

# PM inläckageberäkningar

## Bilaga B3

*Ansökan om tillstånd till utökad grundvattenbortledning för tunnelbana till Nacka och Söderort*

Titel: PM inläckageberäkningar

Uppdragsledare: Martin Hellgren

Författare: Johan Thörn, Stina Bång & Karl Persson

Bilder & illustrationer: Eva Meyer

Diarienummer: FUT 2024-0367

Utgivningsdatum: 2024-03-28

Distributör: Region Stockholm, förvaltning för utbyggd tunnelbana

Box 454 36, 104 31 Stockholm. Tel: 08 737 25 00. E-post: [nyatunnelbanan.fut@regionstockholm.se](mailto:nyatunnelbanan.fut@regionstockholm.se)

## Innehållsförteckning

1	Inledning.....	4
2	Aktuella delsträckor.....	5
3	Effekter av strossning under byggtid.....	8
4	Typfall.....	8
4.1	Arbetstunnel.....	9
4.2	Dubbla enkelspårtunnlar.....	9
4.3	Dubbelspårtunnel.....	9
4.4	Servicetunnel.....	9
5	Beräkningsmetod.....	10
6	Resultat.....	12
6.1	Sofia.....	12
6.1.1	Drifftiden.....	13
6.1.2	Byggtiden.....	13
6.2	Katarina Bangata.....	14
6.2.1	Drifftiden.....	14
6.2.2	Byggtiden.....	14
6.3	Luma.....	14
6.3.1	Drifftiden.....	14
6.3.2	Byggtiden.....	15
7	Referenser.....	15

# 1 Inledning

Region Stockholm har fått tillstånd till att, inom ramen för utbyggnaden av tunnelbanan från Kungsträdgården till Nacka och Söderort, leda bort inläckande grundvatten från tunnelanläggningen. Tillståndet är förenat med ett antal villkor, bland annat att tätning ska genomföras så att inläckaget, under bygg- respektive drifttid, inte överskrider angivna värden för olika delsträckor.

Region Stockholm har utfört tunneldrivningen på det sätt som angivits i ansökan, där byggmetoden borrhning och sprängning har tillämpats. Det innebär att tätning med en, eller flera, injekteringsomgångar har utförts före bergschakt (förinjektering).

Efter att tunnarna har sprängts ut har tunnarna förstärkts med sprutbetong och bergbultar. Dessutom har efterinjektering (dvs. kompletterande tätning efter sprängning) utförts på flera sträckor.

Trots omfattande tätningsarbeten bedömer Region Stockholm att inläckagevillkoret för drifttiden inte kommer att kunna innehållas för delsträckorna 2a Sofia och 4a Luma. Dessa delsträckor är i princip redan färdigutdrivna och det faktiska inläckaget överskrider villkorsvärdena för drifttiden.

Inom delsträckorna 2b och 2c Katarina Bangata har ungefär två tredjedelar av tunneldrivningen utförts. Det faktiska inläckaget ligger än så länge under villkorsvärdet för drifttiden (det samlade värdet för bägge delsträckorna), men givet att kvarvarande tunneldrivning förväntas passera flera svaghetszoner är det osäkert om inläckagevillkoret för drifttiden kommer att kunna innehållas.

Region Stockholm bedömer att tätningen av berget har utförts, och alltså utförs, i den utsträckning som är tekniskt möjlig och rimlig. För att det faktiska inläckaget till delsträckorna 2a Sofia och 4a Luma ska kunna begränsas till villkorsnivåerna för drifttiden behöver ytterligare tätningsåtgärder (annat än för- och efterinjektering) vidtas. Sådana åtgärder kan också visa sig krävas för delsträckorna 2b och 2c Katarina Bangata. Den enda metod som Region Stockholm har identifierat som möjligen skulle kunna begränsa inläckaget ytterligare är att täta tunnarna med en membranförsedd betonginklädnad.

En promemoria *Bilaga B2. PM Platsgjuten betonginklädnad med plastmembran* har upprättats, i vilken genomförbarheten och konsekvenserna av att i efterhand täta tunnarna med en platsgjuten membranförsedd betonginklädnad redovisas.

Syftet med den här promemorian är att överslagsmässigt kvantifiera de inläckageförändringar som kan förväntas uppstå genom att i efterhand täta tunnarna med en platsgjuten membranförsedd betonginklädnad.

I promemorian redovisas först beräkningarna för de aktuella sträckorna och de typiska tunnelgeometrier som förekommer. Därefter redogörs för beräkningsmetoden och slutligen presenteras de överslagsmässiga resultaten för de tre aktuella delsträckorna.

