

BeFo



STIFTELSEN BERGTEKNISK FORSKNING
ROCK ENGINEERING RESEARCH FOUNDATION

VERIFIERING AV ANALYTISK MODELL FÖR BERÄKNING AV VALVSTABILITET

Fredrik Johansson

Mikael Svartsjaern

VERIFIERING AV ANALYTISK MODELL FÖR BERÄKNING AV VALVSTABILITET

Verification of analytical model for calculation of arching stability

Fredrik Johansson
Mikael Svartsjaern

FÖRORD

Vid liten bergtäckning, eller vid förekomst av en löskärna med obelastat berg i hjässan av tunneln, föreligger det en risk att bergmassan med tillhörande förstärkning överbelastas och kollapsar. Glidning är normalt den dimensionerande brottmoden vid dessa fall. Om glidning inträffar avlastas bergmassan vid relativt små deformationer och valvet kan kollapsa på grund av otillräcklig valvstabilitet. I dessa situationer behövs normalt en samverkanssyn där hänsyn tas till så väl bergets egen förmåga som förstärkning via sprutbetong och bultning.

En analytisk modell för att studera denna typ av samverkan har tidigare inte existerat utan man har ofta fått förlita sig på numeriska beräkningar för att verifiera stabiliteten. En analytisk modell för dimensionering av bult- och sprutbetongförstärkning för att säkerställa valvstabiliteten har därför nu utvecklats i syfte att effektivisera dimensioneringsprocessen och öka förståelsen av hur bergförstärkningen samverkar för att uppnå erforderlig valvstabilitet. Denna rapport presenterar den analytiska modellen och en verifiering av densamma.

Projektet har utförts i samverkan med en referensgrupp bestående av Mattias Roslin, Axel Bolin, Carl-Olof Söder, Lars Malmgren och Per Tengborg och projektet har samfinansierats av BeFo, KTH, Itasca Consultants AB och Sweco.

Stockholm

Patrik Vidstrand

SAMMANFATTNING

Tunnlars stabilitet i blockigt hårt berg är i många fall beroende av att tryckta valv kan utbildas i bergmassan och som samverkar med bergförstärkningen. En analytisk modell för att studera denna typ av samverkan och som explicit kan beakta sprickornas stupning har tidigare inte existerat utan man har ofta fått förlita sig på numeriska beräkningar för att verifiera stabiliteten. En analytisk modell för dimensionering av bult- och sprutbetongförstärkning för att säkerställa valvstabiliteten utvecklades därför av författarna i syfte att effektivisera dimensioneringsprocessen och öka förståelsen av hur bergförstärkningen samverkar för att uppnå erforderlig valvstabilitet.

Syftet med föreliggande projekt var att med hjälp av tvådimensionella numeriska beräkningar verifiera den utvecklade analytiska modellen och analysera dess modellosäkerhet. Förstärkning av enbart sprutbetong, enbart bultar och en kombination av både sprutbetong och bult studerades.

Den numeriska modelleringen utfördes med hjälp av det tvådimensionella numeriska beräkningsprogrammet UDEC, vilket är speciellt utformat för att modellera blockigt bergmassa med explicita samverkande sprickplan. Modellen och materialparametrarna anpassades för att så nära som möjligt följa de modellantaganden som gjorts i den analytiska modellen och samtidigt uppnå en rimlig lösning jämfört med en "verklig" situation. En fiktiv ytlig tunnel analyserades och sprickorna i bergmassan antogs bestå av ett ortogonalt spricksystem bestående av två sprickgrupper som sekventiellt roterades med 15° i varje steg. Avståndet mellan sprickorna för varje sprickgrupp sattes till 1 m, vilket skapade en blockig bergmassa med en blockstorlek på 1×1 m.

Resultaten från de numeriska beräkningarna visade att den förstärkning som togs fram med den analytiska modellen var konservativ jämfört med erforderlig förstärkning i UDEC, och var i linje med den förstärkning som fås med Q-systemet. Modellosäkerheten, definierad som säkerhetsfaktorn enligt den analytiska modellen dividerad med säkerhetsfaktorn enligt UDEC varierade mellan 1,0–2,0 beroende på sprickorientering och vilken kil som var kritisk. Resultaten i UDEC visade även att bergmassan har en förmåga att skapa flera bärande valv i bergmassan, vilket resulterar i en lägre last än antaget med den analytiska modellen och därmed lägre förstärkningsbehov.

Projektet genomfördes för en fiktiv, ytligt förlagd tunnel och in-situ spänningarna ansattes till gravitativt inducerade. Det rekommenderas att ytterligare studier genomförs för att analysera modellosäkerheten för andra förhållanden än ytliga tunnlar, till exempelvis för djupare belägna tunnlar med en löskärna, för bergmassor med enstaka mer distinkta svaghetsplan med lägre hållfasthet kombinerat med en blockig bergmassa samt för fyllda sprickor med lägre styvhet. Den analytiska modellen är utvecklad för en tvådimensionell geometri. Hur förstärkning ska dimensioneras vid tredimensionella förhållanden, exempelvis vid portaler, rekommenderas att studera.

Nyckelord: valvstabilitet, bergförstärkning, dimensionering, tunnlar, berggrum

SUMMARY

The stability of tunnels in a blocky, hard rock mass is in many cases dependent on the fact that a compressed arch can develop in the rock mass and interact with the rock support. An analytical model for studying this type of interaction, and which can explicitly account for the orientation of rock joints has not previously existed, but one has often had to rely on numerical calculations to verify stability. An analytical model for design of rock support to ensure arching stability was therefore developed by the authors to streamline the design process and increase the understanding of how rock support interacts to obtain the required arching stability.

