Andersson m.fl., 2011
Södra randzonen (Hallandsåsen)			16 m (rör 140 mm)	5–10		0.4		Sturk m.fl., 2005
Sätra-Kungshatt (Förbifart Stockholm)	$RMR_{bas} = 29-40$ , $c = 600$ kPa, $\phi = 35^\circ$ , $E_m = 700$ MPa		16 m (rör 140 mm)	7	5/2	0.5	170 (18x9.5m)	
Maria Magdalena kyrka, Södermalmsstunneln (Citybanan, Stockholm)	Bergsvacka med jord.		15 m (rör $\phi 139$ mm)	7	5/1 m drivs med delad front i galleri	0.3 0.45	150 (15x9.9 m)	Eriksson m.fl., 2016; Hjälmbacken & Söderberg, 2011, Se kap 4
Kungsgatan (Västlänken, Göteborg)			18 m (rör)					Eriksson & Fransson, 2022



**Tabell 5.** Exempel på praktikfall från Sverige där spilingbult använts i tunnel.

Svenska Praktikfall – Tunnel	Bergets egenskaper och karaktär	Berg- täckning [m]	Längd på spiling [m]	Installations- vinkel, $\theta_L$ [°]	Överlapp/ Salvlängd [m]	Avstånd mellan bult [m]	Tunnel- area [m <sup>2</sup> ]	Referens
Södra randzonen (Hallandsåsen)			7 m (bult 25 och 32 mm)	5–10		0.3		Sturk & Brantmark, 1998
Rosenlundshuset (Götatunneln, Göteborg)	$Q = 1.33$ , $c = 240$ kPa, $\phi = 42^\circ$	3	20 m (bult 25 mm)		/2	0.5	120	Stille & von Matérn, 2003
Episyenitområdet (Nya tunnelbanan, Stockholm)	Omvandlad granit med 20% porositet	10–28 m	6–12 m (bult mm)	10	-	1–1.5	130–160 (14–16 x 9–10)	
Sieckla station (Nya tunnelbanan, Stockholm)		3–5			/3 – delad gavel	0.6		
Kallebäck (Västlänken)			6 m (bult Ø32 mm)	20, 30		0.3		Eriksson & Fransson, 2022
Täkern – jetpelar- förstärkning (Södra Länken, Stockholm)		0–5 m	6.5 m		/2	0.5		Bjerin & Palmqvist, 2001

**Tabell 6.** Exempel på praktikfall från Sverige där spilingbult eller stag använts i påslag.

Svenska Praktikfall – Påslag	Bergegenskaper	Ovanliggande last, $q$ [kPa]/ Bergtäckning [m]	Längd på spiling [m]	Installationsvinkel, $\theta_L$ [°]	Salvlängd [m]	Avstånd mellan rör [m]	Tunnelarea [m <sup>2</sup> ]	Referens
Rosenlundshuset (Götatunneln, Göteborg)	$Q = 1.33$ , $c = 240$ kPa, $\phi = 42^\circ$	X/ 3	20 (bult 25 mm)		2	0.5	120	Stille & von Matérn, 2003
Påslag Trappebergstunneln (Stäksundet, Stockholm)	$Q = 1-30$	/3-6 m	5-8 m	10	5		115 (13x9.85 m)	Tenne & Forselles, 2000
Sieckla Väst (Nya tunnelbanan, Stockholm)		3 m	12 m (MAL- stag 21 mm)					Söder & Åkerlind, 2022

## 3.2 Sätra-Kungshatt (Förbifart Stockholm)

I Förbifart Stockholm passerar tunnarna under Fiskarfjärden mellan Sätra och Kungshatt och ingår i entreprenad FSE209. Huvudtunnarna passerar under öppet vatten mellan längdsektion km 12/480–12/750.

Sjöpassagen under Mälaren söder om Kungshatt utgör ett område där riskexponeringen naturligt är större än normalt för motsvarande förhållanden under ett landområde. Den är naturligt förknippad med tillgången på vatten i kombination med särskilda geologiska förhållanden. Sjöpassagen bedöms vara en del av den regionala förkastningszon som går från Saltsjön i öster längs med Mälarens utsträckning i väster. Förkastningszonen beskrivs som en strike-slip förkastning med en total bredd på cirka 200 m, där zonens kärna är cirka 30 m bred.

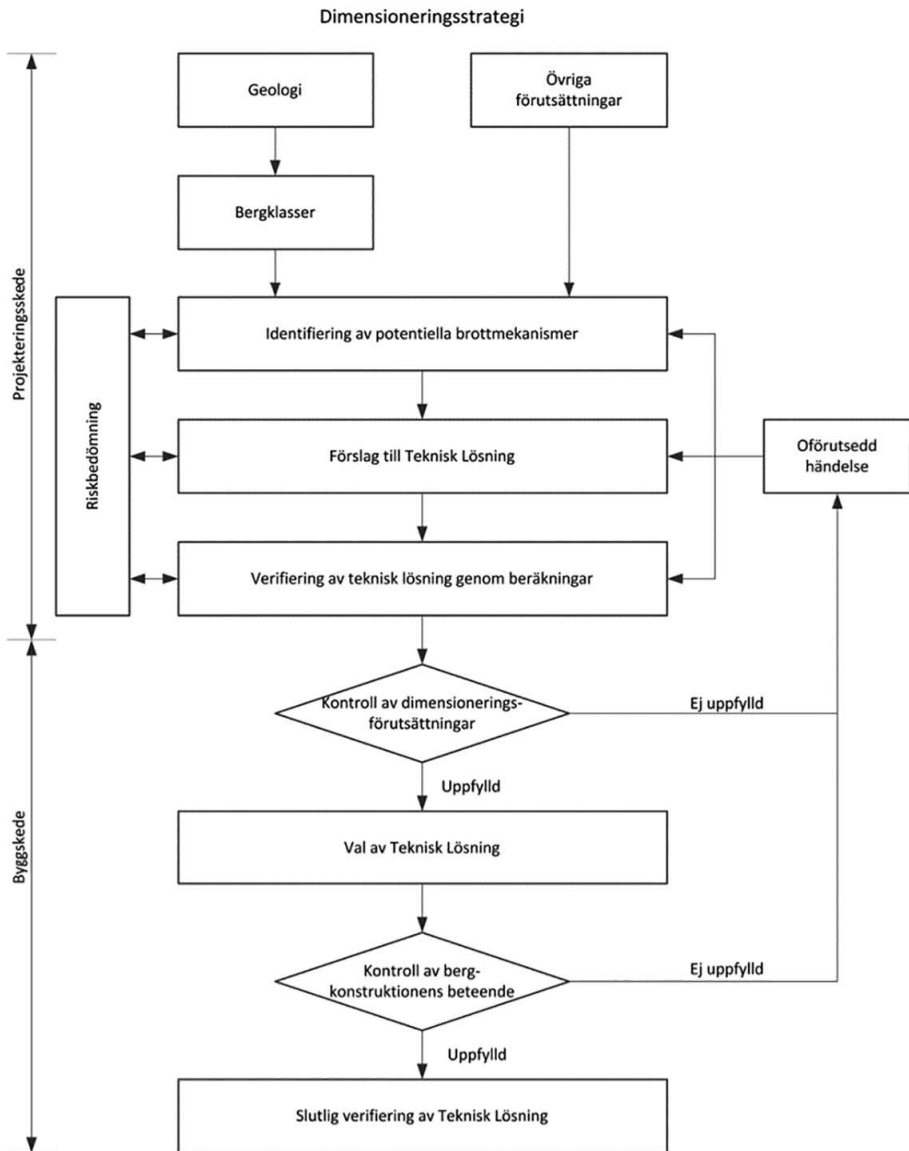
I följande delkapitel presenteras den övergripande dimensioneringsstrategi som användes för att dimensionera initial förstärkning för huvudtunnarna vid passagen under Fiskarfjärden i Mälaren mellan Sätra och Kungshatt med tillhörande förkastningszon. Rådande förutsättningar presenteras översiktligt tillsammans med potentiella brottmekanismer. Vald teknisk lösning presenteras tillsammans med de beräkningsmetoder som användes för verifiering av den tekniska lösningen. Beskrivningen är till stor del hämtad från (Stille et al., 2019). Dimensionering av den permanenta betongliningen tas inte upp i denna rapport.

### 3.2.1 Övergripande dimensioneringsstrategi

Den strategi som användes för dimensionering av den initiala förstärkningen följer det flödesschema som redovisas i Figur 13. Till följd av att förväntade komplexa geologiska förhållanden där bergtekniska förutsättningar, lastförutsättningar, samt den tekniska lösningens beteende inte var helt kända tillämpades observationsmetodens principer genom både projekteringskedde och byggskede.

Enligt strategin inleds arbetet med en beskrivning av de geologiska förhållanden som förväntas där bergmassans kvalitet indelas i bergklasser. Parallellt med detta beskrivs övriga förutsättningar för den aktuella designsituationen. Baserat på förväntad geologi och övriga förutsättningar identifieras potentiella brottmekanismer och förslag på teknisk lösning presenteras. Den tekniska lösningen verifieras därefter med beräkningar. Genom hela denna process görs parallellt en riskbedömning, där risker identifieras, analyseras och utvärderas för att kunna ta ställning till hur de ska behandlas.

Projekteringskedet går därefter över till ett byggskede. Under uttaget av tunneln görs fortlöpande en kontroll av projekteringsförutsättningarna och en teknisk lösning väljs. Bergkonstruktionens beteende observeras därefter under det fortsatta uttaget av tunneln. Om förutsättningar för designens giltighet inte är uppfyllda eller om konstruktionen inte beter sig som förväntat betraktas detta som en oförutsedd händelse och en ny design genomförs som är anpassad till de oförutsedda dimensioneringsförutsättningarna.

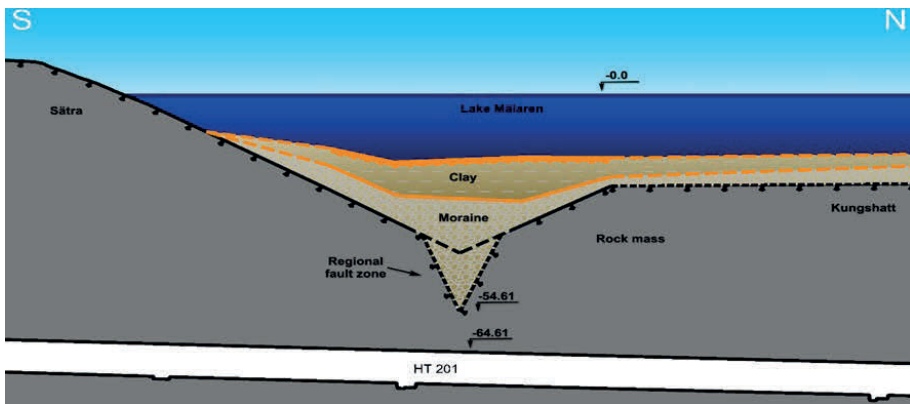


**Figur 13.** Vald dimensioneringsstrategi för temporär förstärkning vid passagen under Fiskarfjärden i Mälaren mellan Sätra och Kungshatt.

### 3.2.2 Förutsättningar

#### Geologi och bergmassans kvalitet

Berggrunden vid Förbifart Stockholm tillhör området för den Svekofenniska berggrundsbildningen (Stålhös, 1969; Gaál & Gorbatshev, 1987). Bergmassan i området för undervattenspassagen mellan Sätra och Kungshatt består huvudsakligen av gnejser av sedimentärt ursprung med inslag av gnejsgranit och granit (SGU, 2018). Gnejsen som påträffas i passagen är delvis kraftigt uppsprucken, vittrad och omvandlad med klorit, lera och grafit. Sprickmineralerna domineras av klorit och grafit men biotit, lera och kalcit påträffas i relativt stor omfattning. I närheten av förkastningsstrukturer påträffas även kataklasiter och breccia. En illustration av den geologiska profilen i undervattenspassagen under Mälaren mellan Sätra och Kungshatt redovisas i Figur 14.



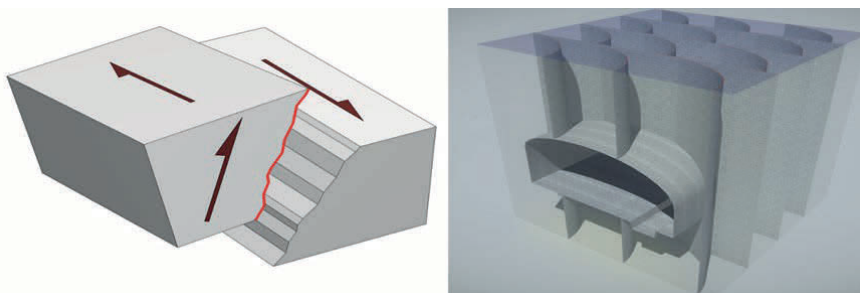
**Figur 14.** Illustration av den geologiska profilen för undervattenspassagen under Mälaren mellan Sätra (vänster) och Kungshatt (höger) (från Stille m.fl., 2019).

Informationen om de geologiska förhållandena vid passagen under Mälaren mellan Sätra och Kungshatt kommer i huvudsak från flera borrhälor som utfördes i området. Till exempel visade en horisontell borrhäla som borrhades genom förkastningszonen från fronten på en av huvudtunnlarna att zonen i Fiskarfjärden på flera meter kärnförluster, vilket indikerade mycket dålig kvalitet för bergmassan, se Figur 15. Dessa kärnförluster visade att den regionala förkastningszonen under Mälaren består av ett svagt och mycket fragmenterat material i förkastningszonens kärna.



**Figur 15.** Horisontell borkärna genom den regionala förkastningszonen som visar flera meter av kontinuerlig kärnförlust (träbitar) (från Stille m.fl., 2019).

Geologiskt kan den regionala förkastningszonen i Fiskarfjärden beskrivas som en strike-slip förkastning. Den södra delen av regionen har även roterats upp över den norra i en typ av dip-slip rörelse. Förkastningszonen har undersökts i andra projekt som exempelvis SFA (Stockholms framtida avloppsrening), ledningstunneln mellan Bromma och Sicklaanläggningen, Citylink och för utbyggnad av ny tunnelbana till Nacka och Gullmarsplan. Vid Saltsjöpassagen mot Gamla Stan har själva zonen bedömts vara ca 200 m bred bestående av ett antal mindre svaghetszoner med en kärna på cirka 30 till 50 m. Bredden på zonen varierar dock betydligt mellan undersökningsområdena, vilket indikerar en möjlig duplexstruktur, d.v.s. förkastningen kan generera ytterligare strukturer/zoner som "böjs" in mot de huvudsakliga förkastningslinjerna, se Figur 16.



**Figur 16.** Strike-slip förkastning med rotation av den södra delen över den norra delen (vänster); illustration av möjlig duplexbildning i förkastningszonen (höger) (från Stille m.fl., 2019).

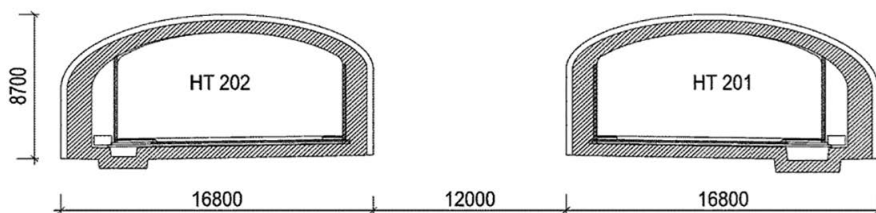
Förkastningszonen består av mindre parallella geologiska strukturer orienterade i öst-västlig riktning som följer huvudförkastningens strykning. Dessutom kan det vara möjligt att möta både sub-horisontella och sub-parallella geologiska strukturer med avseende på tunnelriktningen på grund av de relativa rörelserna längs förkastningen. Resultaten från

de utförda undersökningarna indikerar att förkastningszonen har en stupning på cirka 70 grader mot söder.

Bergmassans kvalitet i förkastningszonen kan indelas i två olika bergklasser, en för övergångszonen och en för zonens kärna. Bergmassans i zonens kärna har en bergkvalité med  $RMR_{bas}$  i intervallet 25–40 med ett medelvärde på 29 medan bergmassan i zonens övergång har en bättre kvalitet med  $RMR_{bas}$  i intervallet 40–59.

### Spännvidd och bergtäckning

Huvudtunnlarna är cirka 17 m breda och 8,7 m höga. Avståndet mellan de båda tunnlar är cirka 12 m (se Figur 17). Dessutom byggdes två "bypass" tunnlar parallellt med huvudtunnlarna, vilka är cirka 6 m breda. Syftet med dessa tunnlar var att öka framdriften och minska produktionstiden samt ge kompletterande information om bergmassans kvalitet, dessa tunnlar beskrivs inte ytterligare i denna rapport.



**Figur 17.** Geometri för huvudtunnlarna mellan Sätra och Kungshatt (från Stille m.fl., 2019).

De undersökningar som genomförts för att identifiera bergytans nivå mellan Sätra och Kungshatt i anslutning till förkastningszonen tyder på att bergtäckningen kan variera mellan 10 och 20 m i den djupaste punkten, där osäkerheten i huvudsak härrör sig från avståndet mellan de utförda undersökningarna. Bergytan i den djupaste delen av undervattenspassagen är täckt med cirka 23 m morän, 8 m lera och 16 m vatten.

### 3.2.3 Potentiella identifierade brottmekanismer

Med hänsyn till bergets beskaffenhet, den begränsade bergtäckningen, och tunnlaras placering identifierades flera potentiella brottmekanismer.

Instabilitet på grund av överbelastning av bergmassan vid höga initialspänningar i förhållande till bergmassans hållfasthet bedömdes utgöra en potentiell brottmekanism. Dessa förhållanden skapar en uppluckrad spänningslös bergmassa med risk för progressivt ras som måste förstärkas. Den förväntade dåliga bergkvaliteten innebar att "stand-up time" för tunneln förväntades ligga i intervallet tioalet timmar till några dagar och förstärkning för att säkra tak och stoff bedömdes krävas för att förhindra ett

progressivt ras. Scenariot bedömdes i första hand vara en risk vid passagen genom förkastningszonen.

Strukturinducerande problem i form av blockutfall bedömdes kunna utgöra en potentiell brottmekanism. Existerande sprickgrupper i kombination med rådande spänningssituation, speciellt inom områdena med spänningslöst berg bedömdes kunna innebära risk för blockutfall. Den förväntade dåliga bergkvaliteten bedömdes kunna innebära att blockutfall sannolikt var underordnat globala stabilitetsproblem till följd av överbelastning av bergmassan. Ett undantag bedömdes kunna vara stuff och tunnelväggar, som till följd av höga initiala horisontalspänningar i förhållande till initiala vertikalspänningar kunde resultera i avlastade tunnelväggar och stuff, vilket bedömdes kunna öka risken för blockutfall (och därmed kunna initiera ett progressivt ras vid dålig bergkvalité).

I samband med passagen genom Mälarförkastningen med begränsad bergtäckning och oändlig tillgång till vatten fanns risk för en "Flowing/Running ground" problematik. Brottmekanismen bedömdes bäst kunna hanteras genom en kombination av injektering och en observationsbaserad metodik där sonderingsborrning för observation av bergtäckning och inläckande vattenmängder observerades.

En annan potentiell brottmekanism bedömdes kunna utgöras av höga vattentryck som verkar längs med en större utbredd svaghetszon parallellt, och i nära anslutning till, tunneln i bergmassan. I samband med detta finns risk att trycket initierar ett brott i bergmassan med höga vatteninläckage och progressivt ras som följd. Brottmekanismen bedömdes kunna hanteras genom en kombination av injektering, sonderingsborrning och förstärkning.

I samband med drivningen genom Mälarförkastningen bedömdes det kunna finnas en risk att svällande lera påträffas. Indikationer på förekomst av lera observerades i samband med kärnborringen genom svaghetszonen. Mängden lera som påträffades var emellertid begränsad (då det mesta sannolikt spolades bort vid borrning) och någon undersökning av eventuell förekomst av svällande lermineral kunde inte utföras. Dimensionering mot ett potentiellt svälltryck utfördes därför inte för den temporära förstärkningen. Prover togs i samband med drivningen som bekräftade förekomst av svällande lera med ett svälltryck på ca 200 kPa. Detta svälltryck beaktades i samband med dimensioneringen av betongliningen, vilket inte tas upp här.