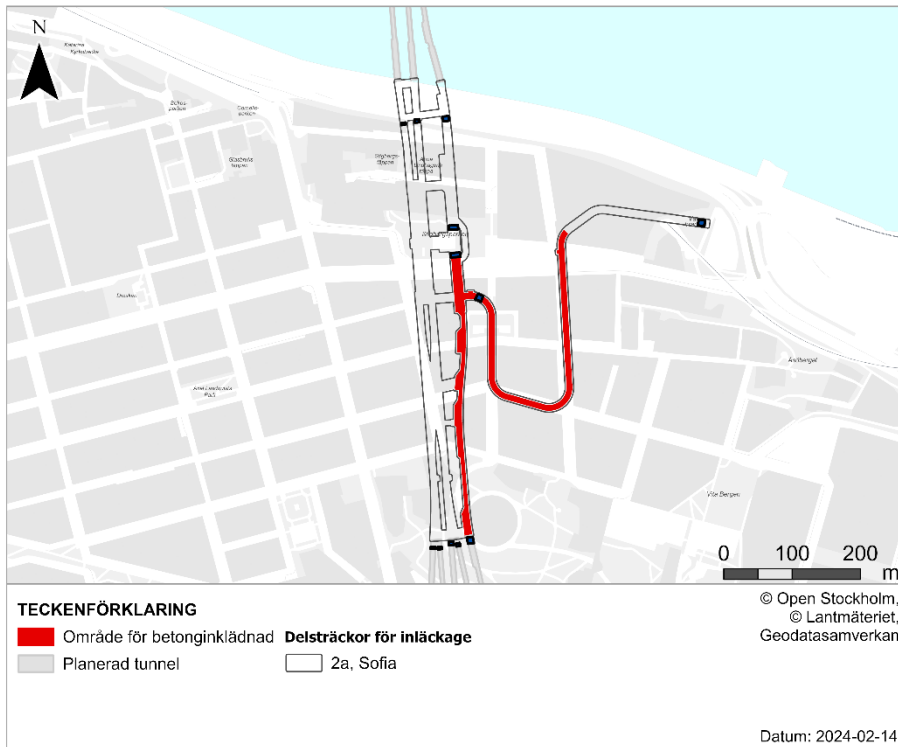
## 2 Aktuella delsträckor

Beräkningarna har utförts på delar av delsträckorna 2a Sofia, 2b och 2c Katarina Bangata och 4a Luma. De beräkningsfall som har studerats omfattar de delar av tunnelanläggningen, inom respektive delsträcka, där det bedöms tekniskt möjligt att utföra betonginklädnad. Att utföra betonginklädnad av större eller andra delar av delsträckorna har inte bedömts som tekniskt möjligt då dessa tunneldelar utgörs av allt för komplicerade geometriska förhållanden.

Inom delsträckan Sofia har omfattningen av betonginklädnaden varierats i tre steg, se Figur 1–3. I det första steget omfattar inklädnaden endast arbetstunneln. I det andra steget omfattar inklädnaden arbetstunneln och servicetunneln från hisschaktet och söderut, och i det tredje steget omfattar inklädnaden även servicetunneln norr om hisschaktet. Inom delsträckorna Katarina bangata omfattar inklädnaden servicetunnlarna, se Figur 4. Inom delsträckan Luma omfattar inklädnaden servicetunneln och spårtunnlar (enkel- respektive dubbelspårtunnlar söder och öster om själva stationsområdet), se Figur 5.



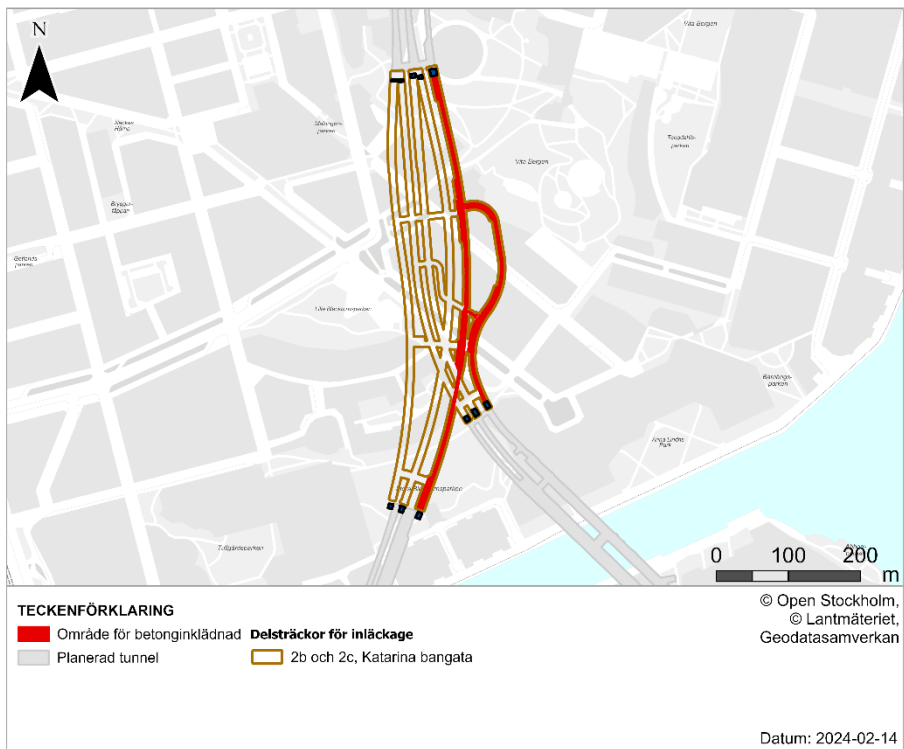
Figur 1. Omfattningen av betonginklädnaden inom delsträckorna 2a Sofia. Betonginklädnaden för detta steg omfattar arbetstunneln.