The aim of the present project was to verify the developed analytical model and analyze its model uncertainty using two-dimensional numerical calculations. Support based on shotcrete, bolts and a combination of both shotcrete and bolts were studied.

Numerical modeling was performed using the two-dimensional numerical calculation program UDEC, which is specially designed to model a blocky rock mass with explicit interacting rock joints. The model and material parameters were adapted to follow as closely as possible the model assumptions made in the analytical model, and at the same time achieve a reasonable solution compared to a "real" situation. A fictitious shallow tunnel was analyzed and the joints in the rock mass were assumed to consist of an orthogonal fracture system consisting of two fracture groups sequentially rotated by 15° in each step. The distance between the joints for each joint set was set to 1 m, creating a rock mass with a block size of 1x1 m.

The results from the numerical calculations showed that the support obtained with the analytical model was conservative compared to the required support obtained with UDEC; and was in line with the support obtained with the Q-system. The model uncertainty, defined as the safety factor according to the analytical model divided by the safety factor according to UDEC, varied between 1,0–2,0 depending on joint orientation and which wedge that was critical. The results in UDEC also showed that the rock mass has an ability to create several load-bearing arches in the rock mass, which results in a lower load than assumed with the analytical model and thus lower support needs.

The project was conducted for a fictitious, shallow located tunnel and in-situ stresses set to gravity-induced. It is recommended that further studies be carried out to analyze the model uncertainty for conditions other than shallow tunnels, e.g. for deeper tunnels with a loose core, for rock masses with separate, more distinct weakness planes with lower strength combined with a blocky rock mass, and for joints with infillings having lower stiffness. The analytical model is developed for a two-dimensional geometry. It is therefore also recommended to study how rock support should be designed under three-dimensional conditions, for example at portals.

Keywords: arching stability, rock support, design, tunnels, caverns

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1	INLEDNING	1
1.1	Bakgrund.....	1
1.2	Syfte.....	2
1.3	Disposition.....	2
1.4	Begränsningar	2
2	GRUNDLÄGGANDE PRINCIPER FÖR VALVBILDNING	3
3	ANALYTISK MODELL	9
4	METODIK.....	15
5	ERFORDERLIG ANALYTISK FÖRSTÄRKNING	17
5.1	Analyserade fall och tunnelgeometri	17
5.2	Förutsättningar och indata.....	18
5.3	Erforderlig förstärkning enligt analytisk modell	19
6	NUMERISK MODELLERING.....	23
6.1	Beräkningsprogram.....	23
6.2	Geometrier	23
6.3	Indata	24
6.4	Definition av brott.....	26
7	RESULTAT	29
7.1	Numeriska beräkningar.....	29
7.2	Jämförelse mot analytisk modell	37
8	DISKUSSION.....	39
8.1	Numerisk modellering för verifiering.....	39
8.2	Modellering av förstärkning och definition av brott.....	39
8.3	Modellosäkerhet för analytisk modell och erforderlig förstärkning	40
8.4	Aspekter vid implementering.....	42
9	SLUTSATSER.....	43
10	REFERENSER.....	44

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Tunnlars stabilitet i blockigt hårt berg är i många fall beroende av att tryckta valv kan utbildas i bergmassan. Valvteori bygger på att momentjämvikt mellan de vertikala och horisontella krafterna hela tiden upprätthålls längs valvlinjen. Valvlinjens form i bergmassan är beroende av flera faktorer såsom den vertikala lasten (tyngden från ovanliggande bergmassa inklusive last som verkar på bergytan), horisontella in-situ spänningar, bergtäckning, tunnelns geometri, sprickornas orientering och deras mekaniska egenskaper. Teorin för valvstabilitet har bl.a. beskrivits av Stille (1980) och tre olika brottmoder existerar: rotation, glidning längs sprickplan och lokal krossning av det intakta berget. I sprickigt hårt berg utgör vanligtvis glidning längs sprickplan den dimensionerande brottmoden.

Vid vertikala, eller nära vertikala sprickor, i exempelvis skiktade bergmassor kan Vuossoir's balkteori användas för att kontrollera stabiliteten, se exempelvis Diederichs och Kaiser (1999). Teorin bygger på att när balken belastas och deformerar vertikalt skapas en lateral kraftbåge i balken som överför de vertikala krafterna till anfangen. Denna teori är emellertid inte tillämpbar vid flackare stupningar på sprickorna.

Den teori som togs fram av Stille (1980) beskriver hur de olika faktorerna, såsom in-situ spänningar, sprickornas orientering och friktionsvinkel samt valvets höjd, samverkar för att skapa det tryckta valvet. Hur olika faktorer påverkar valvstabiliteten har även analyserats av Töyrä (2004). I många fall innebär sprickornas orientering och rådande spänningar att ett bärande valv måste skapas i bergmassan i anslutning till tunnelns rand, där bergmassan samverkar med konventionell bergförstärkning i form av bergbult och sprutbetong. En analytisk modell för att studera denna typ av samverkan har tidigare inte existerat utan man har ofta fått förlita sig på numeriska beräkningar för att verifiera stabiliteten. En analytisk modell för dimensionering av bult- och sprutbetongförstärkning för att säkerställa valvstabiliteten utvecklades därför och presenteras i denna rapport i syfte att effektivisera dimensioneringsprocessen och öka förståelsen av hur bergförstärkningen samverkar för att uppnå erforderlig valvstabilitet.