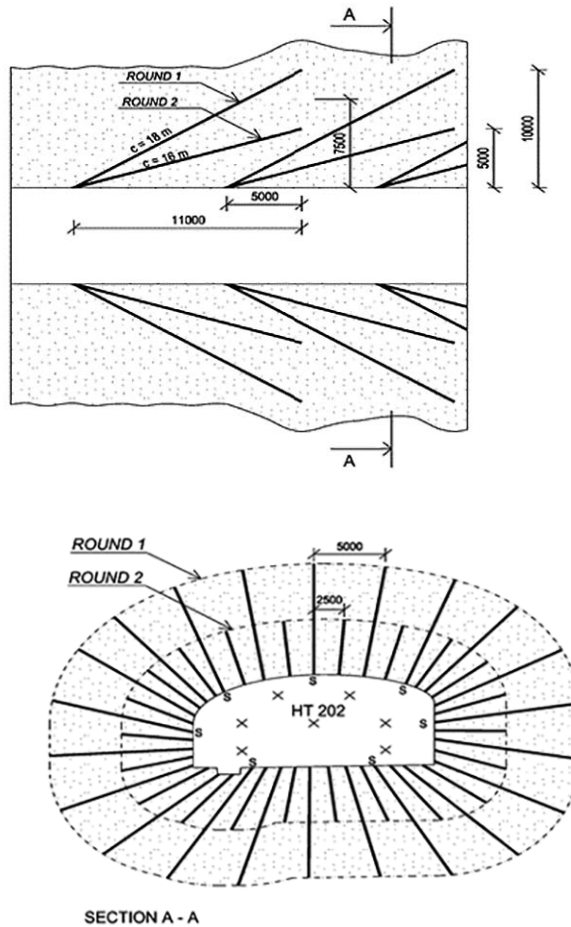
### **3.2.4 Teknisk lösning för temporär förstärkning i huvudtunnlar**

#### **Injektering**

Bergmassans dåliga kvalitet tillsammans med en relativt låg bergtäckning och närvaron av en "oändlig" mängd vatten ökade risken för stabilitetsproblem på grund av möjlig "Flowing ground" problematik. En kombination av cementbaserad injektering och en observationsbaserad metodik användes därför för att bevaka att dessa händelser inte initierades.



Injekteringen av bergmassan i tunnarna mellan Sättra och Kungshatt utfördes i två olika omgångar för att reducera hydraulisk konduktivitet till ett definierat målvärde på  $10^{-8}$  m/s. Effektiviteten hos varje utförd injektionsomgång verifierades genom att mäta vatteninflödet i ett antal borrade kontrollhål. Om målet för hydraulisk konduktivitet inte uppnåddes efter den andra omgången genomfördes en tredje omgång så att det definierade målvärdet för hydraulisk konduktivitet uppnåddes ( $10^{-8}$  m/s). Figur 18 visar principerna för injekteringen av bergmassan i den regionala förkastningszonen parallellt respektive vinkelrätt mot tunnelriktningen.



**Figur 18.** Tvärsnitt av injektions-skärmen i den regionala förkastningszonen mellan Sättra och Kungshatt parallellt (figur ovan) och vinkelrätt (figur under) mot tunnelriktningen (från Stille m.fl., 2019).

### **Förförstärkning med spiling**

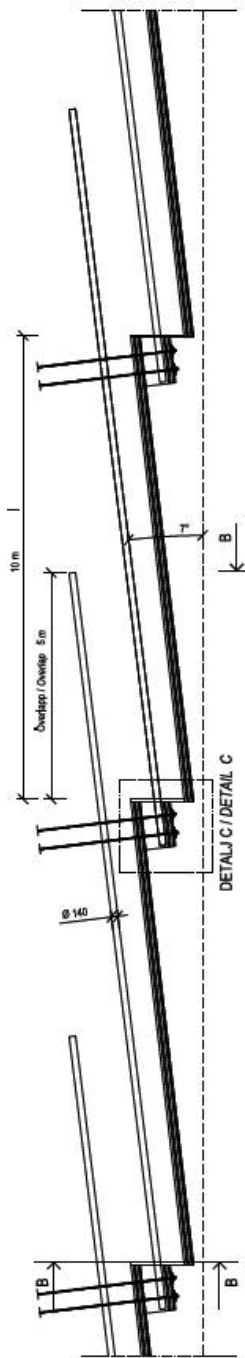
Den föreslagna tekniska lösningen omfattade spilingrör som borrades in 15 m framför stoffen med 5 m överlapp. Rörskärmen bestod av stålrör i tak och vägg, som avslutades 1 m ovanför sulan, med en diameter på 140 mm och en godstjocklek på 10 mm. Rören borrades med c/c 500 mm. Principiellt utförande illustreras i Figur 19.

Spilingen ska bära ostabilt berg ovan tunneltak och vägg tills bergförstärkningen installerats. Den längd som spilingrören dimensionerades för var 2 salvor. Det innebär att konstruktionen måste ha ett upplag som följer framdriften. Till följd av valvets stora bredd i förhållande till dess höjd kan någon optimal tryckbåge inte utvecklas som för ner krafterna från upplagen till sulan. Upplagskrafter överfördes därför till bergmassan genom upphängning med bergbult.

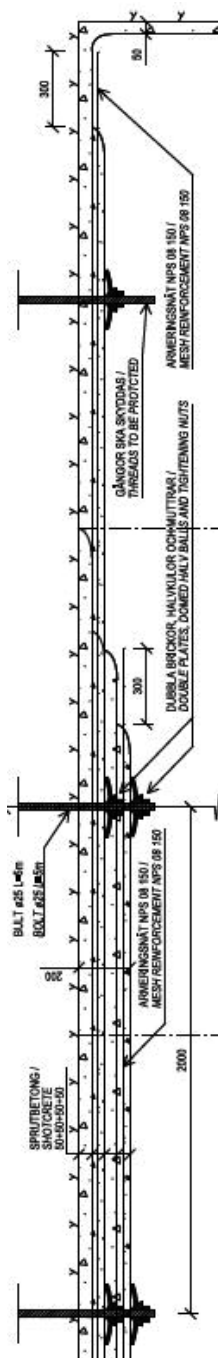
### **Bergförstärkning**

Projekterad bergförstärkning utgjordes av 200 mm bergförankrad fiberarmerad sprutbetong applicerad i fyra lager. Sprutbetongen installerades succesivt med 100 mm närmast stoff och ytterligare 100 mm en salva bakom. Två armeringsnät NPS 8 mm c/c 150 mm installerades i andra och tredje lagret för att öka förstärkningens förmåga att uppta deformationer. Bergbultar, Ø25 mm, installerades med s-mått 1 m i sida, 2 m i längsled, med en längd av 5 m. Principiellt utförande illustreras i Figur 20. I anslutning till förkastningszonen kompletterades den initiala förstärkningen med en permanent betonglining. Dimensioneringen av betonglining tas emellertid inte upp i denna rapport.

Huvudtunnlarna under Mälarpassagen drevs med galleri och pall, där både galleri och pall togs ut i salvor om 2 m, se Figur 21. Pallen togs ut i tre delar där 4 m av den mellersta delen lämnades kvar som stöd till stoff. Totalt genomfördes 5 salvor innan installation av ny rörskärm skedde. I bergklass (BK) 5, där typförstärkning inte var giltig, sprutades stoffen med 50 mm fiberarmerad sprutbetong, vilken säkrades med självborrande Ischebeck stag av typ Titan 30/16 med en längd på 15 m.



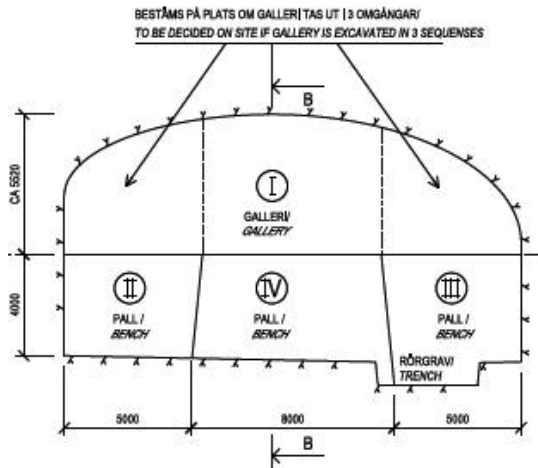
Figur 19. Principiellt utförande av spiling med spilingör (från Stille m.fl., 2019).



Figur 20. Principiellt utförande för bergförstärkning med systematisk bultning och sprutbetong (från Stille m.fl., 2019).

Sammanfattningsvis bestod den tekniska lösningen för den temporära förstärkningen i huvudtunnlarna av följande delar:

- En rörskärm med en längd på 15 m, ett överlapp på 5 m och ett cc-avstånd mellan rören på 500 mm. Rören hade en diameter på 140 mm och en godstjocklek på 10 mm.
- För att undvika problem vid stuff (för BK5) bedömdes det nödvändigt att använda självbörande stag med ett cc-avstånd på 1.5 m. Ett överlapp på 5 m användes.
- 200 mm fiberarmerad sprutbetong i kombination med 5 m långa bergbultar  $\varnothing 25$  mm med ett cc-avstånd på 1 m vinkelrätt och 2 m parallellt tunnelriktningen.
- För att öka bärförmågan och förmågan att uppta deformationer installerades två lager armeringsnät  $\varnothing 8$  mm cc 150 mm efter det andra och det tredje sprutbetonglagret.



**Figur 21.** Uttag av huvudtunnlar med galleri och pall (från Stille m.fl., 2019).

### 3.2.5 Metod för verifiering av teknisk lösning

Datorprogrammet Plaxis (Plaxis, 2017) användes för att verifiera den föreslagna tekniska lösningen. Numeriska beräkningar utfördes för att analysera samverkan mellan bergmassan och tunnelförstärkningen under tunneldrivningen genom den regionala förkastningszonen mellan Sätra och Kungshatt.

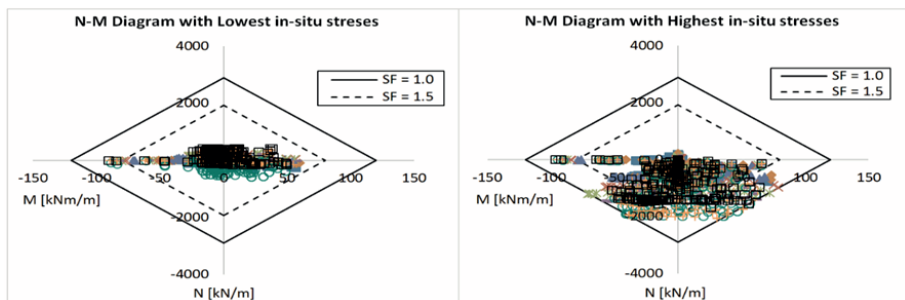
Bergmassan i övergångszonen och i de centrala delarna av den regionala förkastningszonen modellerades med ett linjärt elastiskt perfekt-plastiskt materialbeteende med Mohr-Coulombs brottkriterium. Tabell 7 visar de använda egenskaperna för bergmassan i de numeriska beräkningarna.

**Tabell 7.** Dimensionerande egenskaper för bergmassan i bergklass IV och V i svaghetszonen (från Stille m.fl., 2019).

Parameter	Bergklass	
	IV	V
$c_m$ [MPa]	1,0	0,6
$\varphi_m$ [°]	46	35
$E_m$ [GPa]	3,0	0,7
$\sigma_{tm}$ [MPa]	0,01	0
$\nu$ [-]	0,25	0,25

Samverkan mellan bergmassan och rörskärmen analyserades i ett tvådimensionellt tvärsnitt parallellt med tunnelriktningen. I den numeriska modellen beaktades den varierande bergtäckningen och de förväntade egenskaperna för bergmassan i förkastningszonens kärna och dess övergångsdelar. För att få korrekta deformationer i den tvådimensionella numeriska modellen installerades fjäderelement längs tunnelväggarna. Styvheten hos dessa fjäderelement kalibrerades genom att utföra numeriska beräkningar för ett tvärsnitt vinkelrätt mot huvudtunnlarna.

Två olika lastfall med de uppskattade lägsta och högsta situ-spänningarna i den regionala svaghetszonen analyserades för att fånga rörskärmens förväntade beteende. Resultaten från de numeriska modellerna i Plaxis visade på deformationer mellan 20–40 mm i rörskärmen med de högsta in-situ spänningarna. En utveckling att plastiserade element i vissa delar av rören kunde också observeras i resultaten, se Figur 22.

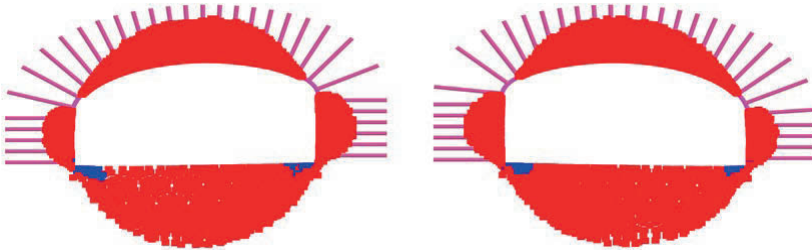


**Figur 22.** M-N-diagram med de beräknade belastningarna för rörskärmen under drivningen av huvudtunnlarna genom de centrala delarna av svaghetszonen med de uppskattade lägsta (vänster) och högsta (högra) in-situ-spänningarna (från Stille m.fl., 2019Ref).

För att analysera det mekaniska beteendet för bergförstärkningen bestående av sprutbetong och bergbultar utfördes även tvådimensionella numeriska modeller i Plaxis. Beräkningarna utfördes i ett tvärsnitt vinkelrätt tunneln. Tvärsnittet valdes där bergtäckningen var lägst i kombination med de förväntade bergkvaliteterna för de centrala delarna av svaghetszonen samt för övergångszone.

På samma sätt som för rörskärm utfördes en känslighetsanalys för att studera förstärkningens mekaniska beteende under drivningen av huvudtunnlarna med de uppskattade lägsta och högsta in-situ-spänningarna. Resultaten visade på en förväntad tunneldeformation på upp till 45 mm, samt ett relativt stort område med plastiserad bergmassa, se Figur 23.

Sammanfattningsvis visade de numeriska resultaten för både rörskärm och temporär förstärkning med sprutbetong och bult på ett acceptabelt beteende för huvudtunnlarna mellan Sätra och Kungshatt med den föreslagna tekniska lösningen.



**Figur 23.** Områden med plastiserad bergmassa runt tunnlar i den centrala delen av förkastningszonen för lastfallet med de högsta uppskattade in-situ spänningarna (från Stille m.fl., 2019).

### 3.2.6 Utförande, uppföljning och kontroll under byggskede

Eftersom utformningen av den temporära förstärkningen utfördes före drivningen av tunneln, baserat på fördefinierade kvaliteter av bergmassan i förkastningszonen, var det nödvändigt att genom observationer verifiera att både antagna designförutsättningar var giltiga samt att förstärkningen betedde sig som förväntat. För att uppnå detta och följa huvudprinciperna för observationsmetoden upprättades två olika kontrollprogram.

#### Kontroll av designförutsättningar

För att verifiera att de bergförhållanden som antogs vid dimensioneringen av den temporära förstärkningen var uppfyllda under drivningen av tunneln upprättades ett kontrollprogram med flera parametrar.

De parametrar som observerades under drivningen av tunneln var bergmassans kvalitet inklusive sprickegenskaper, bergtäckning, vatteninläckage och vattentryck. Bergmassans kvalitet uttrycktes med  $RMR_{bas}$ . Verifiering av bergtäckningen utfördes genom sonderingsborrnig under drivningen där även vattentrycket mättes i de borrade hålen. Tillåtna värden för parametrarna i kontrollprogrammet presenteras i Tabell 8.

**Tabell 8.** Gränsvärden vid kontroll av dimensioneringens giltighet (från Stille m.fl., 2019).

Kontroll	Gränsvärde	Kommentar
$RMR_{bas}$ Bergklass 4 Bergklass 5	$RMR_{bas} \geq 40$ $40 > RMR_{bas} \geq 29$	Vid kontroll av bergkvalitet rekommenderas att $RMR_{bas}$ -värdet används. Medelvärde för 10 m tunnellängd, lokalt kan lägre värde accepteras
Bergmassans och förstärkningens egenskaper		Samverkanssystem kontrolleras med deformationsmätning (utökad kontroll)
Vattenflöde	4 l/min 0.2 Lugeon	Läckage eller vattenförlustmätning i enskilt borrhål
$JRC$	6	Relativt plan struktur.
$J_a$	8	Konsoliderad sprickfyllnad av lera. Ej kontakt vid 10 cm skjuvning av sprickytor.
Längd struktur	> 10 m alt. genomgående i mellersta pallen de första 4 m närmast stuff	Karterad längd på struktur Avser subhorisontella strukturer som bedöms kunna påverka pallens bärförmåga
Bergtäckning	> 10 m	Sonderingsborring (utökad kontroll)

### Kontroll av förstärkningens beteende

Bergmassan tillsammans med förstärkningen utgör delar av ett samverkande system där spänningarna i bergmassan och styvheten i förstärkningen tillsammans bestämmer systemets beteende. En enda egenskap är svår att verifiera och separera från andra. Initiala spänningar, bergmassans kvalitet och förstärkning bestämmer deformationerna i tunneln; och i slutändan töjningarna i förstärkningen, vilket är den kritiska parametern. Kontrollen av förstärkningens beteende utfördes därför genom mätningar av deformationer.

Mätningarna av deformationerna utfördes huvudsakligen med optiska konvergensmätningar i fördefinierade delar av tunneln. Mätningarna installerades 6 m från tunnelfronten. Baserat på tidigare beräkningar antogs det att cirka 50% av de totala deformationerna hade inträffat vid installationen. Acceptabla gränser för förstärkningen baserades på detta antagande. Eftersom tunneln grävdes ut med galleri och pall initierades mätningarna när galleriet grävts ut.

Deformationsmätningar genomfördes också i två sektioner längs tunnelriktningen baserat på en kombination av inklinometrar och extensometrar installerade i rören för rörskärmarna. Mätningarna utfördes som en indirekt metod för att uppskatta initiala spänningar och bergmassans egenskaper, eftersom dessa parametrar styrde den belastning

som togs av rörskärmen. Dessa mätningar ansågs vara nödvändiga för att kunna avgöra om ytterligare förstärknings skulle behövas.

För kontroll av deformationen användes tre fördefinierade gränser: observationsgräns, larmgräns 1 och larmgräns 2. Observationsgränsen avsåg en gräns som följer förutsägelseerna i designen. Om larmgräns 1 överskreds utfördes fördefinierade åtgärder. Om larmgräns 2 överskreds skulle drivningen av tunneln stoppas och deformationerna analyseras. Mätningarna utfördes kontinuerligt tills deformationerna upphörde att öka och var stabila under en tid av minst tre veckor.

Förutom mätningarna av deformationerna utfördes visuell inspektion av sprutbetongen för att observera om någon sprickbildning uppstod - och om så var fallet, hur det fortskred. Kontrollprogrammet och observationsvärdena för den temporära förstärkningen presenteras i Tabell 9.