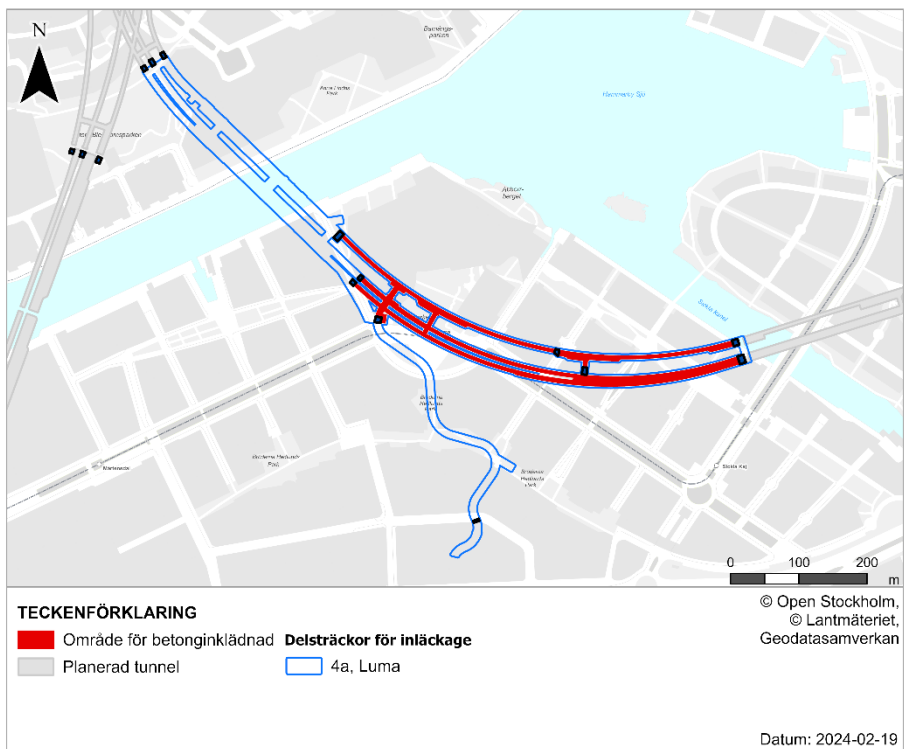
Figur 2. Omfattningen av betonginklädningen inom delsträckorna 2a Sofia. Betonginklädningen för detta steg omfattar arbetstunneln och servicetunneln från hisschaktet och söderut.



Figur 3. Omfattningen av betonginklädningen inom delsträckorna 2a Sofia. Betonginklädningen för detta steg omfattar arbetstunneln och servicetunneln från hisschaktet och söderut samt servicetunneln norr om hisschaktet.



Figur 4. Omfattningen av betonginlädnaden inom delsträckorna 2b och 2c Katarina Bangata. Betonginlädnaden omfattar servicetunnlarna i sin helhet.



Figur 5. Omfattningen av betonginlädnaden inom delsträckan 4a Luma. Betonginlädnaden omfattar spårtunnlar- och servicetunneln öster och söder om stationsområdet.

### 3 Effekter av strossning under byggtid

För att i efterhand täta redan utsprängda tunnlar med en membranförsedd betonginklädnad behöver tunnlar inklusive utförd bergförstärkning och injektering strossas (dvs. rymmas upp genom sprängning) för att uppnå en lämplig geometri och skapa utrymme för inklädnaden. Strossningen minskar den injekterade zonen utbredning kring tunneln och dess förmåga att begränsa inläckaget. För att minska effekterna av detta kan kompletterande injektering göras, då i form av efterinjektering av redan utsprängda tunnlar. Men även om kompletterande tätning utförs blir den inte lika effektiv som vid förinjekteringen som utförs innan utsprängning, då det är svårare att få mottryck i berget när tunnlar redan är utsprängda. Både det faktum att tunnlar görs större och att injekterade zonen påverkas genererar ett högre inläckage. Arbetet med strossning kommer därmed att ge ett ökat inläckage av grundvatten under byggskedet.

Den tätade zonen runt en tunnel bygger på att berget är förbehandlat med injektering och har en lägre konduktivitet inom tätad zon än bergmassans. Förinjekteringen i aktuella tunnlar har varit mycket omfattande och därmed kraftigt begränsat inläckaget. Dessutom har efterinjektering utförts längs flera sträckor. Efterinjekteringen har syftat till att täta kvarvarande läckagevägar efter att förinjekteringen inte har lyckats nå ned till önskad täthet. Om varken för- eller efterinjektering har lyckats få ned inläckagen fullständigt till kravnivån så indikerar det en bergmassa som är svårtätad, där trots omfattande utfört arbete, läckagevägar till tunneln kvarstår. Värt att notera är även att djupt belägna tunnlar har ett högt grundvattentryck vilket gör att mer vatten kommer ur mindre sprickor än för grunt belägna tunnlar, vilket kan pressa behovet av tätning till sprickstorlekar under vad som är praktiskt genomförbart med cementinjektering.