Den analytiska modellen bygger på att kraftjämvikt för varje element längs tunnelranden säkerställs genom att beakta mothåll från sprutbetongen samt bultens bidrag till sprickans skjuvmotstånd. Genom att jämföra sprickans skjuvhållfasthet mot rådande skjuvspänningar kan valvets säkerhetsfaktor mot glidning beräknas. Elementets storlek bestäms av sprickans stupning i kombination med valvets antagna bredd, vilken antas lika med bultens längd med avdrag för förankringslängd.

Som alla analytiska modeller utgör den utvecklade analytiska modellen en förenklad beskrivning av en komplex verklighet och har en viss modellosäkerhet. Den största osäkerheten bedöms ligga i den antagna spänningsfördelningen i valvet och dess uppslagskrafter och hur detta påverkar vilken förstärkning som krävs. För användning av den

analytiska modellen i samband med dimensionering är det viktigt att ha kunskap om modellens begränsningar. Att genomföra provningar i fält för att undersöka detta är mycket kostsamt och tidskrävande och bedöms inte praktiskt möjligt. Istället kan tvådimensionella numeriska beräkningar genomföras med beräkningsprogrammet UDEC, där enskilda sprickor explicit kan beaktas och där olika fall av in-situ spänningar och sprickorienteringar kan studeras. Även om den numeriska modellen är en förenkling av verkligheten kan den på ett mer detaljerat sätt beakta spänningar och styvheter i bergmassan och hur dessa omfördelas.

En inledande studie av en ytligt förlagd tunnel genomfördes i ett examensarbete på KTH av Tvinghagen (2016) i samarbete med Itasca. Resultaten visade på en god överensstämmelse mellan den analytiska modellen och den numeriska beräkningen. I examensarbetet analyserades emellertid bara valvstabiliteten för ett fall där sprickornas stupning var 75° och enbart inverkan från sprutbetong beaktades. Det finns således ett kvarstående behov att analysera modellens giltighet för varierande sprickorientering där även inverkan från bergbult beaktas.

1.2 Syfte

Syftet med föreliggande projekt är att med hjälp av tvådimensionella numeriska beräkningar verifiera den utvecklade analytiska modellen för analys av valvstabilitet. Erforderlig förstärkning som utgörs av enbart sprutbetong, enbart bult och en kombination av både sprutbetong och bult studeras.

1.3 Disposition

Rapporten inleds med kapitel 2 som beskriver grundläggande principer för valvbildning i sprickigt hårt berg. Därefter presenteras i kapitel 3 den föreslagna analytiska modellen. I kapitel 4 presenteras använd metodik för att verifiera den analytiska modellen och analysera dess modellösäkerhet. Analyserade fall, indata samt erforderlig förstärkning enligt den analytiska modellen presenteras i kapitel 5. De numeriska analyserna, tillhörande uppbyggnad av den numeriska modellen, kompletterande indata och vilka fall som analyseras numeriskt samt hur brott definierats i den numeriska modellen presenteras i kapitel 6. I kapitel 7 redovisas resultaten från de numeriska analyserna och en jämförelse görs mellan erforderlig förstärkning enligt den analytiska- och den numeriska modellen, vilka diskuteras i kapitel 8. Slutsatser och förslag på fortsatt forskning presenteras i kapitel 9.

1.4 Begränsningar

De tvådimensionella numeriska modellernas syfte är att efterlikna de förhållanden som antas råda i den analytiska modellen, inte att efterlikna bergmassans verkliga förhållanden. Detta innebär att genomförda beräkningar i denna rapport inte fullt ut återspeglar verkliga förhållanden; till exempel har genomgående sprickor antagits i de numeriska modellerna och dilatation i sprickorna har inte beaktats. Vidare analyseras endast ytligt belägna tunnlar i denna rapport.

2 GRUNDLÄGGANDE PRINCIPER FÖR VALVBILDNING

Konsten att använda tryckta valv för att bära last var känd redan under romartiden, där bland annat romerska akvedukter är världskända. Ett sådant exempel är akvedukten Pont du Gard i Frankrike, se Figur 1. Romarna lärde sig att bygga valv med kilformiga stenar av etruskerna, och det existerar ett 8 m långt brovalv från 500-talet f.Kr som byggdes av etruskerna och som fortfarande används. Etruskerna lärde sig tekniken av grekerna, som i sin tur lärt sig från befolkningen i Mesopotamien, där gravar formade som bikupor (med valv) fanns i staden Ur (Thorbjörnsson 2016).

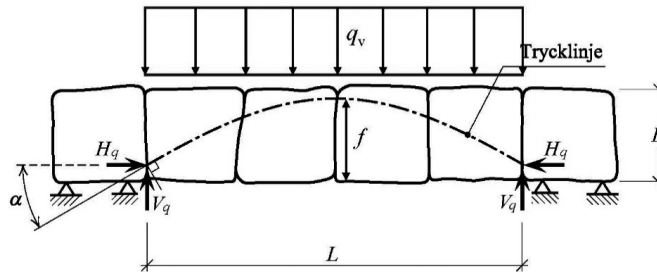
De kilformiga stenarna i ett tryckt valv benämns Voussoir-stenar och den mittersta stenen i toppen av valvet benämns kilsten (keystone). De stenar som utgör grunden för valvet benämns löpare (springer). Under romartiden var kunskapen om tryckta valv i första hand empirisk. Det var först i samband med mekanikens utveckling och Isaac Newtons verk *Philosophie Naturalis Principia Mathematica* utgiven år 1687 som grunderna till en mekanisk förståelse för hur tryckta valv fungerar kunde börja utvecklas.