**Tabell 9.** Kontroller och observationsmetoder för kontroll av förstärkningens beteende (från Ref.).

Kontroll	Gränsvärde	Kommentar
Visuell observation av sprickor i sprutbetong vid stoff	Observationsgräns: inga sprickor Larmgräns 1: 3 m Larmgräns 2: 6 m	Observationsgränsen baserades på att inga sprickor förväntades i sprutbetongen under stabila förhållanden. Vid en instabil stoff kan det förväntas att längre sprickor öppnas upp. Vid larmgräns 1 har sprutbetongen deformerats så mycket att sprickor öppnats upp (jämför konvergensmätning nedan). Larmgräns 2 var satt med hänsyn till att uppsprickning fortsatt, vilket visar på krypdeformationer och instabila förhållanden.
Visuell observation i tunnel	Sprickidentifiering/ Kartering	Upp till 20 m från stoffen karterades sprickor i sprutbetong. Vid överskridande av observations- eller larmgränsvärden från nedanstående mätningar utfördes kompletterande kartering.
Inklinometermätning Bergklass 3 – 4	Observationsgräns: 7 mm Larmgräns 1: 12 mm Larmgräns 2: 17 mm	Observationsgränsen var baserad på att ca 30% av deformationerna har inträffat vid installation av inklinometern. Vinkeländringar räknades om till deformationer. Vid larmgräns 1 bedömdes röspilingvärsmittlet till någon del överskridit sträckgränsen. Vid Larmgräns 2 bedömdes en flytted utbildats (plastisk deformation).
Inklinometermätning Bergklass 5	Observationsgräns: 20 mm Larmgräns 1: 30 mm Larmgräns 2: 40 mm	Observationsgränsen var baserad på att ca 30% av deformationerna har inträffat vid installation av inklinometern och att ca 5% av deformationen utbildats ca 10 m framför stoffen. Vinkeländringar räknades om till deformationer. I beräkningen har en begynnande flytted utvecklets redan vid observationsgränsen. Vid larmgräns 1 och larmgräns 2 var gränsvärdet satt efter konvergensmätningsträskvärdet.
Deformationsmätning med extensometer	Observationsgräns: 10 mm Larmgräns 1: 15 mm Larmgräns 2: 20 mm	Observationsgräns var baserad på en spänningsnivå i röspiling som är ca 70% av sträckgränsen (karaktärstisk) och 10 m långd. Vid larmgräns 1 bedömdes röspilingvärdsmittlet till någon del överskridit sträckgränsen. Vid Larmgräns 2 bedömdes en flytted utbildats.

**Forts. Tabell 9.** Kontroller och observationsmetoder för kontroll av förstärkningens beteende.

Kontroll	Gränsvärde	Kommentar
Konvergensmätning i Bergklass 4	Observationsgräns: 5 mm Larmgräns 1: 10 mm Larmgräns 2: 15 mm	Observationsgränsen var baserad på att ca 50% av totalt beräknad deformation har inträffat vid installation av mätpunkt (6 m från stoff). Vid larmgräns 1 bedömdes det finnas risk för att sprutbetongen spricker upp. Larmgräns 2 var satt vid en nivå där bergmassans beteende avviker från bedömd variation för bergmassan.
Konvergensmätning i Bergklass 5	Observationsgräns: 20 mm Larmgräns 1: 30 mm Larmgräns 2: 40 mm	Observationsgränsen var baserad på att ca 50% av totalt beräknad deformation har inträffat vid installation av mätpunkt (6 m från stoff). Vid larmgräns 1 bedömdes sprutbetongen ha börjat spricka upp. Larmgräns 2 var satt vid en nivå där bergmassans beteende avviker från bedömd variation för bergmassan i kombination med lastvariation.

### 3.3 Maria Magdalena kyrka (Citybanan)

Praktikfall från passagen under Maria Magdalena kyrka i etapp Södermalmstunneln för projektet Citybanan, Stockholm. Spårtunneln passerar ca 20 m under kyrkan i ett parti utan bergtäckning. En temporär tunnel utförs innan en permanent betongtunnel är på plats (Eriksson m.fl., 2016, Hjälmbacken & Söderberg, 2011). Spårtunneln har dimensionerna 15 x 9.9 m.

#### 3.3.1 Förutsättningar

Bergtäckningen ovan spårtunneln försvinner på en sträcka om ca 30 m som helt saknar bergtäckning där tunneln utfördes som injekterad jordtunnel. I servicetunneln är problemet med bergtäckningen löst genom att sänka tunneln och därmed erhålla bergtäckning på hela sträckan. Då detta inte är möjligt i spårtunneln krävs omfattande förstärkningsarbeten av omgivande berg och ovanliggande jord. Jorden närmast ovan tunneln består av åsmaterial med förmodade inslag av block. Fronten förväntas utgöras av både jord och berg. Grundvattenytan var under tunnelnivå.

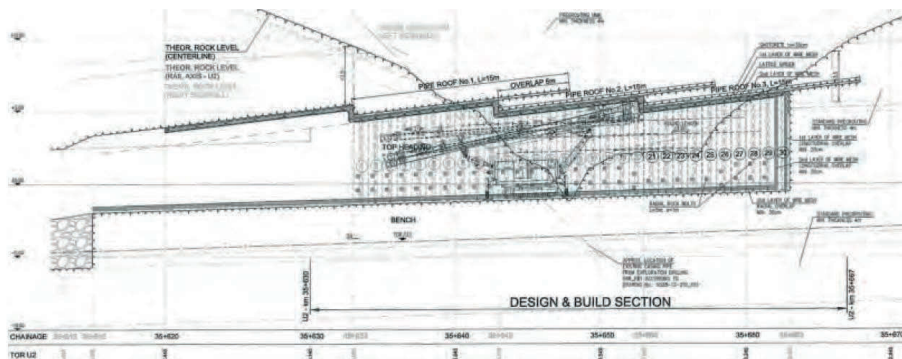
#### 3.3.2 Teknisk lösning

Jorden förstärks/injekteras med jet injektering. Tunneln drivs med delad front i galleriet och en salvlängd på 1 m, se Figur 24 och Figur 25. Efter att hela galleriet tagits ut (30 m) tas pallen ut.

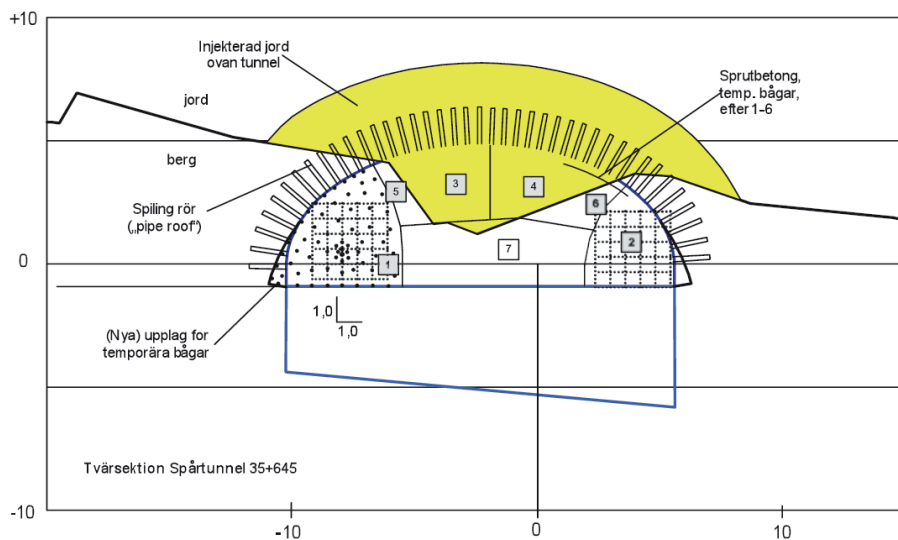
Skärmarna utgörs av spilingrör med ytterdiameter  $\varnothing$  139 mm och godstjocklek 10 mm. Dessa sätts med ett avstånd på c/c 0.45 m med en vinkel på 7° uppåt. Den sista skärmen förankras i berg. Totalt sätts 3 skärmar med 10 m avstånd och ett överlapp på 5 m (15 m rörlängd). Skärm 1 och 2 har 60 rör, medan skärm 3 har 50 rör. Tunneln bultas i varje sektion med 4–5 bultar som är 5 m långa och c/c 1 m i nedre delen av anfangen samt sprutbetong på 350 mm. Förstärkning i front utgörs av 3–4 bult och 100 mm sprutbetong.

#### 3.3.3 Metod för verifiering av teknisk lösning

Ett omfattande kontrollprogram användes för kontroll av eventuella rörelser. I tunneln installerades extensometrar och profil och tunnelfront mättes kontinuerligt in. På ytan installerades extensometrar. Punkter på markytan och på kyrkan mättes in och avvägdes. För kyrkan gällde max 15 mm sättning, 3 mm hävning och skillnad mellan grundmur och pelare 1:2000. På markytan ovanför tunneln gällde max 50 mm sättning.



**Figur 24.** Uttagssteg och förstärkning (Eriksson m.fl. 2016).



**Figur 25.** Schematisk uttagsordning av galleriet vid drivning (Hjälmbacken & Söderberg, 2011).

### 3.3.4 Utförande

Dimensionering och framtagande av arbetshandlingar för den temporära tunneln svarade entreprenören för. Stabilisering och förstärkning av jordmaterialet genom JET injektering utförs ovan tunneln. Då ingen behandling tillåts från ytan, utförs allt inifrån tunneln. Injekteringsskärmar med olika stickvinklar borras in i jordmaterialet och lågtrycksinjektering utförs med cement och bentonit.

Efter injektering borrades rörskärm som takförstärkning. Genom svackan utfördes tre rörskärm, vardera 15 m lång och med 5 m överlapp, se Figur 24.

Spårtunneln drevs som ett galleri genom hela området och förstärktes. Jord i fronten schaktades med grävmaskin eller med fräs. Fronten delades upp i mindre sektioner med en indrift på ca 1 m, se Figur 25. Pallar togs ut och kompletterande förstärkning utfördes.

Efter drivning av ungefär halva sträckan uppstod ett ras i tunneln (vid km 35+649) där åsmaterial "rann" in i tunneln.

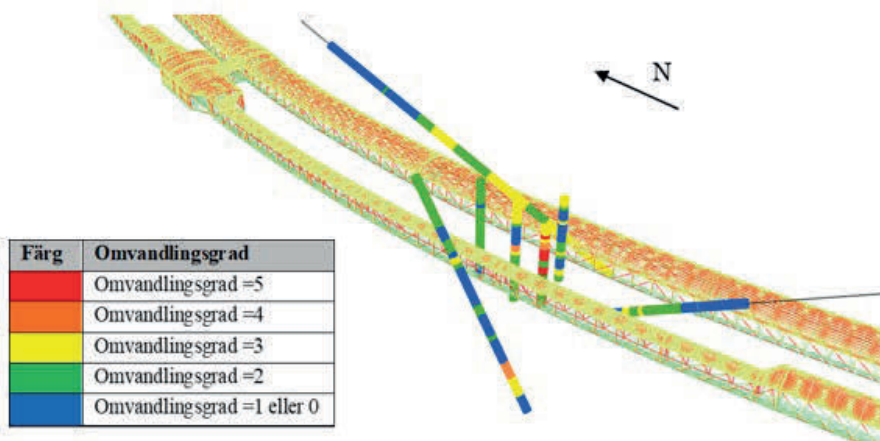
Bakåtanalys visar att om inte spiling använts hade kollaps av tunneln skett tidigare än vad det nu gjorde (Eriksson m.fl., 2016). Lågtrycksinjektering av jordmaterialet lyckades inte. Bakåtanalys av injektering av åsmaterialet visar att det var ett absolut krav för stabiliteten.

### **3.4 Akalla-Barkarby (Nya tunnelbanan)**

#### **3.4.1 Förutsättningar**

År 2015 utfördes de första kärnboringarna, genom det som senare kom att benämnas episyenitområdet, för delsträckan Akalla-Barkarby inom utbyggnad av tunnelbanan. Episyeniten är en röd, fin- till medelkornig, spröd och hydrotermalt omvandlad bergart, där kvarts har urlakats. Episyenit, som identifierats i utförda undersökningar, är en bergart med stor variation i porositet, oxidation, vittring och brecciering. Eftersom det inom tunnelsidan i Sverige inte fanns erfarenhet av projektering och drivning genom den ovanliga och porösa episyeniten utfördes ett omfattande projekteringsarbete, för att ta fram en teknisk lösning och verifiera byggarbetet.

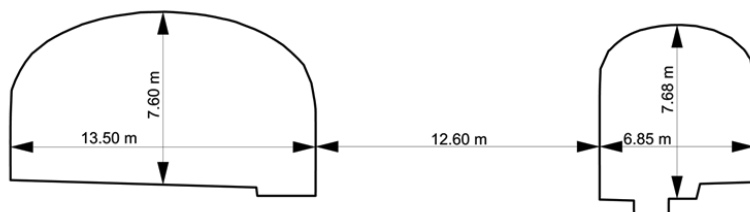
Eftersom de första borrhålen år 2015 var placerade utanför sträckningen borrades nya hål år 2017 och 2019 i position för tunnelns placering, se Figur 26. Resultat från 2017- och 2019-års kärnkartering visar en bergmassa med stor variation, omvandlingsgrad längs borrhålen anges med olika färg i Figur 26. Det gick inte att urskilja typiska långsträckta zoner med sämre kvalitet som skiljer sig bergmekaniskt från områdets generella tolkning. Däremot förekom, inom begränsat område, berg med sämre kvalitet. För att skilja mellan bättre och sämre kvalitet på episyeniten användes omfattning av omvandlingsgrad som ett mått och där 0 representerar opåverkat bra berg och 5 kraftigt omvandlat, poröst och låghållfast berg. Det intakta bergets egenskaper för episyenit bestämdes genom trycktester i laboratorium på borkärnor. Eftersom det finns en nedre gräns för hur låga värden på enaxiell tryckhållfasthet som kan testas så fanns det för omvandlingsgrad 4 och 5 inga representativa tryckhållfasthetsvärden baserat på utförda trycktester. Hållfastheten för omvandlingsgrad 4 och 5 baserades istället på indextester vid kärnkartering, så kallade *R*-värden.



**Figur 26.** Utförda kärnborrhål år 2017 och 2019 längs tunnelsträckning. Karterade omvandlingsgrader i kärnborrhålen visas med olika färger (från Edelbro m.fl., 2023b).

För att verifiera byggbarheten i delområdet användes empiriska, analytiska och numeriska beräkningssätt (*FLAC3D*, Itasca, 2019). Eftersom  $RMR_{bas}$  är ett klassificeringssystem som inte rekommenderas för bergmassor av låg kvalitet (Hoek & Brown, 1997), och inte heller för bergmassor med stor variation bedömdes bergmassans kvalitet därför med hjälp av nomogram för *GSI* (Hoek & Karzulovic, 2001). Delområdet behandlades i projekteringsfasen r som en bergmassa, benämnd episyenit, med generellt låg kvalitet och låga hållfasthetsegenskaper och som i dubbelspårstunneln genomskärs av ett begränsat område med berg av sämre kvalitet.

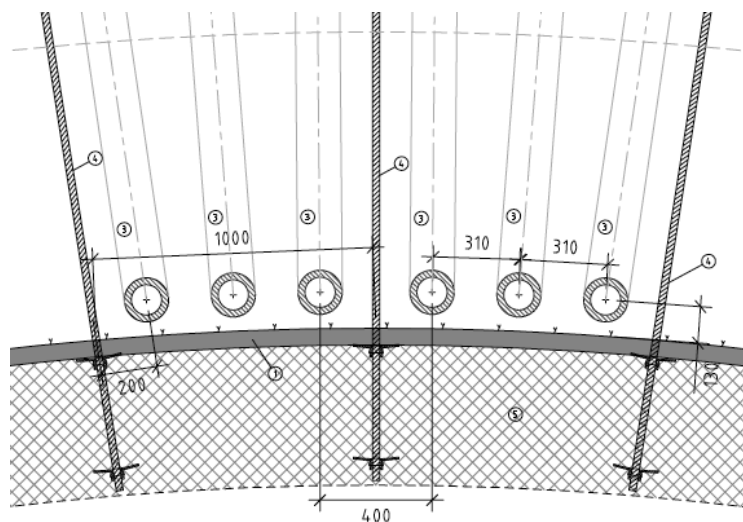
Den normalsektion som använts i analyserna visas i Figur 27. I den numeriska beräkningsmodellen togs hänsyn till bland annat anpassat initialspänningsfall (på grund av insitu plasticering), drivningsriktning och uttagsordning, grundvattentryck och last från jordlager. Dubbelspårstunneln togs ut som helgavel, med 2 meters salvlängd. Deformationerna uppskattades, baserat på resultat från numerisk analys, att vara cirka 1 cm i det som benämndes episyenit och upp till 3.5 cm i det som benämndes som sämre berg.



**Figur 27.** Analyserad normalsektion för service- och spårtunneln i episyenitområdet.

### 3.4.2 Teknisk lösning

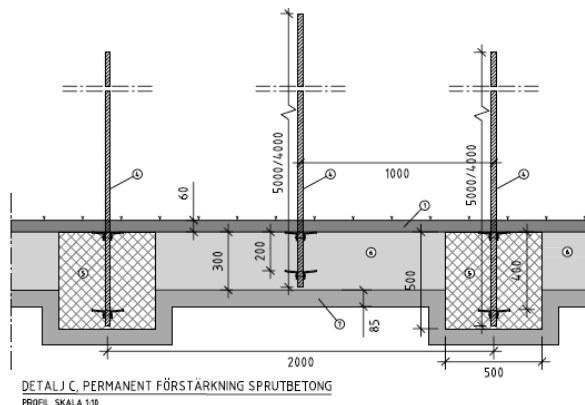
Antagen dimensionerande last baseras på resultat från numeriska spänningsanalyser i 3D. Beräkningen är utförd för bergmassan episyenit som genomskärs av ett begränsat område med berg av sämre kvalitet genom spårtunneln. Bergguttaget projekterades med en rekommenderad salvlängd på 2 meter. Skillnaden i förstärkningsinsats för det som benämns episyenit respektive sämre berg är den temporära förstärkningen med föreslagna spilingrör i områden med sämre berg. Spilingrören med en ytterdiameter på 168 mm och innerdiameter 148 mm och längden 10 meter var planerade att borras med c-c 0.31 m enligt Figur 28.



**Figur 28.** Projekterad lösning för temporär förstärkning med spilingrör tillsammans med permanent förstärkning med sprutbetongbåge och bergbult (från bygghandling nya tunnelbanan).

Som slutlig permanent förstärkning för både episyenit och det som benämns sämre berg projekterades (Figur 29):

- 500 mm fiberarmerad sprutbetongbåge med bredd 500 mm och c-c = 2m
- 300 mm fiberarmerad sprutbetong mellan bågar
- Bult 25 mm, c-c = 1 m, L = 5 m (spårtunnel) och L=4m (servicetunnel)



**Figur 29.** Projekterade slutlig förstärkning för område med sämre berg (från bygghandling nya tunnelbanan.

På grund av områdets komplexa bergmassa och relativt okända egenskaper fastslogs att en verifiering av bergmassans karaktär var nödvändig under hela drivningen av tunnelarna. Innan drivning fick påbörjas i området skulle horisontella kärnborrhål utföras genom båda tunnelarna längs hela sträckningen.

Den tekniska lösningen angående injektering baserades på att behandla hela området som en svaghetszon. Två förstärkningskoncept togs fram för episyenit respektive sämre berg. De rekommenderade kriterium var ett teoretiskt inläckage på ca 10 l/min för 100 m tunnel. Vattenförlustmätning i sonderingshål föreslogs utföras för att identifiera vattenförande zoner, samt ge underlag för beslut om tät lining.

### 3.4.3 Utförande, uppföljning och kontroll under byggskede

Eftersom bergmassan förväntades vara av sämre kvalitet och annorlunda karaktär i episyenitområdet beslutades i tidigt skede av drivningen och kopplat till tullgränser att så kallad "active design" metodik skulle nyttjas. Active design har inneburit uppföljningsmöten en gång per vecka där representanter från projektör, beställare, GK3 granskare och entreprenör deltagit.

Bergmassans respons på berguttagen har följts upp genom konvergensmätningar (inledningsvis även extensometermätning), kartering av sprickbildning i sprutbetong, resultat från injekteringsborrning, kartering i stuff och inläckage. Servicetunneln drevs först för att ge erfarenhet inför drivningen av spårtunneln. Resultat från injekteringsborrning har nyttjats genom att studera borrsjunkning och spolvattenfärg, för att bättre prognosticera områden med sämre berg. Vidare studerades hur och om injekteringen ger påverkan på tunnelstabilitet.