Baserat på ovan nämnda information om bergmassan och dess, på vissa ställen, sämre kvalitet behöver förväntningar ställas lågt på kompletterande tätning (inför strossning) för att utöka tätad zon där strossning i huvudsak slår igenom befintlig teoretiskt tätad zon. Det får antas att det föreligger en överhängande risk att det blir svårt att få injekteringen att bilda en sammanhängande och tillräckligt omfattande injekterad zon.

### 4 Typfall

En stor fördel med konventionell tunneldrivning med borrhning och sprängning samt bult- och sprutbetongförstärkning är att tvärsnittet är mycket flexibelt. Eftersom tunnelanläggningen är projekterad för denna drivnings- och förstärkningsmetod varierar därmed geometrin på bergguttaget i stor utsträckning. Betonginklädnad med rälsburen gjutform så som beskrivs i *Bilaga B3. PM Platsgjuten betonginklädnad med plastmembran*, är avsevärt mer begränsad i sin geometri. För att kunna beräkna de teoretiska förändringarna i inläckagemängder till tunnelanläggningen till följd av att i efterhand täta tunnlar med betonginklädnad, har ett antal typfall för de olika tunneldelarnas nuvarande geometri och geometrin efter utförd strossning tagits fram och legat till grund för beräkningarna.

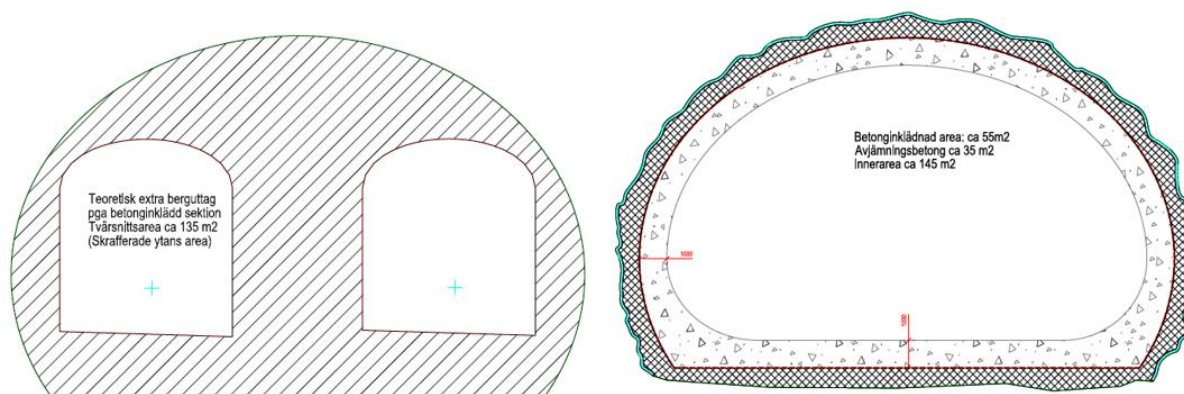


## 4.1 Arbetstunnel

Arbetstunnlarna har en relativt konstant tvärsnittsarea, men skarpa svängar. För arbetstunnlarna har antagits ett nuvarande tvärsnitt om 40 m<sup>2</sup>, som sedan utökas till 190 m<sup>2</sup> efter strossningen. Åtgärden leder till att merparten av den tätade zonen teoretiska utbredning strossas bort.

## 4.2 Dubbla enkelspårtunnlar

På sträckor med dubbla (parallella) enkelspårtunnlar har strossning för de två separata tunnlar inte bedömts vara möjligt. Skälet för detta är att spårlinjen sätter begränsningar som innebär att tunnlar inte kan dras från varandra. Detta medför att dubbla enkelspårtunnlar behöver strossas ihop till ett gemensamt välvt tvärsnitt eftersom avskiljande bergpelare mellan tunnlar av stabilitetsskäl inte tål att minskas ytterligare. Arean går då från 2\* 50 m<sup>2</sup> till 235 m<sup>2</sup>. Åtgärden leder till att merparten av den tätade zonen teoretiska utbredning i tak mellan tunnlar strossas bort, se Figur 6 nedan.