Inom bergmekaniken utvecklades de första teoretiska principerna för hur bergförstärkning kan fås att samverka med bergmassan parallellt med utvecklingen och användningen av bergbultar från 1950-talet och framåt (Lang 1961).



Figur 1. Akvedukt Pont du Gard med tryckta bågar i dåtida romerska Gallien, nutida södra Frankrike) (CC-BY-SA 2.0 Pont du Gard Oct 2007 - Akvedukt – Wikipedia).

Principerna för valvbildning i sprickigt, hårt och oförstärkt berg har beskrivits av Stille (1980), där principerna illustreras genom att studera en horisontell samling block med vertikala sprickor enligt Figur 2.



Figur 2. Valvbildning i en horisontell samling block (Stille 1980).

Stille (1980) härleder valvets maximala bärförmåga för en vertikal utbredd last q_{max} (vilken utgörs av summan av en extern last q_v samt last från bergets egentynngd) och visar att den kan beräknas som det minsta värdet med avseende på rotationsstabilitet eller glidstabilitet. En tredje potentiell brottmod är krossning av bergmassan, men för kristallint, sprickigt hårt berg är denna brottmod normalt inte dimensionerande för valvet. Valvets maximala bärförmåga med avseende på rotationsstabilitet kan beräknas enligt ekvation 2.1 och baserat på antagandet att då trycklinjen faller utanför blockets höjd (valvets pilhöjd $f >$ blockets höjd B) uppstår dragspänningar i sprickan och valvet kollapsar genom rotation. Valvets maximala bärförmåga med avseende på glidstabilitet kan beräknas enligt ekvation 2.2, och baseras på antagandet att glidning inte sker under förutsättning att trycklinjens lutning $\alpha <$ sprickornas friktionsvinkel ϕ . Vid vertikala sprickor är risken för glidning störst vid anfangen där trycklinjens lutning når sitt maximum. Valvets maximala bärförmåga bestäms därmed av det minsta värdet med hänsyn till rotations- eller glidstabilitet från följande ekvationer.

$$q_{max} = \frac{8 \cdot H_q \cdot B}{L^2} \quad (2.1)$$

$$q_{max} = \frac{2 \cdot H_q \cdot \tan(\phi)}{L} \quad (2.2)$$

Där H_q är den horisontella upplagskraften och L är spännvidden för valvet (tunnels bredd). Såsom diskuteras av Lang (1961) är det emellertid ofta en kombination av både rotation och glidning som äger rum under verkliga förhållanden. I samband med rotationen utvecklas även spänningskoncentrationer som kan leda till lokal krossning och ytterligare rotation.

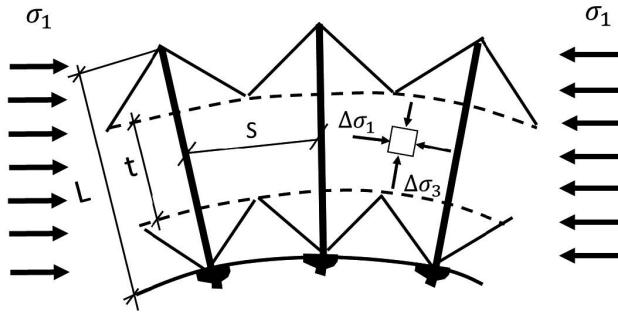
Hur en rad med block med brant stående sprickor går till brott, och som även inkluderar lokal krossning där spänningskoncentrationer uppstår har bland annat studerats av

Diederichs och Kaiser (1999). De utvecklade en iterativ algoritm för att bedöma stabiliteten och bärförmågan för en rad med block avseende buckling, krossning, glidning och nedböjning. Modellen bygger på antagandet att en lateral tryckbåge uppstår i balken, vilken överför de vertikala laster som balken utsätts för till anfangen (the Voussoir beam analogue). Modellen förutsätter emellertid en laminerad bergmassa med brant stående sprickor och är i första hand applicerbar under dessa typer av geologiska förhållanden, vilka exempelvis kan vara ett resultat av sedimentära processer. Om de olika lagren har en liten tjocklek i förhållande till tunnelns spännvidd är det vanligt att bulta ihop lagren i syfte att erhålla en tjockare och starkare balk (s.k. ”stitching bolting”).

Baserat på den enkla betraktelse som presenteras av Stille (1980) kan en grundläggande förståelse erhållas för hur olika parametrar påverkar valvstabiliteten i sprickigt hårt berg. Studeras ekvation 2.1 och 2.2 kan det bland annat observeras att valvets vertikala bärförmåga är proportionell mot den horisontella upplagskraften. Det kan också observeras att för normala värden på friktionsvinkeln (ϕ) för en bergspricka är glidning normalt den dimensionerande brottmoden. Utan horisontella spänningar i valvet är bärförmågan obefintlig. Samtidigt minskar den vertikala bärförmågan proportionellt med spännvidden vid glidning samtidigt som den ökar proportionellt med $\tan \phi$.