Under tunneldrivningen har bergmassan visat på en bättre stabilitet än vad som förväntades vid projekteringen. Bergmassan innehåller visserligen mer lera än vad som prognosticerades men konturen har varit stabilare. Troligen på grund av kohesionen i leran. Vid projekteringen antogs att drivningslängden behövde begränsas till 2 m men tunneldrivningen har kunnat fortgå med uttagslängder om i huvudsak drygt 4 m.

Baserat på att bergmassan medgav en annan stabilitet än vad som prognosticerats har temporär och permanent förstärkningen ändrats för både service och spårtunneln. Det bedömdes därför att varken spilingrör eller sprutbetongbågar är nödvändiga för att upprätthålla stabiliteten. I kritiska passager där någon typ av förförstärkning behövdes installerades förbultar med diameter 25 mm och längd 6–12 m. Ibland tillsammans med stutförstärkning. Den permanenta förstärkningen med bågar och sprutbetong ersattes med en generellt tjockare sprutbetong genom spårtunneln.



## 4. BERÄKNINGSMETODER

### 4.1 Dimensionering av spiling

Kapitlet har sin utgångspunkt i metodik för dimensionering av förbultning enligt Trafikverkets rådgivning (Trafikverket, 2019) och med en kombination av dimensioneringsstrategi för temporär förstärkning enligt kapitel 3.2. Baserat på en sammanställning av tillgängliga indata, dvs geologi, bergklasser och övriga förutsättningar, identifieras potentiella brottmekanismer. Tre olika brottmekanismer antas kunna ge last mot en inklädd tunnel:

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.

För tunnlar i Sverige där spiling installeras är det i huvudsak blockutfall och skjuvbrott i bergmassan som är de grundläggande brottmekanismerna.

Oftast är prognos och mängförteckning baserade på bergklasser (tex.  $Q$ ). För bergmekaniska bedömningar i komplexa bergförhållanden med dåligt berg (ex.  $Q < 1$ ) är detta en för grov indelning för att definiera behov av förförstärkning. För exempelvis Hallandsås ställdes åtta scenarion upp med utgångspunkt från förväntad geologi (Sturk & Brantmark, 1998). För varje scenario identifierades geologiska risker ex. uppluckring av bergmassan (ravelling ground), rinnande berg (running ground), svällande berg (swelling ground) osv och bestämdes hur drivning och driftförstärkning förväntades ske. Exempel på scenarion visas i Figur 30. Beslutet om behov av förförstärkning i form av spiling baserades därmed på den förväntan av beteende och karaktär som kan tolkas baserat på tillgängliga indata.

Förslag till teknisk lösning och typ av spiling är kopplat till bergets karaktär och förväntade beteende, se exempel på skillnader i vad som benämns svaghetszon i Figur 31. Generellt för friktionsmaterial utan kohesion och där det krävs lokal valvbildning mellan förstärkningen för att undvika utfall av löst, mindre material bör typen av spiling vara längre rör. Om det finns risk att borrhålen kollapsar ska självborrande stag användas alternativt rörborrning där rören tas med vid borringen. För ett blockigt/småblockigt berg och där syftet är att låsa de små blocken relativt varandra är det mer vanligt att dimensionera med längre förförstärkningsbultar. Som tumregel på avstånd mellan bult antas tre gånger förväntad blockstorlek. Förförstärkning mot blockutfall dimensioneras främst i påslag och där lasten från potentiellt utfallande kil beräknas som en punktlast som motsvarar tungheten av ett bergblock. Även i tunnlar med

stora spännvidder, exempelvis korsningar, dimensioneras förförstärkningen mot blockutfall. Exempel på metodik för att välja typ av förförstärkning med spilingskärm visas i Figur 32, från Oke m.fl. (2014b). I steg 2 beskrivs vilken typ av förväntad brottmekanik som styr beteende för bergmassan och i steg 3 berör det bergspänningar och eventuell problematik med grundvatten. Stegvis kommer man fram till val av typ av spilingskärm. För blockigt berg, där strukturer styr beteendet anses inte ingjutning behövas och förförstärkningen ska utgöras av "spiles" (förstärkningselement vars längd är kortare än höjden på bergguttaget). Med ökad vattenproblematik och troliga marksättningar rekommenderas ingjutna "Forepoles" (grövre än "spiles" och längre än höjden på bergguttaget).

Scenario B,  $0,1 < Q < 1$  Berg med svaghetszon

Berg av dålig kvalitet som delvis är vittrat alternativt innehåller svaghetszoner. På grund av en viss lervittring förväntas endast måttliga vattenflöden. God till hyfsad injekterbarhet kan förväntas. Drivning med full sektion och full salvlängd.

Scenario C,  $0,1 < Q < 1$  Flera smala amfibolitgångar

Berg av dålig kvalitet. Flera kraftigt vittrade amfibolitgångar i en grundmassa av gnejs med måttlig vittringsgrad. Bergmassan är blockig. Måttliga till stora vattenflöden kan förväntas. Gnejsen bedöms ha god injekterbarhet. Amfiboliten är sannolikt vattenförande och lerinnehållet gör den svårinjekterad. Drivning med full sektion och full salvlängd, spiling i tak.

Scenario D,  $Q < 0,1$  Breda amfibolitgångar

Berg av mycket dålig kvalitet. I denna klass förväntas cirka 50 % av fronten utgöras av en sammanhängande zon av lervittrad amfibolit. Övrigt berg är gnejs med måttlig vittringsgrad. Måttliga till stora vattenflöden kan förväntas. Gnejsen bedöms ha god till hyfsad injekterbarhet. Amfiboliten är sannolikt vattenförande men lerinnehållet gör den svårinjekterad. Drivning med full sektion och reducerad salvlängd samt spiling i tak.

Scenario E,  $Q < 0,1$  Vittrat berg

Berg av mycket dålig kvalitet. 100 % av fronten utgörs av kraftigt vittrat och delvis leromvandlat berg. Bergmassan har låg hållfasthet och kan brytas med händerna. Bergmassan bedöms relativt tät. Lerinnehållet gör bergmassan svårinjekterad. Drivning med full sektion och reducerad salvlängd samt spiling. Vid kraftig vittring kan galleri och pall krävas.

Scenario F,  $Q < 0,1$  "Bättre mot djupet"

Berg av mycket dålig kvalitet. I denna klass består tunnelns tak och anfang av lera, sedimentärt berg eller kraftigt leromvandlat berg. Övriga tunneln är belägen i måttligt till kraftigt vittrat berg. En kvalitetsförbättring förväntas med djupet (jämför vittringsprofil för metamorfa bergarter). På grund av stort lerinnehåll bedöms berget svårinjekterat. Drivning med galleri och pall, reducerad salvlängd och spiling i tak och vägg.

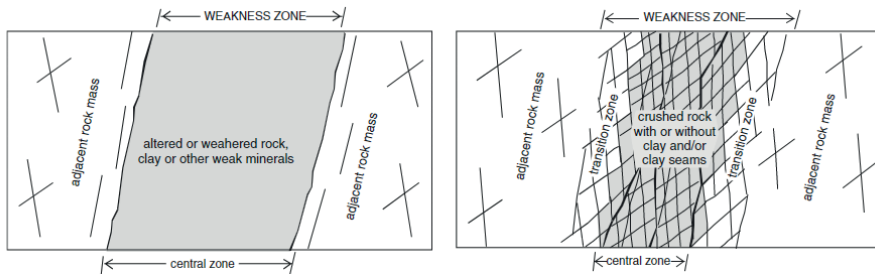
Scenario G,  $Q < 0,1$  Helt krossat berg

Berg av mycket dålig kvalitet. Tunneln ligger i helt krossat och delvis leromvandlat berg. Måttliga till stora vattenflöden kan förväntas. Generellt sett förväntas berget svårinjekterat på grund av krossningsgraden och lokalt höga lerhalter. Drivning med galleri och pall, reducerad salvlängd och spiling i tak och vägg.

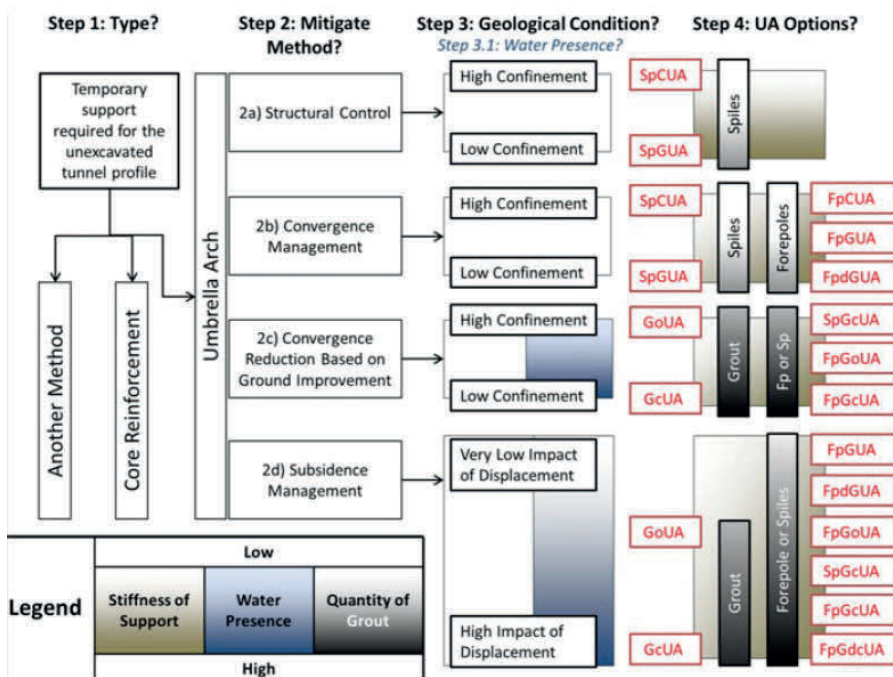
Scenario H,  $Q < 0,1$  Jordtunnel

Berg av mycket dålig kvalitet. Helt leromvandlat berg eventuellt med inslag av moränlera. Jordmassan förväntas vara tät och ingen injektering krävs. Multiple drift med spiling i tak och vägg. Rundad tunnelsektion kan vara aktuellt.

**Figur 30.** Identifierade scenarion för Södra Randzonen i Hallandsås tillsammans med berguttag och driftförstärkning (Sturk & Brantmark, 1998).



**Figur 31.** Svaghetszoner med olika bergarter och karaktär (Stille & Palmström, 2008).

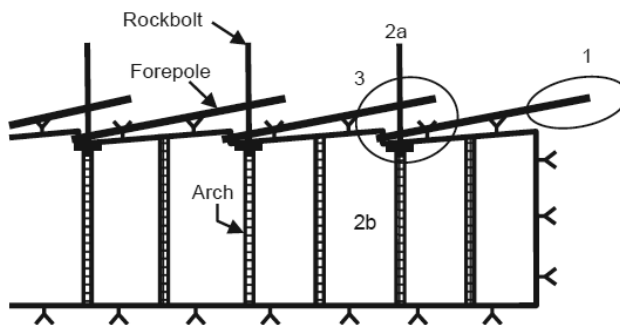


**Figur 32.** Metodik för val av spilingskärm i tak enligt Oke m.fl., 2014b. Beskrivning av nomenklatur och förkortningar finns i Tabell 2 och Figur 4.

Kontinuerligt i alla steg i projekteringskedet görs en riskbedömning och för komplexa passager finns ofta förslag på olika tekniska lösningar framtagna för att ta höjd för oförutsedd händelse. Verifiering av den föreslagna spilinglösningen sker genom analytiska och/eller numeriska beräkningar. Beräkningar som utförts för att verifiera den tekniska lösningen för spilingen i olika projekt beskrivs i kapitel 4 och 4.4. Beräkningar som utförs för själva upplaget, såsom dimensionering av sprutbetongbågar eller fjellband, ingår inte i denna studie. Överlagringstrycket vid skjuvbrott i bergmassan kan antingen beräknas från markytan eller, för djupare tunnlar, för en mindre volym ovanför

tunneltaket (Franzén, 2003). Last och typ av spiling mot skjuvbrott i bergmassan beskrivs utförligare i kapitel 4. Spilingen belastas av ovanliggande lösbergsmassor (överlagringstrycket) och för att fungera som planerat finns det enligt Li (2017) tre viktiga saker att tänka på vid dimensionering (se Figur 33):

1. Bulten/rörets längd ska vara några meter framför fronten.
2. Det ska finnas upplag för spilingen (bergbultar och/eller båge).
3. Det ska finnas ett överlapp mellan spiling från tidigare salva och efterföljande salva.



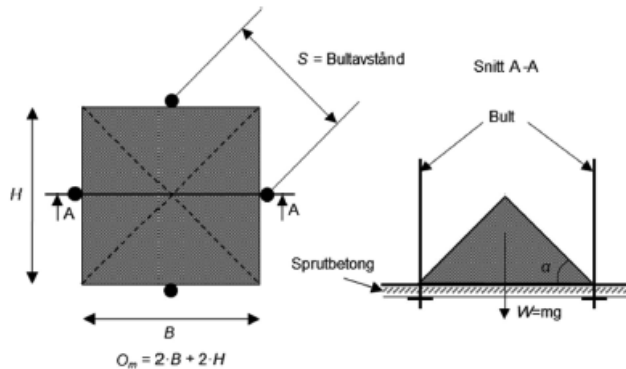
**Figur 33.** Longitudinell vy av förförstärkning med spiling (Li, 2017).

Baserat på framtagen teknisk lösning föreslås vilka kontroller och observationer som ska genomföras i byggskedet för att verifiera den tekniska lösningen. Oftast föreslås ett kontrollprogram tillsammans med relevanta tullgränser vid kritiska passage för att säkerställa att all information och verifiering är utförd och dokumenterad innan passage sker.

#### 4.2 Verkande last på spiling

För att bedöma storleken på den last som belastar spilingen under uttag finns fler olika exempel på antaganden. Flertalet sätt att beräkna last har sammanställts i bland annat Lukic & Zlatanovic (2019). Vid beräkning av last för ytliga tunnlars föreslås (Franzén, 2003) att hållfastheten hos omgivande jord/berg inte nyttjas, lasten beräknas i dessa fall som överlagringstrycket samt eventuellt vattentryck. Hur stor detta överlagringstryck antas vara bör baseras på bergets och jordens karaktär. Vidare beror överlagringstrycket på bergets möjlighet till inspänning genom de horisontella spänningarna. Storleken på överlagringshöjden kan uppskattas baserat på exempelvis numerisk analys eller på undersökningar av berget. För Norra länken och yxhugget exempelvis utfördes beräkningar med en överlagringshöjd till markytan som var 16 meter (Andersson m.fl., 2011).

Spilingbult som installeras i tunnlar med "bra berg" och där vi har stora spännvidder/korsningar måste kunna bära last från ett enskilt block och dimensioneras därmed enligt exempel i Figur 34.

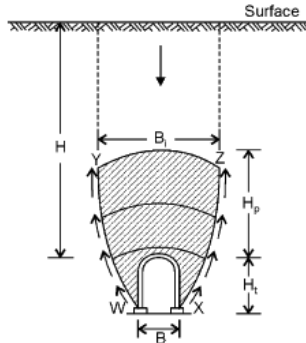


**Figur 34.** Exempel på pyramidisk last mellan bultar (Trafikverket, 2019).

#### 4.2.1 Lös massa

Den mest kända empiriska metoden för att bedöma last från jord och berg är Terzaghis sammanställning från 1946 där beräkning av last (Figur 35) har sin grund i bergets karaktär uppdelat i nio kategorier enligt Figur 36 (Terzaghi, 1946). Det finns flertalet beräkningsexempel av spiling där Terzaghi modellen används som underlag för att bedöma last. I detta arbete som berör spiling är det bergklasser över V (i Figur 36) som är i fokus. I Figur 35 visas en zon med höjden  $H_p$  över tunneltaket där jorden eller bergmassan ovanför denna zon inte antas belasta tunneltaket. En viss skjuvhållfasthet antas motverka vikten av det lösa berget enligt Figur 35. Terzaghis teori är tillämpbar för tunnlar upp till 6 meters bredd.





**Figur 35.** Rekommenderade laster på lining enligt Terzaghi, 1946 (beteckningar, se Figur 36).

**TABLE 5.2** Rock Load in Tunnels within Various Rock Classes

Rock class	Rock condition	Rock load factor $H_p$	Remarks
I	Hard and intact	Zero	Light lining required only if spalling or popping occurs.
II	Hard stratified or schistose	0 to 0.5 B	Light support mainly for protection against spalling. Load may change erratically from point to point.
III	Massive, moderately jointed	0 to 0.25 B	
IV	Moderately blocky and seamy	0.25 B to 0.35 (B + $H_t$ )	No side pressure
V	Very blocky and seamy	(0.35 to 1.10) (B + $H_t$ )	Little or no side pressure
VI	Completely crushed but chemically intact	1.10 (B + $H_t$ )	Considerable side pressure. Softening effects of seepage toward bottom of tunnel requires either continuous support for lower ends of ribs or circular ribs.
VII	Squeezing rock—moderate depth	(1.10 to 2.10) (B + $H_t$ )	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended.
VIII	Squeezing rock—great depth	(2.10 to 4.50) (B + $H_t$ )	
IX	Swelling rock	Up to 250 ft. (80 m), irrespective of the value of (B + $H_t$ )	Circular ribs are required. In extreme cases, use of yielding support recommended.

B = tunnel span in meters;  $H_t$  = height of the opening in meters; and  $H_p$  = height of the loosened rock mass above tunnel crown developing load (Figure 5.1).

Source: Terzaghi, 1946.

**Figur 36.** Terzaghis förslag på storlek på last baserat på bergets karaktär (Singh & Goel, 2011).

Höjden på lasten/löskärnan,  $H_p$  (för bergklasser över IV enligt Figur 36) är en funktion av tunnelns bredd och höjd och bestäms genom

$$H_p = C \cdot (B + H_t) \quad (1)$$

där

$C$  = en konstant som beror av bergets karaktär enligt uppdelade bergklasser,

$B$  = bredd på tunnel och

$H_t$  = höjd av tunnel.

För tunnlar i berg och jord som är placerade ovanför grundvattenytan är de verkliga lasterna betydligt under (<50%) av de beräknade enligt Terzaghis metod (Franzén, 2003; Singh & Goel, 2011). Orsaken tros vara att en snabbt installerad förstärkning och god anläggning mot jorden/berget ger en liten deformation och tryckbågen i jorden/berget kan då bildas snabbt (Franzén, 2003).

För ett fiktivt exempel beräknas den utbredda vertikala (ej varaktiga) lasten som

$$q = \rho \cdot g \cdot H_p \quad (2)$$

där

$\rho$  = densitet på bergmaterialet [ $\text{kg/m}^3$ ],

$g$  = tyngdaccelerationen [ $\text{m/s}^2$ ] och

$H_p$  = överlagringshöjd [m] (se Figur 35).

Vid valvteori och dimensionering av tunnel används pilhöjd ( $f$ ) för trycklinje (se Figur 37) vilket innebär en trolig höjd på den lösa bergmassan (se rekommendationer i projektering för bergkonstruktioner (Trafikverket, 2019)). Den lösa bergmassans pilhöjd baseras på bergmassans friktionsvinkel respektive spänningar i horisontal och vertikalled. Ekvationen som ger störst värde på pilhöjden används för att bestämma karaktäristiskt värde för pilhöjden.

$$f = \frac{B}{2} \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3)$$

$$f = B \sqrt{\frac{q_v}{8q_h}} \quad (4)$$

där

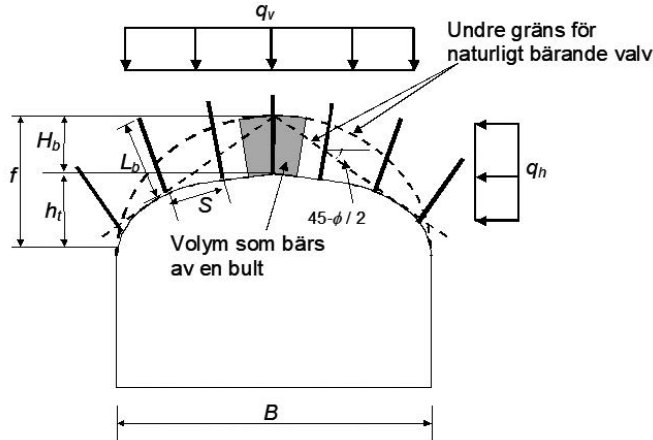
$B$  = tunnelbredd

$\varphi$  = inre friktionsvinkel,

$q_v$  = vertikal last

$q_h$  = horisontell last

Vanligtvis uttrycks pilhöjden i relation till tunnelns bredd. Men i ovanstående exempel, som tillämpats i beräkningar för Förbifart Stockholm, används lasten i tunnelns längdriktning och  $B$  = längd mellan gavel och upplag.