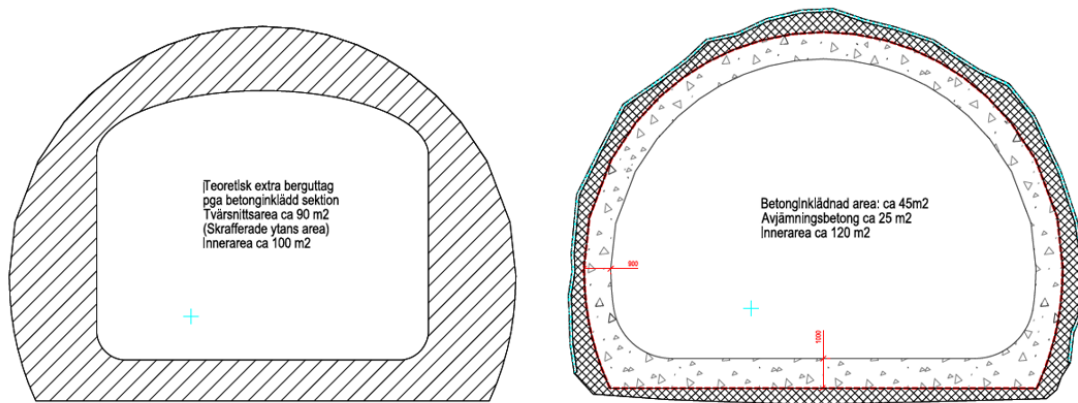
Figur 6. Tvärsnitt för dubbla enkelspårtunnlar innan och efter betonginklädnad.

## 4.3 Dubbelspårtunnel

I fallet med dubbelspårstunnel blir det slutliga tvärsnittet detsamma som för dubbla enkelspårstunnlar. Arean ökar från 150 m<sup>2</sup> till 235 m<sup>2</sup>. Uttaget förväntas vara förhållandevis symmetriskt och framför allt tunna ut den tätade zonen. Bergmekanisk påverkan kan dock uppstå som kan medföra att deformation i bergmassan uppstår och injekterade sprickor skjuvas (öppnas upp) med ökat inläckage som följd.

## 4.4 Servicetunnel

Service-tunnlar innehåller de mest varierade tvärsnitten, med återkommande breddningar och tvärtunnlar till spårtunnlar och däremellan enkelspårtunnlar av mindre tvärsnitt. Här har antaganden gjorts om ett nuvarande medeltvärsnitt på ca 100 m<sup>2</sup> som strossas till 190 m<sup>2</sup>, se Figur 7. Beroende på ursprungligt tvärsnitt kommer strossningen ställvis att omfatta stor del av den redan tätade zonen, och på andra ställen riskerar den tätade zonen teoretiska utbredning att strossas bort.



Figur 7. Tvärsnitt för servicetunnel innan och efter betonginläddnad.

## 5 Beräkningsmetod

Ökningen av inläckaget vid strossning kan överslagsmässigt kvantifieras baserat på följande två ekvationer för inläckage till injekterad (ekvation 1) respektive oinjekterad (ekvation 2) tunnel (Gustafson (2009)).

$$q = \frac{2\pi KH}{\ln\left(\frac{2H}{r_t}\right) + \left(\frac{K}{K_{inj}} - 1\right) \ln\left(1 + \frac{t}{r_t}\right) + \xi} \quad (\text{ekvation 1})$$

$$q = \frac{2\pi KH}{\ln\left(\frac{2H}{r_t}\right) + \xi} \quad (\text{ekvation 2})$$

Med beteckning enligt nedan

- $q$  Inläckage till tunnel per längdmeter
- $r_t$  Ekvivalent tunnelradie
- $H$  Grundvattentryck vid tunnelcentrum
- $K_b$  Bergets hydrauliska konduktivitet
- $K_{inj}$  Injekteringszonens hydrauliska konduktivitet
- $t$  Injekteringszonens mäktighet
- $\xi$  Skinfaktor

Ekvationerna som beskrivs ovan grundar sig i antaganden om homogena, isotropa material, och klarar endast överslagsmässigt att hantera bergets faktiska vattenföring och sprickgeometri. Det finns inga andra tillräckligt omfattande beräkningsinsatser som kan tillföra ytterligare detaljeringsgrad i beräkningarna.

Det förväntade inläckaget efter strossning (men innan utförandet av betonginklädnaden) har beräknats genom att först beräkna tätheten på befintliga tunnlar enligt ekvation 1. Därefter har det förväntade inläckaget till strossad tunnel beräknats genom att tunnelns radie ökas vilket behöver utföras vid strossning. Ökningen av tunnelradien leder till att den tätade zonens mäktighet minskar. För att lösa det ideala inläckaget till strossad tunnel, med ekvation 1, har parametrarna ekvivalent tunnelradie ( $r_t$ ) ökas och injekteringszonens mäktighet ( $t$ ) minskats. Ökningen av inläckaget varierar beroende på parameteruppställning, men flertalet ökningshamnar inom spannet +30–100 %.