Den enskilda horisontella raden med block och vertikala sprickor skiljer sig emellertid kraftigt från det komplexa system som en uppsprucken bergmassa utgör. Dels kan det existera varierande stupningar och flera sprickgrupper i en bergmassa, dels kan det existera multipla rader av bergblock som överlagrar varandra och möjliggör att flera tryckta valv utbildas i bergmassan ovanför tunneln. Vidare kan olika initialspänningar råda i bergmassan, vilket ger upphov till principiellt olika dimensioneringssituationer. Att i varje enskilt fall kunna göra en korrekt ingenjörsmässig bedömning av vilka brottmoder och parametrar som är kritiska är den stora utmaningen vid analys av valvstabiliteten för tunnlar.

Den principiella beskrivningen av Stille (1980) avser bärförmågan för ett oförstärkt valv. Beroende på de geologiska förhållandena, rådande initialspänningar och tunnelns eller berggrummet geometri kan olika principer användas för att förstärka berget. Genom försök i laboratorium på blockmodeller som förstärkts med förspända bultar studerade Lang (1961) hur förspänningskraften från bultarna utvecklade tryckta zoner vinkelrätt bultkraften. Förstärkningsprincipen för detta fall illustreras i Figur 3.

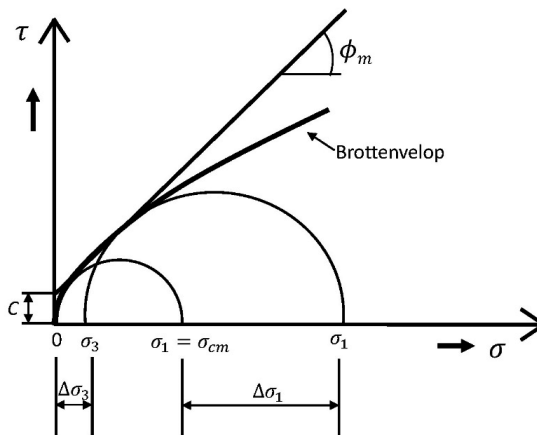


Figur 3. Principiella spänningsförhållanden med förspända bultar (återskapad från Krauland 1983). Notera att förspänningskraften antas fördelas med vinkeln 45° ut från bultarna, vilket illustreras med de sneda strecken ut från bulthuvud och vid bultens ände.

Spänningstillägget från de förspända bultarna ($\Delta\sigma_3$) leder till en ökning av den maximala huvudspänningen ($\Delta\sigma_1$) som bergmassan kan bära och kan beräknas enligt:

$$\Delta\sigma_1 = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_m}{2}\right) \Delta\sigma_3 \quad (2.3)$$

där ϕ_m är bergmassans inre friktionsvinkel. Teorin illustreras i Figur 4 där σ_{cm} är den enaxiella tryckhållfastheten för den oförstärkta bergmassan längs tunnelns hjässa. Genom att tillföra förspänning $\Delta\sigma_3$ ökar bergmassans tryckhållfasthet med $\Delta\sigma_1$ från σ_{cm} till σ_1 såsom illustreras i Figur 4.



Figur 4. Illustration av ökning i bärförmåga i huvudspänningsriktningen σ_1 från ett tillskott i minsta huvudspänningen $\Delta\sigma_3$ från förspända bultar (återskapad från Krauland 1983).

Bergmassans ökade lastkapacitet ΔT och geometriska förhållanden enligt Figur 3 ger därmed:

$$\Delta\sigma_3 = \frac{P}{s^2} \quad (2.4)$$

$$\Delta T = \Delta\sigma_1 t \quad (2.5)$$

Där P är lastkapaciteten för en enskild bult, s avståndet mellan bultarna och t tjockleken på det tryckta valvet såsom illustreras i Figur 3 (notera att det horisontella avståndet $s/2$ är lika stort som det vertikala avståndet ovan och under den tryckta zonen, dvs $L_B = s/2 + t + s/2$ och därmed blir $t = L_B - s$). Genom att kombinera ekvation 2.3 – 2.5 erhålls följande uttryck för ökningen i lastkapacitet per meter tunnel:

$$\Delta T = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_m}{2} \right) \frac{P(L_B - s)}{s^2} \quad (2.6)$$

Baserat på utförda försök konstaterade Lang (1961) att förspänningen från bultarna sprids med en vinkel på cirka 45° från bultens ändförankring och bricka. Bultavståndet s måste därmed vara mindre än halva bultlängden $L_B/2$ för att en tryckt zon ska kunna utbildas och vid $s = L_B/3$ uppgår t till cirka två tredjedelar av bultlängden L_B . Resultaten indikerade vidare att bultavståndet s inte bör överstiga tre gånger den genomsnittliga blockstorleken. Principerna för valvbildande bultning med förspända bultar, baserat på arbetet av Lang (1961), har redovisats av både Bjurström & Heimersson (1975) och Krauland (1983).

Resonemanget ovan bygger på att höga tangentialspänningar råder längs tunnelns hjässa och att en ökning av bergets bärförmåga i huvudspänningsriktningen eftersträvas. I många fall är det emellertid snarare en brist på tryckspänningar i tunnelns hjässa som är problemet. Den vertikala lastkapaciteten vid bultning kan då bestämmas baserat på att ett tryckt valv kan utbildas inom den tryckta zonen som skapas av de förspända systematiskt installerade bultarna såsom illustreras i Figur 5 (Krauland 1983). Resonemanget utgår ifrån att momentjämvikt råder mellan den horisontella upplagskraften H_q och en vertikal jämnt utbredd last q .