**Figur 37.** Förklarande figur över benämningen pilhöjd ( $f$ ) (Trafikverket, 2019).

Baserat på erfarenhet från två omfattande utfall och dimensionering som härrör till dessa utfall presenterade Moses & Malik (2019) ett förslag på analytisk dimensioneringslösning av spiling som hade sin grund i Terzhaghis modell och exempel från John & Mattle (2002). Lasten och den vertikala spänningen antas vara:

$$\sigma_v = \frac{B_1 \gamma - 2c}{K \tan \varphi} \left( 1 - e^{-K \frac{D_1}{B_1} \tan \varphi} \right) + \gamma D_2 e^{-K \frac{D_1}{B_1} \tan \varphi} \quad (5)$$

$$B_1 = B + H \tan \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (6)$$

där

$B$  = tunnelbredd,

$H$  = totala bergtäckningen,

$D_1$  = Höjden på överlagringshöjd (löskärna),

$D_2$  = Höjden på det berg/jord som inte antas belasta tunneltaket ( $H - D_1$ ),

$\varphi$  = inre friktionsvinkel,

$c$  = kohesion,

$\gamma$  = tunghet, och

$K$  = laterala trycket =  $1 - \sin \varphi$  = förhållandet mellan horisontellt och vertikalt tryck ( $K$

kan även definieras som  $K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ ).

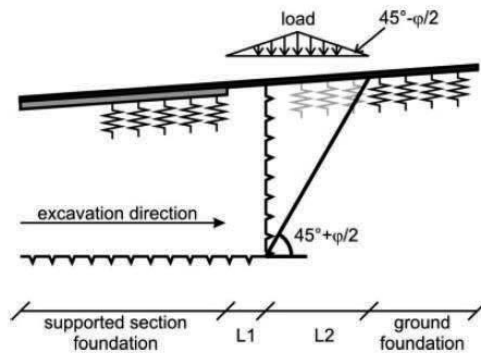
Inom projekt Förbifart Stockholm inkluderades last från berg och jord enligt (Lei et al., 2014):

$$\sigma_v = \sigma_{vberg} + \sigma_{vjord} = \frac{B_1 \gamma_{berg} - 2c_m}{K \tan \varphi} \left( 1 - e^{-K \frac{D_{berg}}{B_1} \tan \varphi} \right) + \frac{B_1 \gamma_{jord} - 2c_{jord}}{K \tan \varphi} \left( 1 - e^{-K \frac{D_{jord}}{B_1} \tan \varphi} \right) \quad (7)$$

där

$\sigma_v$  = vertikalspänning

En förenklad statisk modell enligt Figur 38 låg till grund för beräkning av laster för rörskärm. Modellen baserades på tillbakaräkning (Volkman & Schubert, 2010) och visade på möjligheten att minska risken för utfall i front genom stoffförstärkning.



**Figur 38.** Förenklad statisk modell för analytisk beräkning av laster (Volkman & Schubert, 2010).

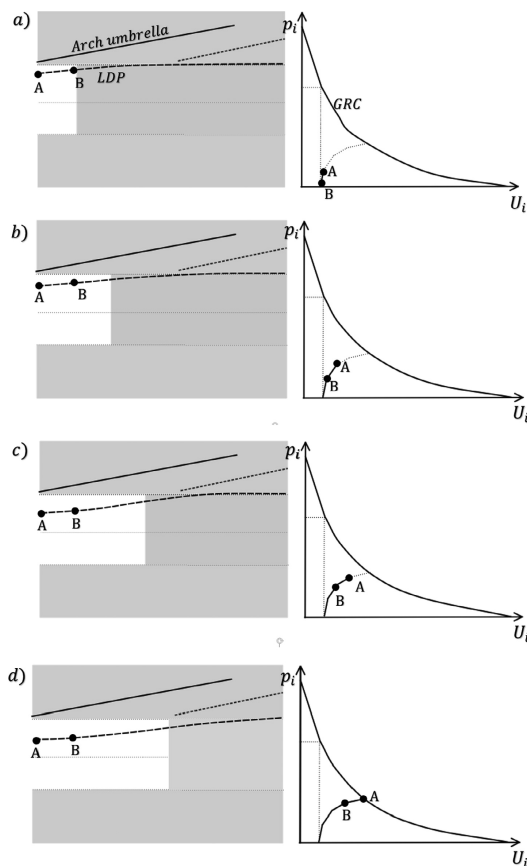
#### 4.2.2 Last på cirkulär tunnel – Ground Reaction Curve

För cirkulära tunnlar kan en analytisk dimensioneringsmetodik tillämpas, som baseras på flera förenklingar av verkligheten men som ändå beskriver de principer som bör tillämpas. Denna princip för dimensionering brukar benämnas "convergence-confinement method". Det samband som används för att beskriva lasten mot tunneln som en funktion av deformationen i bergmassan benämns "Ground Reaction Curve (GRC)" eller bergets responskurva. Denna princip nämns som metodik för beräkning av last och förväntade rörelser (ex. Franzén, 2003), men författarna har inte sett denna tillämpning i något av de studerade pågående undermarksprojekten där spiling installerats i Sverige.

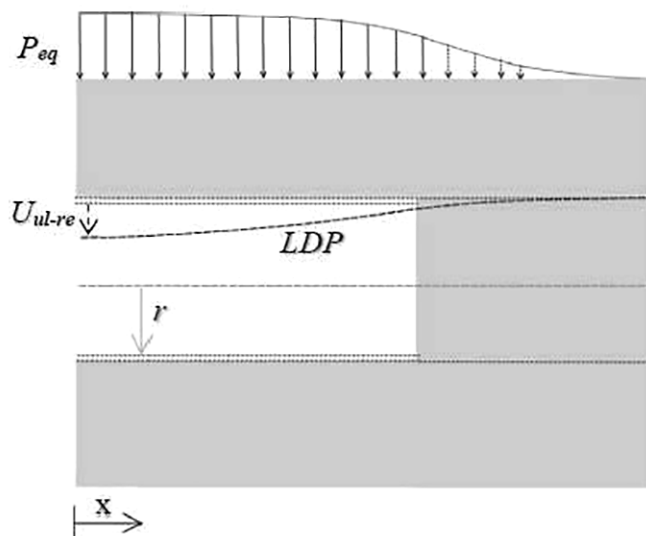
Ranjbarnia m.fl. (2018) utvecklade en analytisk metodik för att utvärdera beteendet av rörskärm i djupa tunnlar. Lasten på spiling, för en djup tunnel, ansågs mer besvärlig att bedöma jämfört med en ytlig tunnel. Som en del i preliminär dimensionering av rörskärm föreslogs tillämpningen av Ground Reaction Curve. För att använda metodiken görs följande antaganden:

- Det tas ingen hänsyn till samverkan mellan förstärkningselement och det omgivande berget. Full vidhäftning antas och att inga skjuvspänningar överförs.
- Det tas ingen hänsyn till effekten av rörskärmens rörelse på lastfördelningen.
- Hydrostatisk spänning måste antas råda.
- Inget berg faller ut mellan spilingrören.

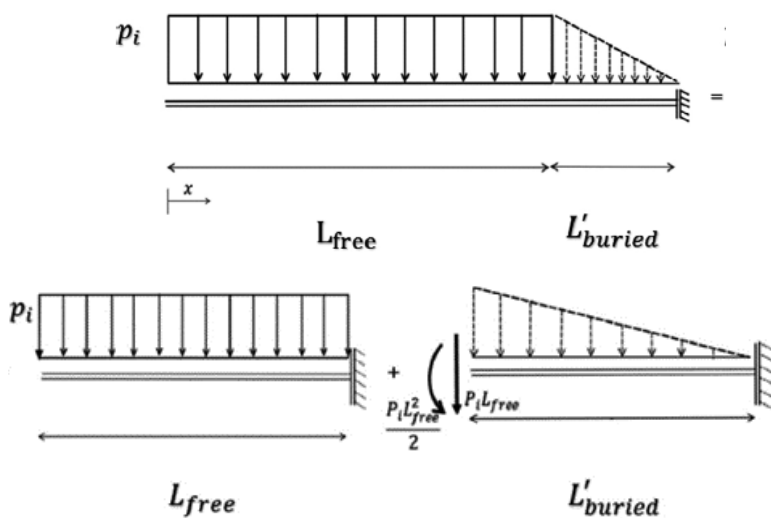
För ett enskilt förstärkningselement antas lastprocessen vara enligt Figur 39. Jämfört med exempelvis sprutbetong så antas förstärkningskurvan (som visar punkterna A och B i de högra figurerna) vara krökt. Detta eftersom styvheten antas förändras med tunneldrivningens framskridande. Lastfördelningen för ett enskilt rör antas vara enligt Figur 40. Modellen förenklas ytterligare som triangulära laster och belastade balkelement enligt Figur 41.



**Figur 39.** Lastprocessen för spilingrören i en rörskärm för olika uttagssteg av tunneln (Ranjbarnia m.fl., 2018).



**Figur 40.** Fördelning av last på ett enskilt spilingrör (Ranjbarnia m.fl., 2018). Där LDP står för longitudinal deformation profile.



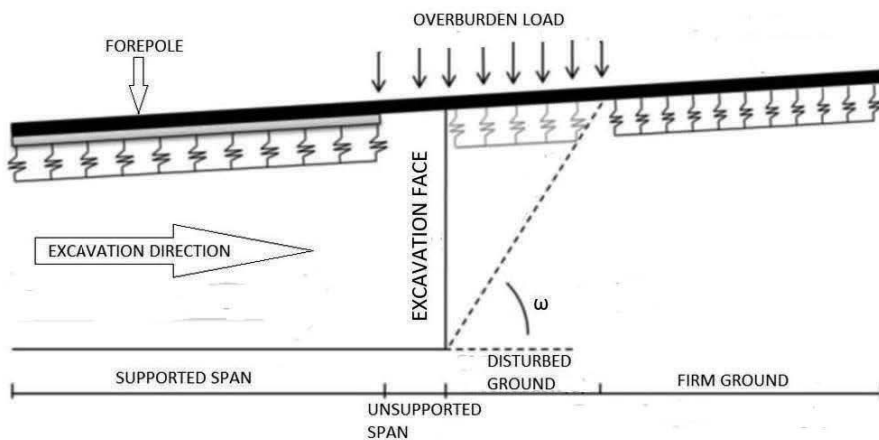
**Figur 41.** Lasten på spilingelementen ersatta med två belastade balkar (Ranjbarnia m.fl., 2018).

Semi-analytiska modeller har sin grund i balkteori och Convergence-Confinement metodik (GRC) och det finns ett fåtal framtagna exempel på detta för dimensionering av spiling (Harazaki m.fl., 1998; John & Mattle, 2002; Peila & Pelizza, 2003; Moses &

Malik, 2019). Annan typ av semi-analytisk modell baseras på elastiska fjädrar, beskrivs i Oreste & Peila, 1998; 2008; Song m.fl., 2013. För att ta fram semi-analytiska modeller har resultat jämförts och validerats med resultat från numerisk beräkning.

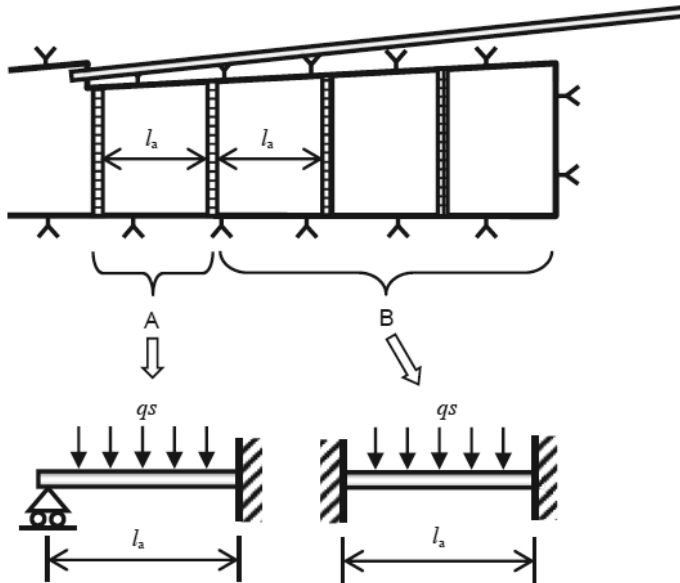
### 4.3 Analytisk beräkning

Vid användande av balkteori delas bergmassan in i remsor där varje remsa består av en bult eller ett rör och har bredden motsvarande  $c/c$  avståndet till nästa bult/rör alternativt beräknas per breddmeter. Antagandet bedöms konservativt då dimensionerande moment bestäms för sämsta tänkbara geometri (Stille & von Matérn, 2003). En illustrativ bild över lastpåverkan på ett rör eller bult visas i Figur 42.



**Figur 42.** Laster på ett spilingsrör eller bult för en longitudinell vy av tunneln (Moses & Malik, 2019).

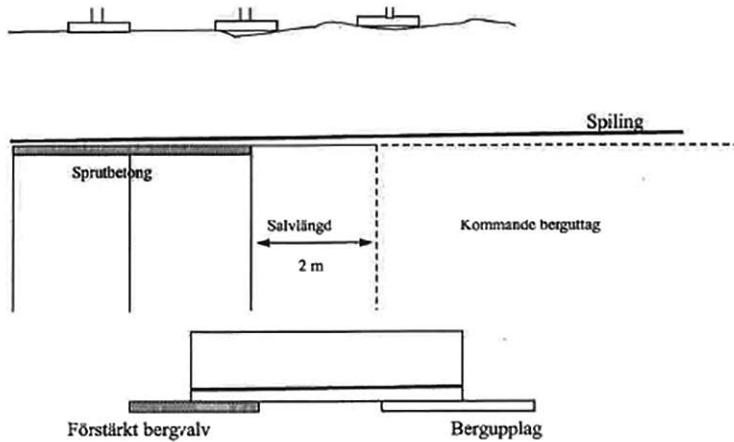
Enligt Li (2017) så kan man, baserat på vilka böjmoment som spilingen utsätts för, anta att den är en balk som belastas enligt två belastningsfall, A och B enligt, Figur 43. Balkens upplag består av någon form av stödjande båge och bergmassan i den ännu inte utsprängda tunneln för belastningsfall. Lasten  $qs$  i Figur 43 är lösbergets tryck ( $q$ ) och avståndet ( $s$ ) mellan spilingen. Denna typ av analytisk beräkning har tillämpats för bland annat Nya Tunnelbanan och Västlänken.



**Figur 43.** Belastningsfall A och B. Tillämpbara balkmodeller vid dimensionering av spiling (Li, 2017) där  $l_a$  är avståndet mellan bågar.

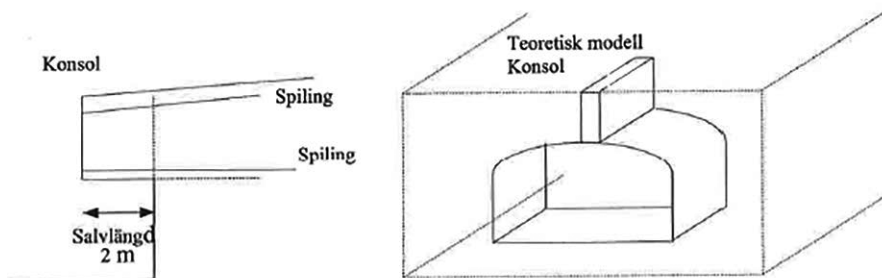
Ett annat sätt att se på belastningsfall är att det är en fritt upplagd balk (Stille & von Matérn, 2003), se avsnitt 4.3.3. Balkens upplag består av det förstärkta bergvalvet (uttagen tunnel) och bergmassan i den ej utsprängda tunneln. Armering (spiling) installeras i underkant för att ta dimensionerande moment, se Figur 44.





**Figur 44.** Belastningsfall C. Tillämpbara balkmodeller för en fritt upplagd balk, parallellt tunneln (exempel från Stille & von Matérn, 2003).

Vid tunnelpåslag kan lasten liknas med en konsolbalk (Stille & von Matérn, 2003), som beskrivs som belastningsfall D i kapitel 4.3.4. I dimensioneringen antas att konsolen vid upplaget skärs av en spricka. Både armeringens och en sådan tänkt sprickas tvärkraftskapacitet nyttjas. Denna typ av beräkning är utförd för påslag i bland annat Västlänken och Götatunneln. Vid tunnelpåslag finns en fri yta som gör att berget kan liknas vid en konsol, se Figur 45. Armeringen (spiling) installeras i överkant för att ta dimensionerande moment.

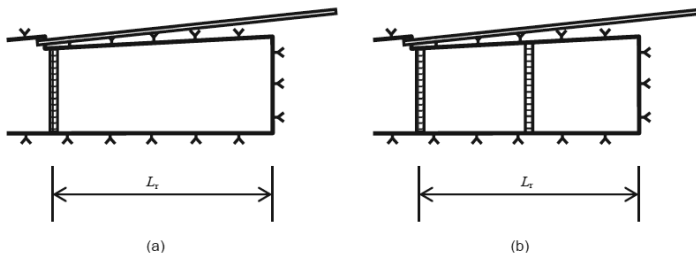


**Figur 45.** Belastningsfall D. Tillämpbara balkmodeller för påslag visande en konsolbalk, schematisk skiss (exempel från Stille & von Matérn, 2003).

Belastningsfallen kan beskrivas med elementarfallen enligt klassisk balkteori:

- A. Balk fast inspänd i ena änden och fritt upplagd i andra änden med en utbredd last
- B. Balk fast inspänd i båda ändarna med en utbredd last
- C. Balk fritt upplagd i båda ändarna med en utbredd last
- D. Balk fast inspänd i ena änden och fri i andra änden (även kallat konsolbalk) med en utbredd last.

För en fast inspänd balk i ena änden och rulllager i andra änden beskrivs moment, tvärkrafter och nedböjning för en jämnt utbredd last enligt kapitel 4.3.1. Detsamma beskrivs för en fast inspänd balk i båda ändarna och med en jämnt utbredd last i kapitel 4.3.2. Vid jämförelse mellan de två elementarfallen så är balk med ena änden fast inspänd och andra änden på rullstöd det mer kritiska eftersom den genererar störst moment och nedböjning. Ett sätt att minska moment, nedböjning och tvärkraft är att installera fler bågar (stål, sprutbetong, gitter ["lattice girders"], etc.) och därmed få ett kortare upplag (avstånd mellan bågar), vilket illustreras med Figur 46.



**Figur 46.** Longitudinell vy av tunnel där a) är utan båge mellan upplag och front och b) en båge mellan upplag och front (Li, 2017).