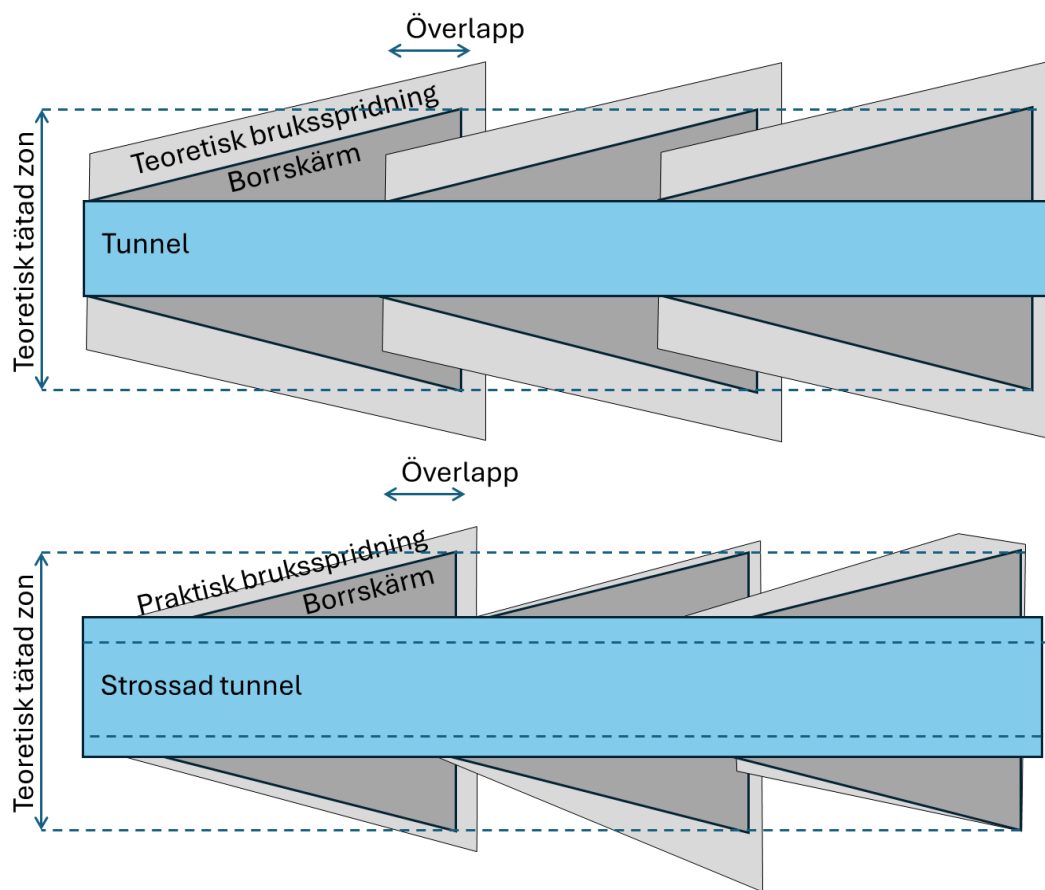
Denna ökning bedöms vara i underkant, dels eftersom arbetet med strossning är en störning som kan öppna enskilda läckagevägar, dels eftersom minskningen av injekteringszonens mäktighet inte är enhetlig med alla tunneltvärsnitt, ej heller i skärmarnas längsled (jämför Figur 8). En beräkning med ekvation 2 ger ett övre värde för om strossningen fullständigt förstör den tätade zonens funktion. Beroende på exakt parameteruppställning varierar resultaten, men i storleksordningen ökar nuvarande inläckage med en faktor 3–8.

Då fullständig förlust av redan utförd injektering bedöms vara ett överdrivet konservativt antagande, och trots ovan beskrivna svårigheter med ytterligare efterinjektering/kompletteringsinjektering (inför strossning), bedöms inläckagen till strossade tunneltvärsnitt hamna ungefär 20–50 % över den ideala inläckagen som har beräknats för strossade tvärsnitt och som beskrivs ovan. Beräkningarna redovisas per delsträcka i avsnitt 5.

Inläckaget efter att betonginklädnaden färdigställts koncentreras till ändarna på inklädnaden, i gränssnittet mellan berg och betonginklädnad. Det förutsätts omsorgsfullt arbete med kontaktingjektering, ridåinjektering och avslut i berg av hyggligt god kvalitet. Uppskattning av inläckaget vid avslut är förknippad med stora osäkerheter. Beräkningsmässigt har inläckaget i betonginklädnadens ändrar uppskattats uppgå till mellan 25 och 50 % av det inläckage som förväntas i det strossade tvärsnittet i de närmsta 100 m tunnel. 25 respektive 50 % förutsätter att liningen avslutas i förhållandevis bra berg och ger ett spann på om tätningen lyckas väl, respektive acceptabelt.

Antagandet om 100 m bygger på att dräneringen som krävs för betonghärdning utförs så att den kan gutas och utgöra kontaktingjekteringsliknande tätning. Detta utförande förutsätts också kunna kompletteras med kontaktingjektering som kan täta sprängskadezonen i berget närmast tunneln och tillsammans eliminera vattenflöden längs linings utsida. Faktiskt inläckage är beroende av faktorer som bergkvalité, grundvattentryck och hur god effekt som uppnås av kontaktingjektering och ridåinjektering.

Det finns stora osäker avseende prognosen för totalt uppmätt inläckage vid 100 % utdriven tunnel för delsträckorna. Förväntat inläckage vid strossad respektive betonginklädd tunnel har därför uppskattats baserat utifrån två olika utfall gällande inläckage vid 100 % uttag, ett konservativt, och ett mer gynnsamt.