$$H_q = \frac{qL^2}{8f} \quad (2.7)$$

Där L är tunnelns spännvidd och f är valvet pilhöjd. Notera att valvets pilhöjd f är samma som avståndet z i Figur 5. Det antas vidare att tryckspänningen parallellt trycklinjen är triangulär och verkar inom valvet och att den tryckta zonen t kan uttryckas som:

$$t = z + \frac{2}{3}h \quad (2.8)$$

Där t är den tryckta zonen som skapas av de förspända bultarna, z är avståndet mellan tyngdpunkterna för den triangulära lasten vid anfangen och hjässan och h är höjden på den tryckta zonen i trycklinjen. Baserat på ekvation 2.7 och 2.8 kan följande uttryck för den vertikala lastkapaciteten q_{\max} bestämmas:

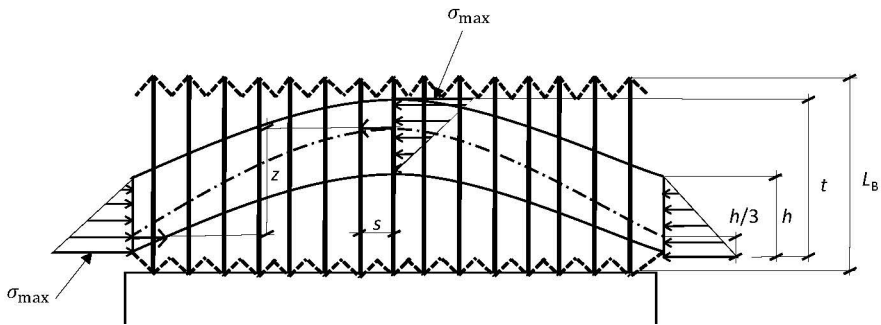
$$q_{\max} = \frac{4h \left(t - \frac{2}{3}h \right) \sigma_{\text{cm}}}{L^2} \quad (2.9)$$

där σ_{cm} är den enaxiella tryckhållfastheten för bergmassan. Enligt Krauland (1983) kan det visas att σ_{cm} når sitt minimum då

$$h = \frac{3}{4}t \quad (2.10)$$

och den tryckta zonen t kan uttryckas som en funktion av bultlängden L_B och bultavståndet s enligt:

$$t = L_B - s \quad (2.11)$$



Figur 5. Princip för valvbildande bultning (återskapad från Krauland 1983).

Genom att kombinera ekvation 2.9-2.11 kan följande uttryck för den vertikala lastkapaciteten bestämmas (Krauland 1983):

$$q_{\max} = \frac{3(L_B - s)^2 \sigma_{\text{cm}}}{2L^2} \quad (2.12)$$

Ekvation 2.12 uttrycks ibland på formen (Li 2017):

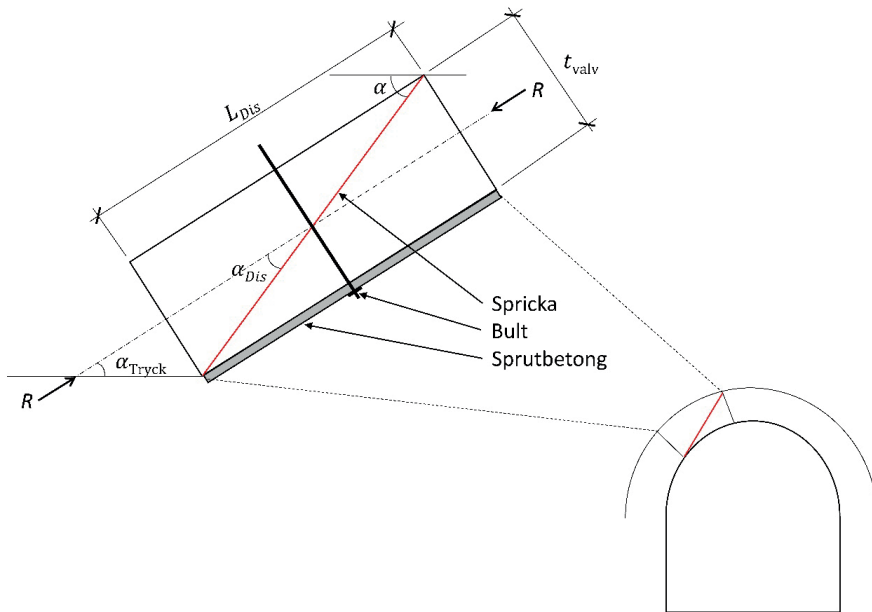
$$\sigma_{\max} = k \sigma_{\text{cm}} \left(\frac{t}{L} \right)^2 \quad (2.13)$$

Experimentiella försök utförda av Wright (1973) kom fram till att $k \sim 0,9$, vilket indikerar att den finns en relativt stor modellosäkerhet för uttrycket i ekvation 2.12.

3 ANALYTISK MODELL

Det finns vid liten bergtäckning, eller vid förekomst av en löskärna med obelastat berg i hjässan av tunneln, en risk att bergmassan med tillhörande förstärkning överbelastas och kollapsar. Glidning är normalt den dimensionerande brottmoden vid dessa fall. Om glidning inträffar avlastas bergmassan vid relativt små deformationer och valvet kan kollapsa på grund av otillräcklig valvstabilitet. Det är därför nödvändigt att verifiera att bergförstärkningen tillsammans med bergmassan kan skapa ett bärande valv utan att glidning inträffar. Inga av de metoder som beskrivits i kapitel 2 kan emellertid explicit beakta inverkan från separata sprickplan i kombination med effekten från bergförstärkning i form av sprutbetong och bult. I syfte att möjliggöra detta har en analytisk modell utvecklats, vilken beskrivs i detta kapitel.