Dimensionering av spilingen görs vanligtvis mot någon (eller flera) av följande kriterier:

- Moment  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$
- Tvärkraft  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$
- Drag- och tvärkraft  $\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1,00$

där

$M$  = moment,

$V$  = tvärkraft,

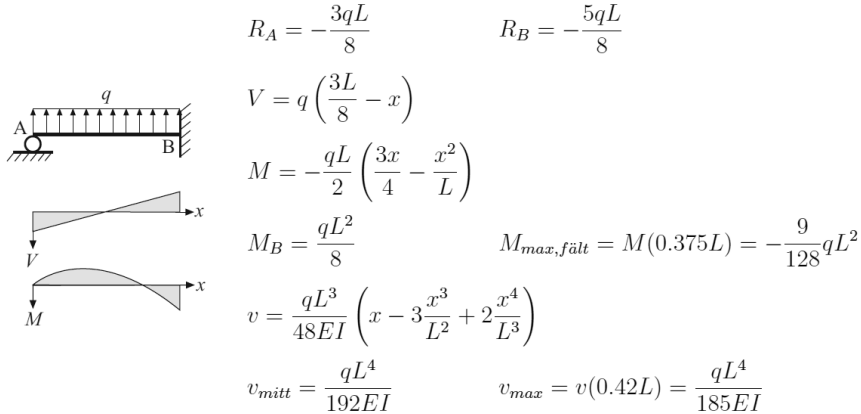
$N$  = normalkraft (drag- eller tryckkraft),

$Ed$  = dimensionerande lasteffekt (Effect), och

$Rd$  = dimensionerande bärförmåga (Resistance).

### 4.3.1 Balk fast inspänd/fritt upplag (A)

En balk som är fast inspänd i ena änden och fritt upplagd i den andra änden med en utbredd last, se Figur 47.



**Figur 47.** Elementarfall (A) vid fast inspänd balk i ena änden och rullstöd i andra änden och utbredd last (från Formelblad, lastfall och tvärsnittsdata i kursen Materialmekanik VSMA10 vid Lunds Tekniska Högskola).

Det maximala momentet i balken beräknas som

$$M_{max} = M_B = \frac{q \cdot s \cdot L^2}{8} \qquad (8)$$

där

$M_{max} = M_B$  = belastande (maximalt) moment vid fast inspänningspunkt i stuf,

$s$  = avstånd mellan spilingrör,

$q$  = last från löskärna, och

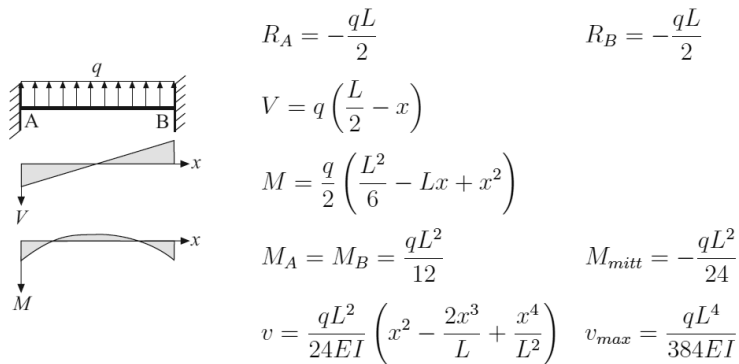
$L$  = oförstärkta längden mellan upplag för spilingrör (avstånd mellan stuf och centrum närmsta båge till stuf).

På samma sätt beräknas tvärkraften med

$$V_{max} = V_B = \frac{5 \cdot q \cdot s \cdot L}{8} \qquad (9)$$

### 4.3.2 Fast inspänd balk (B)

En balk som är fast inspänd i båda ändarna med en utbredd last, se Figur 48.



**Figur 48.** Elementarfall (B) vid fast inspänd balk i båda ändar och utbredd last (från Formelblad, lastfall och tvärsnittsdata i kursen Materialmekanik VSMA10 vid Lunds Tekniska Högskola).

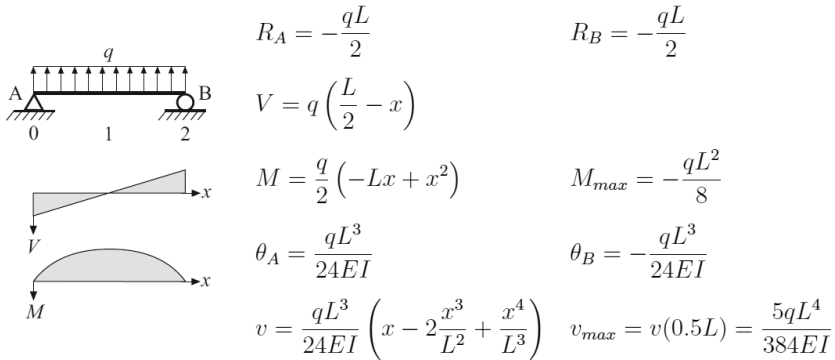
För fast inspänd balk beräknas moment och tvärkraft enligt

$$M_{\text{max}} = M_A = M_B = \frac{q \cdot s \cdot L^2}{12} \qquad (10)$$

$$V_{\text{max}} = V_A = V_B = \frac{q \cdot s \cdot L}{2} \qquad (11)$$

### 4.3.3 Fritt upplagd balk (C)

En balk som är fritt upplagd i båda ändarna med en utbredd last, se Figur 49.



**Figur 49.** Elementarfall (C) vid fritt upplagd balk i båda ändar och utbredd last (från Formelblad, lastfall och tvärsnittsdata i kursen Materialmekanik VSMA10 vid Lunds Tekniska Högskola).

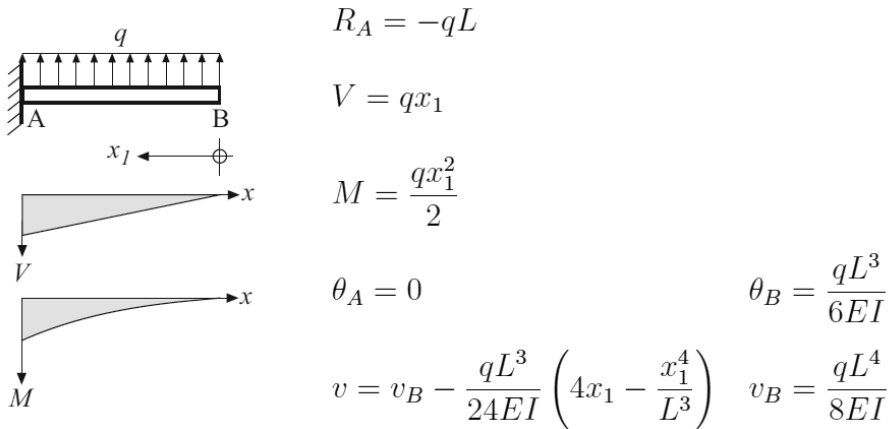
För fritt upplagd balk beräknas moment och tvärkraft enligt

$$M_{max} = M_{mitt} = \frac{q \cdot s \cdot L^2}{8} \qquad (12)$$

$$V_{max} = V_A = V_B = \frac{q \cdot s \cdot L}{2} \qquad (13)$$

#### 4.3.4 Konsolbalk (D)

En balk som är fast inspänd i ena änden och fri i den andra änden, med en utbredd last, se Figur 50. Påslag kan liknas vid en konsolbalk där hållfastheten bestäms av armering i överkant balk (Stille & von Matérn, 2003). I dimensioneringen antas att konsolen vid upplaget skärs av en spricka. Både armeringens och en sådan tänkt sprickas tvärkraftskapacitet nyttjas.



**Figur 50.** Elementarfall (D) vid balk med ena änden fri och fast inspänd i andra änden och utbredd last (från Formelblad, lastfall och tvärsnittsdata i kursen Materialmekanik VSMA10 vid Lunds Tekniska Högskola).

För konsolbalk beräknas moment och tvärkraft enligt

$$M_{max} = M_A = \frac{q \cdot s \cdot L^2}{2} \quad (14)$$

$$V_{max} = V_A = q \cdot s \cdot L \quad (15)$$

#### 4.3.5 Exempel på beräkning med balkteori

Beräkningarna utförs för det mest kritiska lastfallet, för ett spilingrör, dvs enligt det lastfall som är relevant. Dimensionering enligt balkteori utförs av

- dimensionerande moment och
- dimensionerande tvärkraft (kombinerad dragen och skjuvad armering).

För att beräkna den förstärkning som behövs jämförs den kraft och moment som spilingen kommer utsättas för med den tvärsnittskraft och det moment armeringen klarar. I detta exempel utförs dimensionering av förstärkning med spilingrör genom att betrakta lastfallet som en fast inspänd balk i berget med utbredd last som verkar på spilingrören och där lasten motsvarar lasten per breddmeter och per längdmeter av tunneln. Det dimensionerande elementarfallet blir i rörets början där den betraktas som fritt upplagd i ena änden och fast inspänd i stuffen. Avståndet mellan spilingrören tas i beaktande genom att multiplicera avståndet med den utbredda lasten.

Den maximala böjspänningen ( $\sigma_{bmax}$ ) som spilingröret utsätts, bestäms genom

$$\sigma_{bmax} = \frac{M \cdot s}{\omega_b} \quad (16)$$

där

$M$  = moment på spilingrör,

$s$  = avstånd mellan spilingrör,

$\omega_b$  = böjmotstånd för ett cirkulärt rör.

$$\omega_b = \frac{I_x}{y_{max}} \quad (17)$$

där

$I_x$  = tröghetsmoment och

$y_{max}$  = största kantavstånd från tyngdpunkten (ytterradie).

Ytttröghetsmoment för bult (cylinder med massivt cirkulärt tvärsnitt) enligt ekvation (18) och spilingrör (tjockväggigt cirkulärt tvärsnitt) enligt ekvation (19).

$$I_x = I_y = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi d^4}{64} \quad (18)$$

$$I_x = I_y = \frac{\pi}{4} (r_y^4 - r_i^4) = \frac{\pi}{64} (d_y^4 - d_i^4) \quad (19)$$

där

$I_x, I_y$  = yttröghetsmoment i x-, y-led

$r$  = radie,

$r_y$  = ytterradie,

$r_i$  = innerradie,

$d$  = diameter,

$d_y$  = ytterdiameter och

$d_i$  = innerdiameter.

Böjmotståndet för en bult respektive ett spilingrör blir därför enligt:

$$\omega_b = \frac{\pi d^3}{32} \quad (20)$$

$$\omega_b = \frac{\pi (d_y^4 - d_i^4)}{32 d_y} \quad (21)$$

Det bedömda böjmotståndet jämförs sedan mot sträckgränsen på materialet. Enligt svenska rådgivande dokument vid dimensionering av bult används dimensionerande värden enligt

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (22)$$

där

$f_{yd}$  = dimensionerande värde för sträckgräns,

$f_{yk}$  = karaktäristiskt värde för sträckgräns,

$\gamma_s$  = partialkoefficient, 1,15 för tillfällig dimensionering av armering (Trafikverket, 2019).

Säkerhetsfaktorn beräknas utifrån dimensionerande materialegenskaper och maximala böjspänning

$$SF = \frac{f_{yd}}{\sigma_{bmax}} \quad (23)$$

$SF$  = säkerhetsfaktor (flytspänning).

Utöver böjmotstånd ska det belastande momentet på spilingröret inkluderas. Det belastande momentet på spilingrörets mitt är enligt:

$$M_{mitt} = \frac{q \cdot s \cdot L^2}{8} \quad (24)$$

där:

$q$  = utbredd last av berg och jord

$s$  = avstånd mellan spilingrör,

$L$  = längd mellan upplag för spilingrör (mellan stuff och upplag).

Med hjälp av ovanstående ekvationer sker en iterativ process där val av rördimension (därmed böjmotståndet,  $\omega_b$ ), och upplagsavstånd (därmed last,  $q$ , samt moment på balken,  $M_{mitt}$ ) varierar tillsammans med avståndet ( $s$ ) mellan rören. Detta då för att få fram lämplig salvlängd eller avstånd mellan upplag för förförstärkning och gavel/stuff ( $L$ ), samt rördimension.

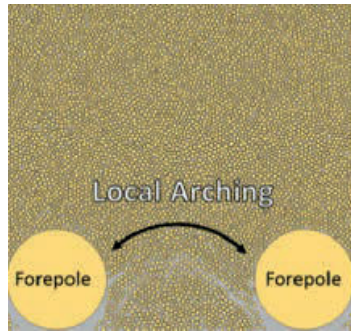


## 4.4 Numerisk beräkning

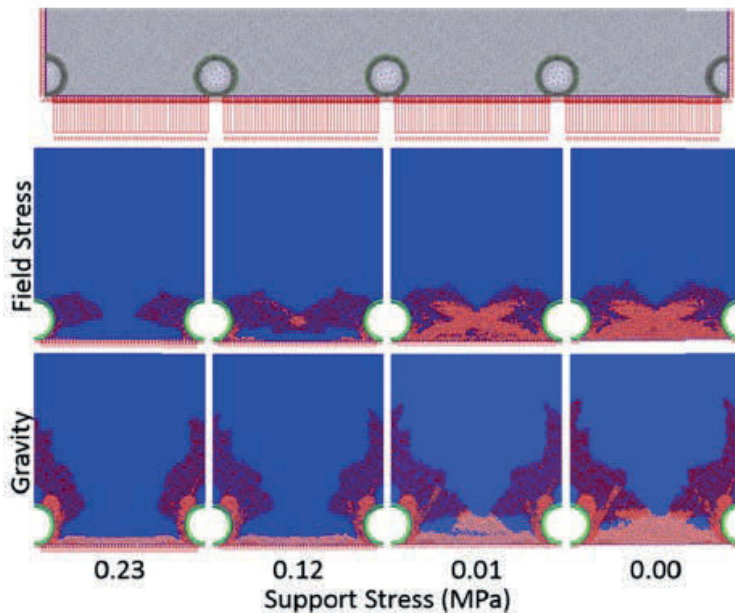
### 4.4.1 2D analyser

Det finns, baserat på författarnas erfarenhet, exempel på svenska tunnelprojekt där spiling analyserats numeriskt i 2D. Enligt litteraturen bör inte 2D analyser användas för att simulera spilingen korrekt (ex. Volkmann & Schubert, 2007; Peila, 2013). Genom att genomföra enkla globala 2D exempel konkretiserade Oke m.fl (2014a) att resultat från en 2D analys inte kommer att fånga upp valvbildningen mellan spilingelement, bergspänningens ändring längs med spilingelementet, spilingelementets respons i längsled eller effekten av sekventiellt/stegvis uttag.

Lokala tvärprofiler i 2D kan däremot användas för att utreda optimalt avstånd mellan spilingelement (Doi m.fl., 2009). Maximalt avstånd mellan spilingelementen styrs av den lokala valvbildning som skapas, enligt exempel i Figur 51. I resultaten från arbetet utfört av Doi m.fl. (2009) hade kohesionen en mycket större påverkan på valvbildningen än friktionvinkeln för materialet. I Oke m.fl., (2014a) studeras en förenklad modell med homogent material i programvaran Phase2 och en avancerad sprickmodell. Resultat från den förenklade modellen visas för två spänningsfall och för 114 mm rör med avståndet 50 cm i Figur 52. I den förenklade kontinuummodellen kan inte material falla ut mellan spilingrören. Däremot kan områden med dragspänning identifieras som i teorin kan tolkas som material som kan falla ut.



**Figur 51.** Illustration över lokal valvbildning mellan spilingelementen (från Doi m.fl., 2009).

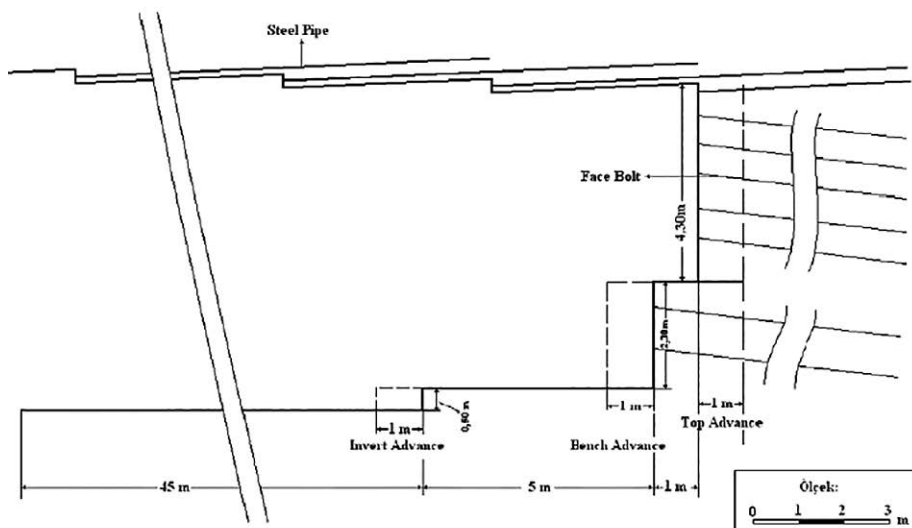


Figur 52. Resultat från analys i Phase2 för homogent material. Bild upptill visar randvillkor för modellen (från Oke m.fl., 2014a).

#### 4.4.2 3D analyser

Rörskärmar och deras effekt på markrörelser har studerats för främst ytnära tunnlars i genomgående svagt berg eller jord. Yoo & Shin (2003) utförde experimentella försök och FEM (Finite Element Method) modellering (DIANA – DIplacement ANalyzer) som skulle motsvara en tunnel förstärkt med longitudinella rör. Att stutförstärka skulle enligt deras resultat kunna reducera deformationer vid front och marksättningar ovanför

tunneln. Klotoé & Bourgeois (2019) utförde FEM modellering (CESAR-LCPC) för att analysera effekten av rörskärm på marksättningar för en yt nära tunnel. Baserat på deras studie och val av studerade parametrar hade rörskärmen liten effekt på förväntade uppkomna sättningar. Effekten av att använda rörspiling och minska risken för markrörelser har studerats genom numerisk FEM modellering med Plaxis 3D Tunnel (Aksoy & Onargan, 2010). Resultaten från en oförstärkt respektive en förstärkt modell jämfördes. I modellen applicerades 9 meters rör med ett överlapp på 4 respektive 5 meter samt 12 meters bultar som stuffförstärkning med ett överlapp på 6 meter. Salvängden på övre galleriet, pallen och nedre pallen var 1 meter. Det övre galleriet drevs före pallen som i sin tur drevs innan nedre pallen, enligt Figur 53. Resultatet från beräknad markrörelse jämfördes med uppmätt markrörelse. Studien indikerade att en rörskärm tillsammans med stuffförstärkning kan reducera marksättningen med upp till 69% jämfört med en oförstärkt tunnel. Liknande FEM modellerings studie har genomförts av Morovatdar m.fl. (2020) där rörskärm ansågs kunna reducera marksättningar med upp till 76%. Det optimala förhållandet mellan överlapp och längd på spiling var enligt Morovatdar m.fl. (2020) 25% och vidare ansågs optimala spilinglängden vara 1.5 gånger tunneldiametern.



**Figur 53.** Uttagsstegen i analyserad tunnel (Aksoy & Onargan, 2010).

Song m.fl. (2013) utförde numeriska FEM och analytiska analyser för en rörskärm med stor diameter på spilingrören (60–114.3 mm). Känslighetsanalys genomfördes där installationsvinkel, diameter på rören och bergtäckning varierades för tre olika bergförhållanden. Säkerhetsfaktor mot nedböjning respektive skjuvning jämfördes mellan alla analyser och där säkerhetsfaktor mot nedböjning var mer kritisk än skjuvning. Därmed föreslogs att böjmoment skulle vara den primära indikatorn när man tolkar stabilitet för spiling.