Figur 8. Principskiss för förinjektering. Övre, ideal, teoretisk tätad zon som varierar med avseende på borgeometri (mörkgrå), inträngning (ljusgrå) och överlapp. Nedre, strossad tunnel med varierad bruksinträngning.

## 6 Resultat

### 6.1 Sofia

Delsträckan Sofia är i princip färdigutdriven och det uppmätta inläckaget har sedan inledningen av 2022 legat över villkoret för drifttiden (80 L/min). Det uppmätta inläckaget ligger dock med god marginal under villkoret för byggtiden (325 L/min). Bergmassan inom delsträckan utgörs i huvudsak av A- och B-berg, där C- och D-berg förekommer i anslutning till svaghetszoner. Längs Folkungagatan finns en svaghetszon med öst-västlig orientering. Bergmassan inom zonen är mycket uppsprucken och zonen har verifierats som mycket vattengenomsläpplig. De största inläckagen på delsträckan kan kopplas till drivningen av arbetstunneln, servicetunneln och stationsutrymmet genom svaghetszonen längs med Folkungagatan.

Beräkningarna avseende inläckage vid strossning och utförandet av betonginklädnad inom delsträckan har som redogjorts för under avsnitt 2 varierats i tre steg, se Figur 1–3.

### 6.1.1 Drifttiden

Beräkningar har utförts för att utreda vilken tätning med betonginklädning som skulle behövas för att klara inläckagevillkoret för drifttiden. Utförd beräkning med angivna antaganden indikerar att det vid endast betonginklädning av arbetstunneln (första steget) inte kommer vara möjligt att understiga drifttidsvillkoret (80 L/min). Varken vid beräkningsfallet med 25 % läckage vid ändarna, där det totala inläckaget för delsträckan då beräknats till 90 – 110 L/min, eller vid fallet med 50 % läckage vid ändarna där inläckaget beräknats till 115 – 135 L/min.

Inte heller i beräkningsfallet med betonginklädning av arbetstunneln och servicetunneln söder om hisschaktet (andra steget) pekar beräkningarna på att det kommer vara möjligt att understiga drifttidsvillkoret. Det totala inläckaget för delsträckan beräknas till 90 – 110 L/min respektive 135 – 155 L/min vid antagande om 25 % respektive 50 % läckage vid ändarna.

Vid beräkning med antagande om att, utöver arbetstunneln, även servicetunneln från hisschaktet och söderut och servicetunneln norr om hisschaktet kläs in med betong (tredje steget) pekar beräkningsresultaten på att ett inläckage om mellan 75 – 100 L/min och 130 – 150 L/min, vid 25 % respektive 50 % inläckage vid ändarna. Följaktligen kan drifttidsvillkoret möjligen innehålls vid beräkningsfallet med 25 % läckage vid ändarna, men överskrids vid fallet med 50 % läckage vid ändarna.

Med intilliggande stationsgeometri som innebär flera anslutande tvärtunnlar som utgör ändrar i beräkningen, liksom att zoner som omfattas av betonginklädningen, framför allt den i Folkungagatan, finns risk att inläckagen istället ökar i stationen och ger sämre måluppfyllnad än de siffror som anges ovan. Zonen vid Folkungagatans korsning med servicetunneln har varit föremål för omfattande efterinjektering, och strossning här innebär stor risk för kraftigare inläckageökningar än beräknat ovan, detta i närheten av flera ändrar på betonginklädningen.

### 6.1.2 Byggtiden

Beräkning avseende hur stora inläckage som kan uppkomma vid strossning under byggtiden har på samma sätt som för drifttiden utförts i tre steg. Inför betonginklädningen behöver tunnlar strossas för att skapa utrymme för inklädningen. Strossningen medför en minskning av den injekterade zonen utbredning vilket kommer att leda till att inläckaget ökar. Beräkningar under ovan givna antaganden pekar på att det tycks vara möjligt att utföra strossning av arbetstunneln (första steget) utan att överskrida byggtidsvillkoret (325 L/min). Vid beräkning med antagande om att även servicetunneln söder om hisschaktet strossas (andra steget) verkar det dock inte möjligt att underskrida byggtidsvillkoret. Inte heller i beräkningsfallet då samtliga tre sträckor strossas (tredje steget).

I beräkningsfallet med strossning av endast arbetstunneln (första steget) har det totala inläckaget för delsträckan Sofia beräknats till 300 – 320 L/min, vilket motsvarar en ökning med 145 – 160 % jämfört med dagens totala inläckage på delsträckan. På motsvarande sätt har inläckaget vid strossning av arbetstunneln och servicetunneln söder om hisschaktet (andra steget) beräknats till 335 – 360 L/min, en ökning med 170 – 190 % jämfört med dagens totala inläckage på delsträckan. I fallet med strossning av samtliga tre sträckor (tredje steget) har inläckaget beräknats till 360 – 380 L/min, en ökning med 190 – 205 % jämfört med dagens totala inläckage.

Strossning av arbetstunnelns passage av zonen längs Folkungagatan innebär stor risk för kraftiga inläckageökningar, vilket tagits hänsyn till i beräkningarna. Uppskattning av storleken på detta inläckage är förknippad med stora osäkerheter men antas vid kraftig påverkan på injekteringszonens mäktighet kunna uppgå till omkring 70 L/min.