För att kunna verifiera bergförstärkningen studeras kraftjämvikten i ett element där bergmassan och förstärkning i form av sprutbetong och bult samverkar. Elementets längd bestäms av valvets tjocklek, t_{valv} , som antas till bultlängden minus erforderlig förankringslängd i kombination med vinkeln (alfa dis) mellan valvets trycklinje och sprickans stupning (alfa). Principen illustreras i Figur 6.



Figur 6. Definition av element för analys av kraftjämvikt.

För att studera kraftjämvikten måste de horisontella och vertikala krafterna i valvet först bestämmas. Den horisontella kraften per meter tunnel, H_q , som krävs för att bära valvet kan beräknas enligt:

$$H_q = \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot f} \quad (3.1)$$

Vertikalkraften per meter tunnel, V_q , längs valvet varierar enligt följande ekvation:

$$V_q(x) = q \cdot x \quad (3.2)$$

där x är avståndet längs tunnelns bredd ($x=0$ utgör centrum på tunneln och $x=B/2$ utgör anfangen på tunneln), q är den vertikala belastningen, L är tunnelns bredd och f är tunnelns pilhöjd.

Den resulterande tryckkraften, R , längs valvet kan då beräknas enligt:

$$R(x) = \sqrt{H_q^2 + V_q(x)^2} \quad (3.3)$$

Vid valvbildning kan trycklinjen, $y(x)$, tecknas:

$$y(x) = \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot H_q} \left[1 - \left(\frac{2x}{L} \right)^2 \right] \quad (3.4)$$

Genom derivering kan trycklinjens lutning erhållas:

$$y'(x) = -\frac{q \cdot x}{H_q} \quad (3.5)$$

Komponenterna från trycklinjen per meter tunnel kan indelas i en skjuvkraft parallellt sprickplanet, T_R , respektive vinkelrätt sprickplanet, N_R , enligt:

$$T_R = R \cdot \cos(\alpha_{Dis}) \quad (3.6)$$

$$N_R = R \cdot \sin(\alpha_{Dis}) \quad (3.7)$$

Där α_{Dis} är vinkeln mellan sprickplanet och valvets trycklinje och R är tryckkraften i trycklinjen såsom tidigare definierats i Figur 6. Det bör noteras att trycklinjen för valvet som samverkar med förstärkningen antas följa tunneltaketets kontur. Mobiliserad horisontalkraft, H_q , vid anfangen bestäms således av vertikal belastning och tunneltaketets geometri.

Om det antas att tunneltaketets kurvatur utgörs av en cirkelbåge med konstant radie, r , kan det baserat på cylinderformeln vidare antas att sprutbetongen utgör ett mothållande sidotryck, $\sigma_{3,SB}$, som verkar på längden L_{Dis} , vilket kan tecknas:

$$\sigma_{3,SB} = \frac{f_{cd} \cdot t_{SB}}{r} \quad (3.8)$$

där f_{cd} är sprutbetongens dimensionerande tryckhållfasthet, t_{SB} är sprutbetongens tjocklek, och r är tunneltaketets radie.

Den totala mothållande kraften från sprutbetongen per meter tunnel, S_{SB} , beräknas enligt:

$$S_{SB} = \sigma_{3,SB} \cdot L_{Dis} \quad (3.9)$$

Den totala mothållande kraften från sprutbetongen per meter tunnel kan i sin tur indelas i en skjuvkomponent parallellt sprickan, T_{SB} , och en normalkomponent vinkelrätt sprickan, N_{SB} , enligt:

$$T_{SB} = S_{SB} \cdot \sin(\alpha_{Dis}) \quad (3.10)$$

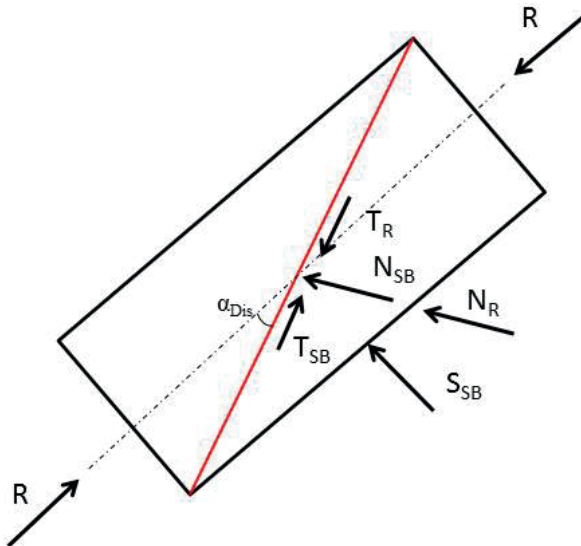
$$N_{SB} = S_{SB} \cdot \cos(\alpha_{Dis}) \quad (3.11)$$

Det bör noteras att T_{SB} i ekvation 3.10 blir negativ och därmed reducerar skjuvkraften. Den totala skjuvkraften per meter tunnel, T_{TOT} , och normalkraften per meter tunnel, N_{TOT} , som verkar på sprickplanet beräknas enligt:

$$T_{TOT} = T_R - T_{SB} \quad (3.12)$$

$$N_{TOT} = N_R + N_{SB} \quad (3.13)$$

En illustration över uppdelningen av valvkrafter från trycklinjen och mothållande krafter från sprutbetongen tangentiellt och normalt sprickplanet presenteras i Figur 7.



Figur 7. Illustration över uppdelning av kraftkomponenter från valvkrafter och mothållande krafter från sprutbetongen tangentiellt och normalt sprickplanet.