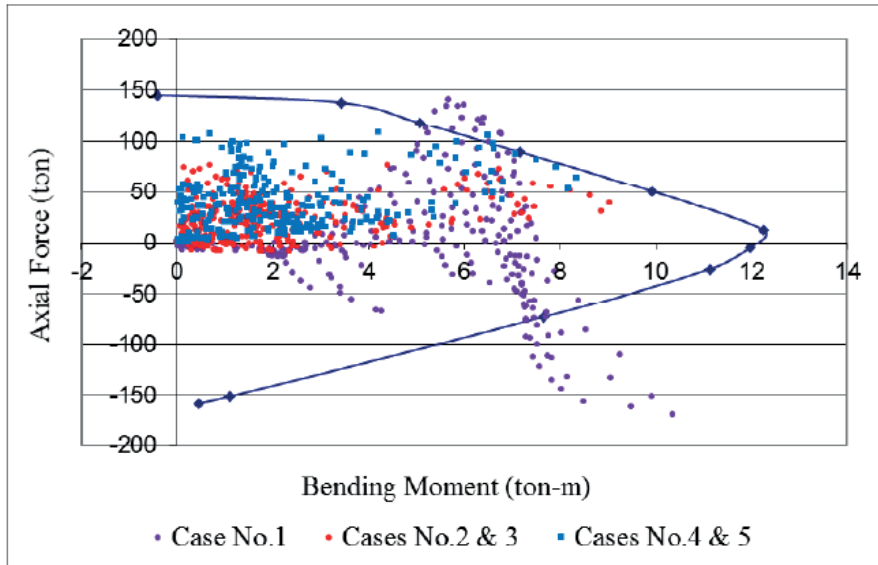
Oke m.fl. (2014a) utförde 3D numerisk diskontinuum analys i *FLAC3D* där spilingen antogs vara "pål-element" (PileSel element) som var sammankopplade med olika nodpunkter. Att analysera spiling som kabel-element (CableSel) ansågs inte representera egenskaperna hos en rörskärm och de laster som påverkar denna. PileSel var enligt flera källor det mest rimliga sättet att analysera rörskärm (Volkman & Schubert, 2006, Vlachopoulos & Diederichs, 2014). Det finns svårigheter med att ange exakta värden för exempelvis styvhetsparametrar och ingjutningsegenskaper i *FLAC3D* (Oke m.fl., 2014a).

Det finns även exempel där man valt FDM (finite difference method) modellering med *FLAC3D* för dimensionering eller att se effekten av rörskärm (ex. Avanesian & Mojtabei, 2017; Bagherzadeh m.fl., 2020; Elyasi m.fl., 2016). FDM modellering i *FLAC3D* har även tillämpats för svenska praktikfall med spiling (ex. Nya tunnelbanan och Förbifart Stockholm). I modellen som utfördes av Avanesian & Mojtabei (2017) genomfördes en känslighetsanalys av driftförstärkning som inkluderade, utöver rörskärm i tak, även bultar/rör i vägg och sprutbetong. Uttaget av tunneln gjordes sekventiellt och med installation av förstärkning mellan uttag. Moment-Normalkraftsdiagram tolkades för att utvärdera tillräcklig kapacitet från driftförstärkningen. Resultaten från analysen visare att tunneln inte skulle kunna gå att driva enbart med konventionell förstärkning med bultar, stålbågar och sprutbetong. För att ge tillräckligt med stabilitet under drivning krävdes förförstärkning med rörskärm samt ytterligare bultar längs sidorna i galleri och pall. Resultat från de analyser som Bagherzadeh m.fl. (2020) utfört indikerade att rörskärm minskade tunnelkonvergens med 49% jämfört med om den inte användes.

Qian m.fl. (2019) utförde säkerhetsfaktorberäkningar för "traditionell" plastisk analys (brott pga. överskriden drag- och töjhållfasthet) i *FLAC3D* med en för studien utvecklad pseudo-plastisk analys (brott pga. överskriden tillåten axiell- och böj deformation). I den pseudo-plastiska analysen utgick de från axiell deformationsmodell och vinkeländringsmetoden för att fånga upp samverkan mellan jord och stålrör. Ett av resultaten var att den optimala rörlängden var 0.2–0.7 gånger tunnelns höjd vid användande av "traditionell" analys och 0.3 till 0.6 gånger tunnelns höjd vid användande av pseudo-plastisk analys.

#### 4.4.3 Moment-Normalkrafts-diagram (M-N)

Utvärderingen av resultat från numerisk modellering görs ofta med hjälp av moment-normalkraftsdiagram (ex. Avanesian & Mojtabei, 2017). Exempel på diagram visas i Figur 54 och där punkter utanför den blå kurvan ska tolkas som att de överskrider kapacitet, dvs. instabila, medan de punkter som är innanför kurvan är stabila.



**Figur 54.** Exempel moment-normalkraftsdiagram baserat på en känslighetsanalys för 5 olika driftförstärkningsfall (Avanessian & Mojtabei, 2017).



## 5. DISKUSSION

### 5.1 Nomenklatur och rådgivande dokument för spiling

Litteratur- och praktikfallsstudien har visat att det behövs en tydlighet angående nomenklatur och definition av vad som är spiling. Spiling som enskilt ord säger inget om användning, förväntad funktion och verkningssätt. Definitionen och särskiljningen mellan olika typer av spiling kan som i Oke m.fl. (2014b), vara kopplad till längd på spiling och integrering med bergmassan. Däremot anser författarna att den framtagna nomenklaturen i Oke m.fl. (2014b) blir svårtolkad eftersom den innehåller förkortningar som i sin tur måste förtydligas.

Generellt föreslås i sammanhang där man tagit beslut om att installera spiling att följande ska finnas med i beskrivningen:

- Dess funktion och verkningssätt för den specifika situationen.
  - Beskriv vilken karaktär och förväntat beteende som bergmassan har.
  - Beskriv trolig brottmekanism för bergmassan.
  - Beskriv eventuell vattenförekomst och identifieras risk med vattenproblematik.
- Typen och dimension på spiling, dvs bult, rör eller självborrande stag.
- Ingjutning eller inte och om spilingen är ingjuten beskriva på vilket sätt den är ingjuten. Hur installationen utförs är främst viktigt att beskriva om spilingen installeras i byggskede vid en oförutsedd händelse. Det bör förtydligas om den exempelvis är ingjuten i injekteringshålen eller om installation sker separat från injektering.
- Om spilingen klassas som temporär förstärkning eller om den ingår i den permanenta förstärkningen.
- Eventuell samverkan med annan typ av förförstärkning, såsom jetgrouting eller förförstärkning i front.
- För rörskärm, beskriv om installationen sker med enkel rad i skärm eller med två rader (dubbel rörskärm).

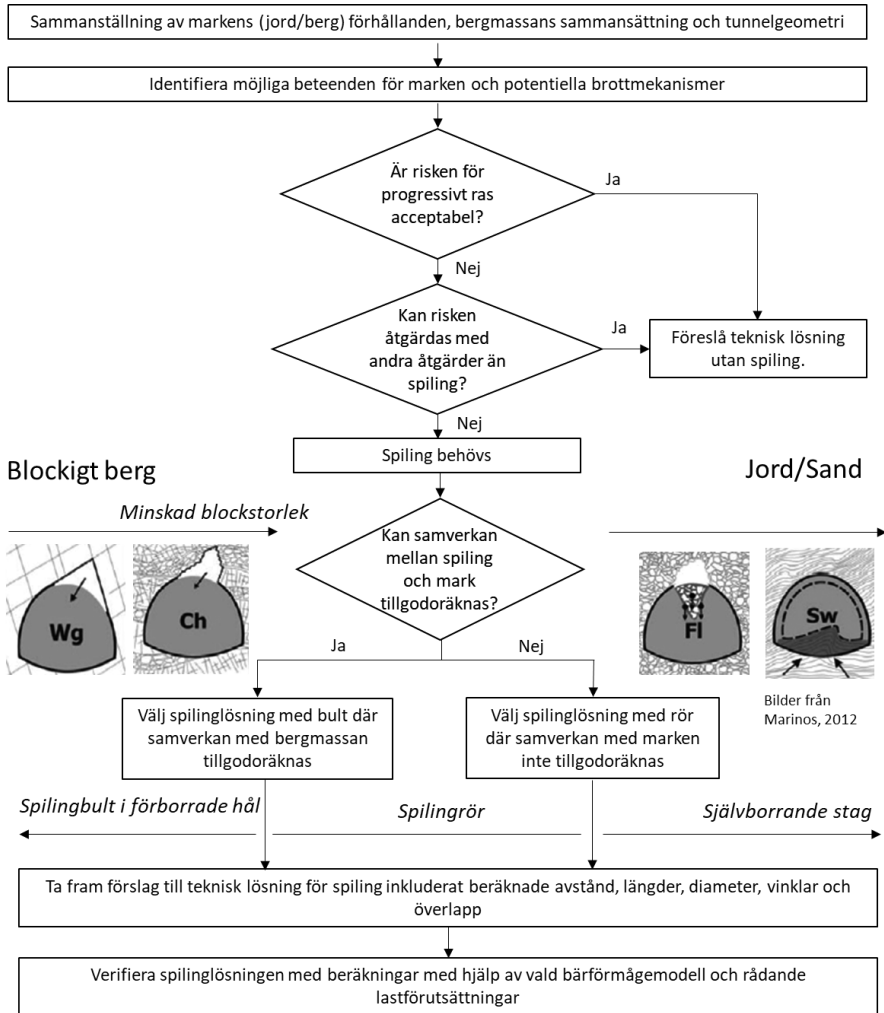
I det nuvarande svenska rådgivande dokumentet "Projektering av bergkonstruktioner" (Trafikverket, 2019) ges inga beräkningssätt eller anvisningar till de parametrar som bör beaktas vid dimensionering av spiling. Det finns därmed ett behov av rådgivande dokument för spiling, speciellt eftersom det för de praktikfall som studerats inte finns någon gemensam röd tråd baserat på dimensioneringsstrategi, steg i beslut vid dimensionering eller val av angreppssätt och beräkningsmetod. I nästa kapitel ges förslag på övergripande principer för dimensioneringsstrategi som kan fungera som en grund och del i framtagande av rådgivande dokument. Temporär förstärkning är på väg att inkluderas i Eurokod. Vidare finns planer, för närvarande på Europnivå att inkludera bergtunnlar i Eurokod. Att den svenska bergbranschen har rekommendationer och förslag på dimensioneringsstrategier för spiling i typiska fennoskandiska hårda bergmassor blir därmed viktigare. Om Eurokod ska tillämpas blir frågan för en temporär förstärkningskonstruktion vilket gränstillstånd som ska väljas för dimensionering. Med

hänsyn till att spilingen installeras framför front och innan drivning är frågan om dimensioneringen ska utföras med hänsyn till brottgränstillstånd, bruksgränstillstånd eller möjligen olyckslast.

## **5.2 Övergripande principer för dimensionering av spiling**

Den utförda genomgången visar att det finns några övergripande principer som bör användas vid dimensionering av spiling. Principerna redovisas på ett illustrativt sätt i det flödesschema som redovisas i Figur 13 i kapitel 3.2 för Mälarpassagen mellan Sättra och Kungshatt i Förbifart Stockholm, men figuren har kompletterats ytterligare med specifika moment som rör spiling. De övergripande principerna illustreras i Figur 55 och parallellt med principerna utförs en riskbedömning för alla steg. Principerna har bland annat beskrivits av Palmström och Stille (2007) och Stille och Palmström (2008).





**Figur 55.** Övergripande principer vid dimensionering av spiling i projekteringskedje.

Vid all bergmekanisk dimensionering krävs en förståelse kring vilket beteende som bergmassan kan förväntas uppvisa vid drivningen av tunneln. Detta beteende beror på en kombination av bergmassans sammansättning, förhållanden i bergmassan och tunnels egenskaper. Förhållanden i bergmassan som måste beaktas är bl.a. grundvattenförhållanden, bergtäckning, spänningsförhållanden och orientering av sprickgrupper i förhållande till tunnelns orientering. Egenskaper hos tunneln som måste beaktas är bl.a. dess storlek och utformning.

Huruvida en teknisk lösning med spiling behövs eller inte avgörs av om risken för ett progressivt ras vid drivningen av tunneln är oacceptabelt hög. För vissa typer av projekt är konsekvenserna vid ett ras under drivning mycket höga, till exempel vid undervattenpassager eller vid drivning i tätbebyggda områden. Den acceptabla sannolikheten för ett progressivt ras blir i dessa fall mycket låg. Begreppet "stand-up time", dvs hur länge en tunnel kan stå oförstärkt, är i dessa fall avgörande. För att öka tiden som tunneln kan stå oförstärkt kan salvlängden kortas och tunneltvärsnittet delas upp och tas ut i mindre sektioner. När inte detta bedöms tillräckligt för att kunna säkra uttag av tunneln utan att risken för ett progressivt ras är oacceptabelt hög måste spiling (eller annan metod) användas. Detta beslut, huruvida spiling behövs eller inte, baseras på förväntat beteende hos bergmassan, tidigare erfarenheter och en ingenjörsmässig bedömning.

När det beslutats att någon typ av spiling krävs är nästa beslut att bestämma vilken typ av spiling som ska användas. Den genomförda litteraturstudien visar att det finns två principiellt olika förstärkningsprinciper att välja på. Den första principen är att använda sig av ingjutna spilingbultar som samverkar med bergmassan enligt samma princip som för en armerad betongbalk. Principen kräver emellertid en bergmassa av blockig natur och en inte alltför dålig kvalitet av bergmassan. För att nyttja bulten på bästa sätt måste också berg finnas kvar på båda sidor av bulten. Vid sprängning eller skrotning finns en risk att spilingbultarna blottas mot tunnelsidan. De bär då i första hand genom sin momentupptagande kapacitet och inte genom en dragbelastning. Sprängningen och skrotningen måste därför utföras skonsamt om denna princip används. Den andra principen bygger på att spilingen bär genom sin momentupptagande förmåga. Denna princip används i första hand i bergmassor av mycket dålig kvalitet och för att uppnå erforderlig bärförmåga är det vanligt att grövre rör används. Eftersom hålen lätt faller igen vid dålig bergkvalité används i många fall självborrande stag eller så offras kronan efter borring.

När lämplig principiell spilinglösning valts kan därefter ett förslag till teknisk lösning tas fram, vilken därefter verifieras genom beräkningar. En viktig aspekt vid utformningen av den tekniska lösningen är cc-avståndet mellan de enskilda spilingelementen, vilken i huvudsak bestäms av blockstorleken och kraven på erforderlig bärförmåga. Normalt bör avståndet inte överstiga 3 gånger den genomsnittliga blockstorleken för att kunna uppnå valvverkan mellan elementen. Det är därför inte lämpligt att installera spiling i ren friktionsjord eftersom den då kan rinna mellan rören, jämför exempelvis incidenten vid Maria Magdalena kyrka beskriven i kapitel 3.3. Om jord eller bergmassa av mycket dålig kvalitet däremot har kohesiva egenskaper kan lösningen fungera.

Verifieringen av den tekniska lösningen genom beräkningar kräver att både lastförutsättningar och bärförmåga beaktas genom lämplig modell, vilket diskuteras mer utförligt i efterföljande delkapitel. Det är viktigt att verifiera att dels kapaciteten för själva spilingen är tillräcklig och dels att upplagen kan ta upp verkande upplagskrafter. Mot stuff måste stabiliteten kontrolleras för upplagskrafterna och erforderlig förankring in i bergmassan säkerställas. Vid utfall i stuff riskerar upplaget att gå förlorat, vilken kan initiera ett progressivt ras. Upplag i tunneln säkras normalt med sprutbetong och/eller gitterbågar. Vid flacka tunneltak där belastningen inte kan föras över direkt via en tryckt bäge kan en upphängning av upplagskrafterna istället utföras med bergbult. I dessa fall är

det viktigt att säkerställa en tillräcklig längd på bulten så att de förankras i det fasta berget ovanför löskärnan. Upphängning av upplagskrafterna användes bl.a. i Mälarpassagen mellan Sättra och Kungshatt i Förbifart Stockholm, se kapitel 3.2. Normalt är dock en tryckt båge av betong att föredra, men den kräver ett mer spetsigt tunneltak för optimal funktion.

Under hela arbetet med att identifiera potentiella brottmekanismer samt verifiera den tekniska lösningen med beräkningar görs parallellt en riskbedömning, där risker identifieras, analyseras och utvärderas för att kunna ta ställning till hur de ska behandlas.

Under själva byggskedet görs fortlöpande kontroll av projekteringsförutsättningarna och en slutlig teknisk lösning väljs. Bergkonstruktionens beteende observeras därefter under det fortsatta uttaget av tunneln. Om förutsättningar för designens giltighet inte är uppfyllda eller om konstruktionen inte beter sig som förväntat betraktas detta som en oförutsedd händelse och en ny design genomförs som är anpassad till de oförutsedda dimensioneringsförutsättningarna. Om beteendet är som förväntat betraktas den tekniska lösningen som slutligt verifierad.

Generellt är de övergripande principerna för dimensionering av spiling väl beskrivna i litteraturen, de främsta svårigheterna ligger i att: (i) kunna bestämma när spiling behövs, (ii) att välja korrekt teknisk lösning som fungerar för de rådande förhållandena, samt (iii) kunna uppskatta dimensionerande last och (iv) ställa upp en acceptabel bärförmågemodell och beräkningsmetod. Bärförmågemodellens modellosäkerhet och dess inverkan på dimensioneringen i kombination med övriga osäkerheter kopplade till bergmassan innebär emellertid att brottsannolikheten är svår att bestämma. Det innebär även att det är svårt att bedöma om den genomförda dimensioneringen är förknippad med en oacceptabel risk. Val av bärförmågemodell och beräkningsmetod och behovet av forskning kring dessa områden diskuteras därför mer utförligt i efterföljande kapitel.

### 5.3 Beräkningsmetoder

I förstudiens sammanställning har exempel på analytiska och numeriska beräkningsmetoder som används inom främst svensk dimensionering av spiling beskrivits. Förstudien visar att projekteringen av spiling skiljer sig åt och att man valt olika beräkningsmetoder, elementarfall och belastningsfall för samma förväntade beteende hos bergmassan. Utöver de praktikfall som beskrivs i detalj finns andra praktikfall där liknande tekniska lösningar är framtagna och som författarna har erfarenhet eller kännedom om, men som inte fått tillstånd att publiceras.

Verifieringen av den tekniska lösningen genom analytiska beräkningar kräver att lastförutsättningar, aktuell brottmekanism och bärförmåga beaktas genom lämplig modell. Vilka dimensionerande materialegenskaper på spilingen som man valt i olika praktikfall styrs till stor del av bedömningen om detta är en temporär förstärkning som tar last under kort tid eller om det är en förstärkning som bär last under längre tid. För att välja lämpligt elementarfall vid beräkning enligt klassisk balkteori behöver exempelvis upplagens funktion och verkningssätt bestämmas. Själva upplagen har inte tagits upp i

detta arbete, men även för dessa finns ett behov av sammanställning på hur man dimensionerar och hur man följer upp den framtagna tekniska lösningen i byggskedet.

Materialparametrar generellt, både avseende relevanta materialparametrar för lösbergsmassor och omgivande berg men även parametrar som beskriver spilings samverkan med berget är svåra att bedöma. För att utföra analys med numerisk metod krävs att man har tillräcklig information om egenskaper på berg-/jordmaterialet för att modellera lastförutsättningar och rätt brottmekanism. Vidhäftning, friktionsvinkel och kohesion är exempel på parametrar som bedöms som svåra att ansätta värden på i numeriska analyser. Enligt Andersson m.fl. (2011) så är själva beräkningsmetoden vid spilingberäkning och dess noggrannhet inte avgörande för resultatet. Det som är utslagsgivande är tolkningen och antagandena av bergets respektive jordens hållfasthetsparametrar längs tunnelsträckan. För att fånga upp variationen av hållfasthetsparametrar föreslog de känslighetsanalys med exempelvis FEM-analys.

En kvarstående fråga som kräver fortsatt arbete är när bör dimensionering av spiling utföras med analytiska och/eller numeriska metoder? Förslagsvis bör fortsatt arbete inkludera ett eller flera praktikfall som analyseras med lämpliga angreppssätt. Med numerisk modellering kan analyser med fall motsvarande de analytiska metoderna avseende laster och elementarfall utvärderas samt användas för att studera effekten av fast inspänning eller fritt upplagd. Resultaten från studien får sedan visa på skillnader och känslighet för val av angreppssätt. Vilka modellosäkerheter som finns måste beaktas. Genom att inkludera val av parametervärden i ovanstående förslag på studie fås även resultat från en känslighetsanalys av valda materialegenskaper. Ett ytterligare steg mot att fånga upp variation är genom sannolikhetsbaserad dimensionering.