## 6.2 Katarina Bangata

Inom delsträckorna 2b och 2c Katarina Bangata följer prognosen än så länge villkoren för drifttiden. Givet att ca 1 200 meter tunnel återstår att driva ut och då kvarstående bergmassa förväntas innehålla svaghetszoner och genomsläppligt berg bedöms det totala inläckaget maximalt uppgå till ca 110 L/min för hela delsträckorna. Byggtidens villkor är 140 l/min. Drifttidens villkor ligger på totalt 65 L/min och är uppdelat i två olika delar (tunnlarna mot Nacka respektive tunnlar mot Söderort), men eftersom det är svårt att särskilja dessa hanteras dessa tillsammans i beräkningarna. Uppdelningen där nuvarande villkor skiljs på vilken destination intilliggande tunnlar har, och inte deras läge i det lokala grundvattenmagasinet, tillför också en avsevärd komplexitet i vad resulterande inläckage blir i intilliggande tunnlar.

### 6.2.1 Drifttiden

Beräkningar har utförts för att utreda vilken tätning med betonginklädnad som skulle behövas för att klara inläckagevillkoret. Under givna antaganden om erhållen täthet på betonginklädnad pekar utförda beräkningar på att drifttidsvillkoret (65 L/min) möjligen kan underskridas vid beräkningsfallet med 25 % läckage vid ändarna, men överskrids vid fallet med 50 % läckage vid ändarna. Vid beräkningsfallet med 25 % läckage vid ändarna har det totala inläckaget för delsträckan beräknats till 60 – 100 L/min. I fallet med 50 % läckage vid ändarna beräknas inläckaget till 70 – 110 L/min.

Den stora osäkerheten, som inte har tagits hänsyn till ovan, är att intilliggande tunnlar i stor utsträckning skärs av samma svaghetszoner, och att det mekaniska arbetet med strossningen därmed kan leda till inläckageökningar i dessa. Även tryckökningen i bergmassan som uppstår när inget vatten läcker in till servicetunnlarna leder till ökade inläckage i intilliggande ej betonginklädda delar av tunnlar, varpå det blir osäkert om drifttidsvillkoret kan hållas ens med de allra mest gynnsamma beräkningsantagandena.

### 6.2.2 Byggtiden

Beräkningar har också utförts för hur stora inläckage som kan uppkomma vid strossning under byggtiden. På delsträckorna Katarina Bangata pekar beräkningarna på att byggtidsvillkoret (140 L/min) möjligen kan innehållas vid gynnsamma förhållanden men överskrids vid mindre gynnsamma förhållanden. Det totala inläckaget har vid strossning beräknats till 110 – 150 L/min, vilket jämfört mot uppskattat inläckage för fullt utbruten delsträcka motsvarar en ökning på mellan 60 och 115%.

## 6.3 Luma

En mycket stor del av delsträckan Luma är utdriven och det uppmätta inläckaget ligger under villkoret för byggtiden (245 L/min) men har sedan våren 2023 konstant legat över villkoret för drifttiden (125 L/min). Bergmassan inom delsträckan utgörs i huvudsak av grafit och lerförande B- och C-berg och flera svaghetszoner har karterats inom området vilket gjort berget svårinjekterat. I passagen under Hammarby kanal sammanfaller svaghetszoner med partier av sämre bergkvalitet.

### 6.3.1 Drifttiden

Utförd beräkning pekar på att drifttidsvillkoret (125 L/min) möjligen kan innehållas givet de allra mest gynnsamma beräkningsantagandena i fallet med 25 % läckage vid ändarna. I beräkningsfallet med 50 % läckage vid ändarna pekar beräkningarna på att det inte kommer vara möjligt att med betonginklädnad understiga drifttidsvillkoret. Vid beräkningsfallet med 25 % läckage vid ändarna

har det totala inläckaget för delsträckan beräknats till 115 – 160 L/min, och vid fallet med 50 % läckage vid ändarna till 140 – 185 L/min.

Beräkningen för Luma har en stor osäkerhet i bedömningen i hur bergmassan svarar på strossning. Det grafit- och lerfyllda spricksystemet bedöms benäget till mer deformationer än i delar med bättre berg. Detta gör att strossning kan leda till högre inläckageökningar än de som presenterats, och med fortsatt svårighet att åter reducera med injektering.

### 6.3.2 Byggtiden

Beräkningar har också utförts för hur stora inläckage som kan uppkomma under byggtiden för att utföra betonginklädningen. På delsträckan leder strossningen enligt beräkningar med ovan angivna antaganden till att byggtidsvillkoret (245 L/min) överskrids. Det totala inläckaget har vid strossning beräknats till 330 – 375 L/min, vilket motsvarar en ökning med 75 – 100 % jämfört med dagens totala inläckage på delsträckan.

## 7 Referenser

Gustafson, Gunnar. Hydrogeologi för bergbyggare. Forskningsrådet Formas, 2009