Eftersom spilingen installeras framför front utsätts den, i jämförelse med permanent förstärkning som installeras i tunneln, för alla deformationer orsakade av bergguttaget. Sammanställningen har visat att numerisk modellering i 2D inte fångar upp denna 3D effekt, speciellt inte om tunneln drivs med delad front (vilket är vanligt i komplexa passager). Modellering av hur spiling belastas med hänsyn till drivningssätt och delad gavel bör enligt sammanställningen studeras med en numeriskt 3D-modell. Däremot rekommenderas det att använda 2D modellering för att dimensionera röravstånd. Den lokala valvverkan har studerats i 2D modeller för egenskaper motsvarande jord och sand men det finns inget officiellt publicerat som visar liknande resultat för ett sprickigt berg. För sprickigt berg bör den lokala valvverkan studeras med 2D modeller, för att studera blockstorlek och dess koppling till valvverkan och därmed bedöma behov av antingen bult eller rör samt avstånd mellan dessa.

#### **5.4 Aspekter vid val av teknisk lösning**

I projekteringskedet är det viktigt att ta höjd för hur den föreslagna tekniska lösningen kan tänkas påverka byggskedet men även relativt andra tekniska discipliner. Nedan listas några av de aspekter som kommit fram under förstudien samt vid kontakt med entreprenörer och branschfolk vid höstseminariet om spiling (november 2022). Vid dimensionering av spiling bör följande aspekter beaktas:

- Injektering (Har framtagen teknisk lösning tagit hänsyn till injektering? Hur påverkas framtagen injekteringslösning, med hänsyn till placering, längd, riktning, lutning av spiling). Arbetsmiljö vid installation av långa bultar. (Det är arbetsmiljömässigt tungt och slitsamt att installera 32 mm bult (ca 6-7 kg/m). Det är sällan eller aldrig som det finns maskiner för att installera dessa bultar. Långa bultar med  $\varnothing$  32 mm föreslås inte projekteras om de ska installeras manuellt eftersom de både blir tunga och svåra att trycka in i hål som är fyllda med bruk. Arbetsmiljömässigt är det istället mer fördelaktigt att sätta bult med mindre diameter tätare (25 mm väger kring 4 kg/m). Vidare finns risk att långa bultar börjar svaja, som dels gör det svårt att träffa bulthålet men som även riskerar att skapa åksjuka för de som står i skyliften och jobbar). Investeringskostnad och tidsåtgång vid specialmaskiner. (Installation av rör kräver specialmaskiner.
- Investeringskostnad för specialmaskiner utgör en kännbar kostnad för anläggningsdelen. Vidare ger installation av rör en extra tidsåtgång jämfört med enklare förstärkningsinstallationer. Om det finns kvarstående stora osäkerheter i byggskedet (ex. berget är mycket varierat och omfattningen av förundersökning varit bristfällig samt att det är låg kännedom om bergmassans verkliga respons på bergguttagen) föreslås tydliga tullgränser, kontrollprogram och tillämpning av aktiv design samt observationsmetoden i byggskedet. Ett bra exempel på lämpligt och transparent arbetssätt i byggskede var i episyenitområdet i nya tunnelbanan (kapitel 3.4).



## 6. SLUTSATSER OCH REKOMMENDATION FORTSATT ARBETE

### Slutsatser:

- Litteratur- och praktikfallsstudien har visat att det behövs en tydlighet angående nomenklatur och definition av vad som vi benämner som spiling.
- Vid val av spiling som teknisk lösning bör följande beskrivas (i) funktion och verknings sätt, (ii) typ och dimension, (iii) ingjutning, (iv) samverkan med annan förstärkning och (v) installation.
- I projekteringen av spiling är det viktigt att ta hänsyn till bland annat följande aspekter gentemot andra discipliner och i byggskedet: injektering, arbetsmiljö, investeringskostnad och tidsåtgång.
- Det saknas nationellt rådgivande dokument för dimensionering av spiling och flödesscheman för beslutsfattande kring om, var och när spiling bör installeras. Det finns därmed ett behov av rådgivande dokument för spiling. Baserat på förstudien har ett principiellt flödesschema som bör användas vid dimensionering av spiling tagits fram. Det principiella flödesschemat kan nyttjas som underlag i framtida rådgivande dokument.
- Förstudien visar att projekteringen av spiling skiljer sig åt och att man valt olika beräkningsmetoder, elementarfall och belastningsfall för samma förväntade beteende hos bergmassan.
- Materialparametrar generellt, både avseende relevanta materialparametrar för lösbergsmassor och omgivande berg, men även parametrar som beskriver spilingens samverkan med berget är svåra att bedöma.
- Modellering av hur spiling belastas med hänsyn till drivningssätt och delad gavel bör enligt förstudiens sammanställning studeras med en numerisk 3D-modell.
- Numerisk 2D modellering bör användas för att studera valvverkan och för att dimensionera röravstånd.

### Fortsatt arbete:

- Kopplat till modellosäkerhet föreslås att följande studier utförs:
  - Använda ett eller flera praktikfall – tillämpa analytisk och numerisk beräkning och se skillnader i resultat. Med numerisk modellering kan analys med fall motsvarande de analytiska metoderna avseende laster och elementarfall utvärderas samt att studera effekten av fast inspänning eller fritt upplagd.
  - Komplexa passager (berg med egenskaper som inte går att mäta) har stora osäkerheter och variation i egenskaper. Genom att inkludera val av parametervärden i ovanstående förslag på studie fås även resultat från en känslighetsanalys av valda materialegenskaper som kan bidra till en ökad förståelse för val och påverkan av parametrar och materialegenskaper.
  - Ett ytterligare steg mot att fånga upp variation är genom sannolikhetsbaserad dimensionering.

- Själva upplagen, såsom sprutbetong- och gitterbågar, har inte tagits upp i detta arbete, men även för dessa finns ett behov av sammanställning på hur man dimensionerar och hur man följer upp den framtagna tekniska lösningen i byggskedet.
- Lokal valvverkan bör studeras för sprickigt berg i 2D modeller för att studera blockstorlekens koppling till valvverkan och därmed behov av antingen bult eller rör samt avstånd mellan dessa.
- Fortsatt arbete medför naturligt revidering och modifiering av de övergripande principerna vid dimensionering som finns presenterade i denna förstudie.



## 7. REFERENSER

- Aksoy, C.O. & Onargan, T. 2010. The role of umbrella arch and face bolt as deformation preventing support system in preventing building damages. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 25: 553–559.
- Andersson, H., Borchardt, P. & Dalmalm, T. 2011. Bergtunnel utan bergtäckning. **Fjellsprengningsdagen 2011**, NFF, s. 30.1-30.10.
- Avanessian, A.B. & Mojtabei, N. 2017. A Numerical Study of Pipe Roofing Umbrella Arch Pre-Reinforcement Method in Tunnels (A Case Study: Tunnel No.10 of the Ghazvin-Rasht Railroad). *American Rock Mechanics Association ARMA* 17-271
- Bagherzadeh, P., Goshtasbi, K. & Kashef, M. 2020. Umbrella arch method performance, structural behavior and design elements utilizing in collapsing zones. *Environmental Earth Sciences* (2020) 79:521
- Bieniawski, Z.T. 1976. “Rock Mass Classification in Rock Engineering.” In: Bieniawski, Z.T., Ed., *Symposium Proceedings of Exploration for Rock Engineering*, 1, 97-106.
- Bjerin, L. & Palmqvist, K. 2001. Tunneldrivning genom jetpelarförstärkta områden inom södra länken. **Bergmekanikdagen 2001**.
- Carlsson, A. & Christiansson, R. 2007. Construction experiences from underground works at Forsmark. Compilation report. SKB Rapport R-07-10. Svensk Kärnbränslehantering AB. ISSN 1402-3091.
- Doi Y, Otani T, Shinji M. The optimum distance of roof umbrella method for soft ground by using PFC. In: Ma GW, Zhou YX, editors. *Analysis of Discontinuous Deformation: New Developments and Applications*. Singapore: Research Publishing Services; 2009. p. 461-8.. Från Oke m.fl., 2014a.
- Edelbro, C., Perman, F. & Johansson, F. 2023a. Spiling in unstable tunnel sections – a benchmark and case study review. **Proceedings of the NROCK 2023 The IV Nordic Symposium on Rock Mechanics and Rock Engineering**. Reykjavik, May 24–26, 2023.
- Edelbro, C., Andersson, C. & Shirzadegan, S. 2023b. Process från förundersökning till utfört bergarbete i episyenit. **Bergmekanikdagen 2023**. Stockholm: Svenska Bergteknikföreningen och författarna.

- Elyasi, A., Javadi, M., Moradi, T., Moharrami, J., Parnian, S. & Amrac, M. 2016. Numerical modeling of an umbrella arch as a pre-support system in difficult geological conditions: a case study. *Bull Eng Geol Environ* 75:211–221. DOI 10.1007/s10064-015-0738-5.
- Eriksson, M., Bertilsson, R., Sjöberg, J., Mas Ivars, D. & Lope Álvarez, D. 2016. Tunneldrivning i heterogena förhållanden – översiktlig studie av styrande egenskaper avseende deformationer, BeFo Rapport 150, ISSN 1104-1773, Stockholm, 87 p.
- Eriksson, M. & Fransson J. 2022. Komplexa passager i Västlänken. Muntlig presentation vid svenska bergmekanikgruppens höstseminarium 2022, Stockholm, WSPs lokaler, 2022-11-23.
- FHWA. 2009. Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels — Civil Elements. Publication No. FHWA-NHI-10-034. Federal Highway Administration December 2009.
- Formelblad, lastfall och tvärsnittsdata i kursen Materialmekanik VSMA10 vid Lunds Tekniska Högskola
- Franzén, T. 2003. Betonginklädnad av tunnlar. Tekniköversikt-Förstudie. SveBeFo Rapport 62.
- Gaál, G. & Gorbatshev, R. 1987. An outline of the Precambrian Evolution of the Baltic Shield. *Precambrian Research* 35: 15-52.
- Harazaki, I., Anon, H., Matsuda, A., Aoki, T. & Hakoishi, Y. 1998. Field observation of large supported by umbrella method: case of Maiko Tunnel in Kobe, Japan. Tunneling and Metropolises, **Proceedings of the world tunneling congress**, 1009–1014.
- Hisatake, M. & Ohno, S. (2008) Effects of pipe roof supports and the excavation method on the displacements above a tunnel face. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol. 23, pp.120-127.
- Hjälmbacken, P.-Å. & Söderberg, C. J. 2011. Södermalmstunneln – en utmaning. Svenska Bergteknikföreningen. **Bergteknik (BK-Dagen)** 2011.
- Hoek, E. & Brown, E. T. 1997. Practical Estimates of Rock Mass Strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34, No. 8, pp. 1165-1186.

- Hoek, E. & Karzulovic, A. 2001. Rock Mass Properties for Surface Mines. Slope Stability in Surface Mining (eds. W. A. Hustrulid, M. K. McCarter, D.J.A. Van Zyl), Chapter 6, pp. 59-69. Littleton: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME).
- Hogård, P. 1993. Bergbyggande och grundvattenproblem. Föredrag Bergmekanikdag 1993. Stiftelsen Bergteknisk Forskning BeFo. **Bergmekaniskt Diskussionsmöte** i Stockholm 18 mars 1993.
- Holmøy, K.H. & Aagaard, B. 2002. Spiling bolts and reinforced ribs of sprayed concrete replace concrete lining. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 17:403–413.
- Hun, Y.C. 2011. Stability and collapse mechanisms of unreinforced and forepole-reinforced tunnel headings. PhD Thesis Department of civil and environmental engineering, National University of Singapore.
- Itasca (Itasca Consulting Group, Inc). 2019. FLAC3D - Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three-Dimensions, Ver. 7.0. Minneapolis: Itasca.
- John, M., & Mattle, B. (2002). Design of tube umbrella. Magazine of the Czech **Tunnelling Committee and Slovak Tunnelling Association**, 3. [I Oke, 2016]
- Klotoé, CH. & Bourgeois, E. 2019. Three dimensional finite element analysis of the influence of the umbrella arch on the settlements induced by shallow tunneling. *Comput Geotech* 110:114–121.
- Lei, M., Peng, L. & Shi, C. 2014. Calculation of the surrounding rock pressure on a shallow buried tunnel using linear and nonlinear failure criteria. *Automation in Construction* 37, 191–195. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2013.08.001>.
- Li, C. 2017. Principles of rockbolting design. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 9, 396-414.
- Lukic, D. & Zlatanovic, E. 2019. Load analysis in construction of tunnels by the pipe umbrella system. **7<sup>th</sup> international conference. Contemporary achievements in civil engineering** 23-24. April 2019. Subotica, Serbia. DOI: 10.14415/konferencijaGFS2019.057.
- Morovatdar, A., Palassi, M. & Ashtiani, R. S. 2020. Effect of pipe characteristics in umbrella arch method on controlling tunneling-induced settlements in soft grounds. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 12 (2020) p 984-1000.

- Moses, G.K. & Malik, A. 2019. Analytical procedure to decide forepoling specifications for underground structures. **Vietrock2019** an ISRM specialized conference. 22-24 November 2019, Hanoi, Vietnam.
- NGI, 2015. Using the Q-system – Rock mass classification and support design. NGI Handbook, Oslo, 2015.
- Nilsen, B. & Palmstrøm, A., 2000. Handbook No 2, Norwegian Group 727 for Rock Mechanics. The Q-system, pp. 146–149.
- Oke, J., Vlachopoulos, N. & Diederichs, M.S. 2014a. Numerical analyses in the design of umbrella arch system. *J Rock Mech Geotech Eng* 6(6):546–564.
- Oke, J., Vlachopoulos, N. and Marinos, V. 2014b. Umbrella Arch Nomenclature and Selection Methodology for Temporary Support Systems for the Design and Construction of Tunnels. *Geotech Geol Eng*, 32:97–130.
- Oke, J. 2016. Determination of nomenclature, mechanistic behaviour, and numerical modelling optimization of umbrella arch systems. PhD thesis. Department of Geological Sciences & Geological Engineering, Queen’s University Kingston, Ontario, Canada.
- Oreste, P.P. & Peila, D. 1998. A new theory for steel pipe umbrella design in tunnelling. **Proc. of International Tunnel Congress “Tunnel and Metropoles”**, San Paolo. pp.1033-1040, 1998.
- Palmström & Stille. 2007. Ground Behaviour and Rock Engineering Tools for Underground Excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22, 363-376. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.03.006>.
- Peila, D. 2013 Forepoling design. In: Ground Improvement, Pre-support and Reinforcement Short Course. Geneva: *International Tunnelling and Underground Space Association* (WTC 2013); 2013. (I Oke m.fl., 2014a).
- Peila, D. & Pelizza, S. 2003. Ground reinforcing and steel pipe umbrella system in tunnelling. In: Kolymbas D (ed) *Rational tunneling: advances in geotechnical engineering and tunnelling*. Logos Verlag Berlin, Innsbruck, pp 93–132.
- Plaxis. 2017. Plaxis 2D Reference Manual, 2017.
- Potvin, Y. and Hadjigeorgiou, J. 2020. *Ground support for underground mines*. Australian Centre for Geomechanics, ISBN: 978-0-9876389-5-3.

- Qian, Z., Zou, J., Pan, Q. & Dias, D. 2019. Safety factor calculations of a tunnel face reinforced with umbrella pipes: a comparison analysis. *Eng Struct* 199:109639.
- Ranjbarnia, M., Rahimpour, N. & Oreste, P. 2018. A simple analytical approach to simulate the arch umbrella supporting system in deep tunnels based on convergence confinement method. *Tunnelling and Underground Space Technology* 82 (2018) 39–49.
- SGU. 2018. Sveriges Geologiska Undersökning (2018).  
<https://www.sgu.se/produkter/kartor/kartgeneratorm/>
- Singh, B. & Goel, R.K. 2011 Engineering Rock Mass Classification. Elsevier Inc. Publication, Amsterdam, 364 p
- Song, K.I., Cho, G.C., Chang, S.B. & Lee, I.M. 2013. Beam-spring structural analysis for the design of a tunnel pre-reinforcement support system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 59:139-50.
- Stille, B., Johansson, F., Rios Bayona, F., Batres Estrada, R. & Roslin, M. 2019. Stockholm Bypass Project - Passage under Lake Mälaren. **Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art- Proceedings of the WTC 2019 ITA-AITES World Tunnel Congress** (WTC 2019), May 3-9, 2019, Naples, Italy / [ed] Daniele Peila, Giulia Viggiani, Tarcisio Celestino, London: CRC Press, 2019, s. 1569-1578
- Stille, B & von Matérn, M. 2003. Dimensionering av 'spiling' under Rosenlundshuset, Götatunneln. **Bergmekanikdag 2003 — Föredrag (Stockholm, Mars 2003)**, s. 79–89. Stockholm: SveBeFo.
- Stille, H. & Palmström, A. 2008. Ground behaviour and rock mass composition in underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23, pp. 46–64.
- Strømsvik, H, Grøv, E & Andersson, H. 2016. Rørskjerm – dimensjonering og design. **Bergmekanikdagen 2016**.
- Sturk, R., Annertz, K. & von Matérn, M. 2005. Tunnelling through a regional weakness zone with extremely poor rock at the Hallandsås Project. **Bergmekanikdagen 2005 — Föredrag (Stockholm, Mars 2005)**, s. 149-159.

- Sturk, R. & Brantmark, J. 1998. Rock mechanical aspects on tunnelling through extremely poor rock at Hallandsås. **Bergmekanikdagen 1998** — Föredrag (Stockholm, Mars 18). ISSN 0281-4714.
- Stålhös, G. 1969. Beskrivning till Stockholmstraktens Berggrund. SGU BA 24.
- Söder & Åkerlind, 2022. Muntlig presentation vid svenska bergmekanikgruppens höstseminarium 2022, Stockholm, WSPs lokaler, 2022-11-23.
- Tenne, M. & af Forselles, T. 2000. 12 tunnelmynningar med liten bergtäckning, Kallhäll – Kungsängen. **Bergmekanikdagen 2000**, Stockholm.
- Terzaghi, K. 1946. Introduction to tunnel geology. In R.V. Proctir & T.L. White (Eds), Rock tunnelling with steel supports (p.271). Youngstown, OH: Commercial Shearing & Stamping Co.
- Trafikverket. 2019. Projektering av bergkonstruktioner. Publikationsnummer: 2019:062. Version 1.1 publiceringsdatum 2019-02-05.
- Tunçdemir, H., Aksoy, C.O., Güçlü, E. & Özer, S.C. 2012. Umbrella arch and forepoling support methods: a comparison. **Rock Engineering and Technology for Sustainable Underground Construction Eurock 2012 – the 2012 ISRM International Symposium**, 28-30 May 2012, Stockholm, Sweden. BeFo and ISRM, 2012.
- Vlachopoulos, N & Diederichs, MS. 2014. Appropriate uses and practical limitations of 2D numerical analysis of tunnels and tunnel support response. *Geotechnical and Geological Engineering* 32(2):469-88.
- Volkman, G.M. & Schubert, W. 2006. Contribution to the design of tunnels with pipe roof support. In: Rock mechanics in underground construction: ISRM international symposium 2006: **4th Asian rock mechanics symposium**. Singapore: World Scientific Pub. Co. Inc.
- Volkman, G.M. & Schubert, W. 2007. Geotechnical model for pipe roof supports in tunneling. In: **Proceeding of the 33rd ITA-AITES World tunneling congress, underground spaced the 4th dimension of metropolises**. London: Taylor & Francis Group; p. 755-60.
- Volkman, G.M. & Schubert, W. 2010. A load and load transfer model for pipe umbrella support. *Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering* –

Zhao, Labiouse, Dudt & Mathier (eds), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-58654-2.

Yoo, C. & Shin, H. 2003. Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes-laboratory and numerical investigation. *Tunn Undergr Sp Tech* 18:303–319.









Box 5501  
SE-114 85 Stockholm

info@befoonline.org • www.befoonline.org  
Besöksadress: Storgatan 19, Stockholm

ISSN 1104-1773