För att beakta inverkan från bergbultar kan överföringen av skjuvspänningar för bulten i sprickan tecknas som:

$$f_f = (\rho \cdot f_{yd} + \sigma_c) \mu \quad (3.14)$$

Där f_f är sprickans skjuvhållfasthet, ρ är förhållandet mellan bultarea och sprickans area, f_{yd} är bultens dimensionerande flytspänning, σ_c är tryckspänningen över sprickan och μ är sprickans friktionskoefficient ($\tan(\phi)$).

För att beakta inverkan från lutande bult multipliceras ρ med termen

$$\sin\beta + \frac{\cos\beta}{\mu}$$

där β är vinkeln mellan spricka och bult enligt Figur 8.

Genom att inkludera termen för lutande bultar i ekvation 3.14 erhålls:

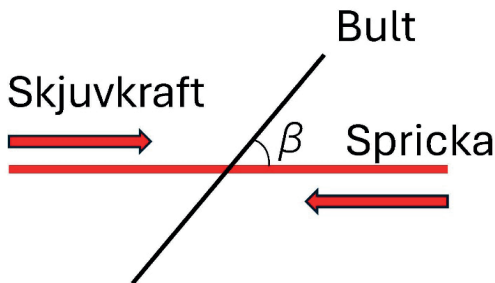
$$f_f = \left(\rho \cdot \left(\sin\beta + \frac{\cos\beta}{\mu} \right) f_{yd} + \sigma_c \right) \mu \quad (3.15)$$

För att erhålla krafter över elementet multipliceras båda leden med sprickans area, vilket leder till följande uttryck för sprickans skjuvhållfasthet per meter tunnel, T_F , med hänsyn till inverkan från bult och sprutbetong:

$$T_F = \left[N_{TOT} + \left[\sin\beta + \frac{\cos\beta}{\tan\phi} \right] \cdot n \cdot A_s \cdot f_{yd} \right] \tan\phi \quad (3.16)$$

där A_s är arean för en bult och n är antalet bult längs sprickan per m tunnel och beräknas enligt:

$$n = \frac{L_{Dis} \cdot 1}{s^2} \quad (3.17)$$



Figur 8. Definition av vinkeln β vid lutande bult i förhållande till bergspricka.

För kontroll om föreslagen förstärkning är tillräcklig kontrolleras att sprickans skjuvhållfasthet är större eller lika med pådrivande skjuvkrafter över sprickan, dvs

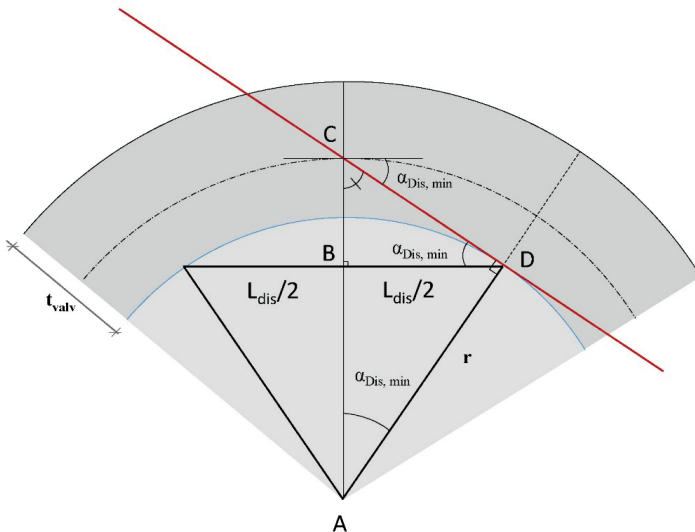
$$T_F \geq T_{TOT}. \quad (3.18)$$

Om sprickans läge är osäkert genomförs kontrollen för olika lägen x längs tunnelbredden. Om även stupningen på sprickorna är osäker genomförs kontroll med olika värden på sprickans stupning α .

För att brottmoden ska kunna inträffa krävs emellertid att sprickan ska skära tunnelkonturen. Eftersom det antas att sprickan skär trycklinjen i mitten av det analyserade elementet, finns det en minsta vinkel, $\alpha_{Dis,min}$, för vilken glidning är möjlig. Detta illustreras i Figur 9. Vinkeln $\alpha_{Dis,min}$, kan beräknas från triangeln ACD, eftersom sidan $AD=r$ och sidan $AC=r+t/2$. Vidare är vinkeln $D=\alpha_{Dis,min}$, i triangeln BCD eftersom vinkel C i triangeln BCD är $90 - \alpha_{Dis,min}$. Detta ger att vinkel D i triangeln ABD är $90 - \alpha_{Dis,min}$ och vinkeln A i triangeln ABD är därmed $\alpha_{Dis,min}$.

Baserat på ovanstående resonemang kan vinkeln $\alpha_{Dis,min}$ bestämmas med följande ekvation:

$$\alpha_{Dis,min} = \arccos\left(\frac{r}{r + t/2}\right) \quad (3.19)$$



Figur 9. Illustration för bestämning av vinkeln $\alpha_{Dis,min}$.

Som alla analytiska modeller är den föreslagna modellen baserad på flera förenklingar. Tunneltaket antas utgöras av en konstant radie, vilket inte alltid är fallet i en utsprängd tunnel. I dessa fall rekommenderas att takets övergripande radie uppskattas. Lokalt kan även större utfall innebära avvikelser i geometrin som kan reducera förmågan att bilda ett tryckt valv i sprutbetongen.

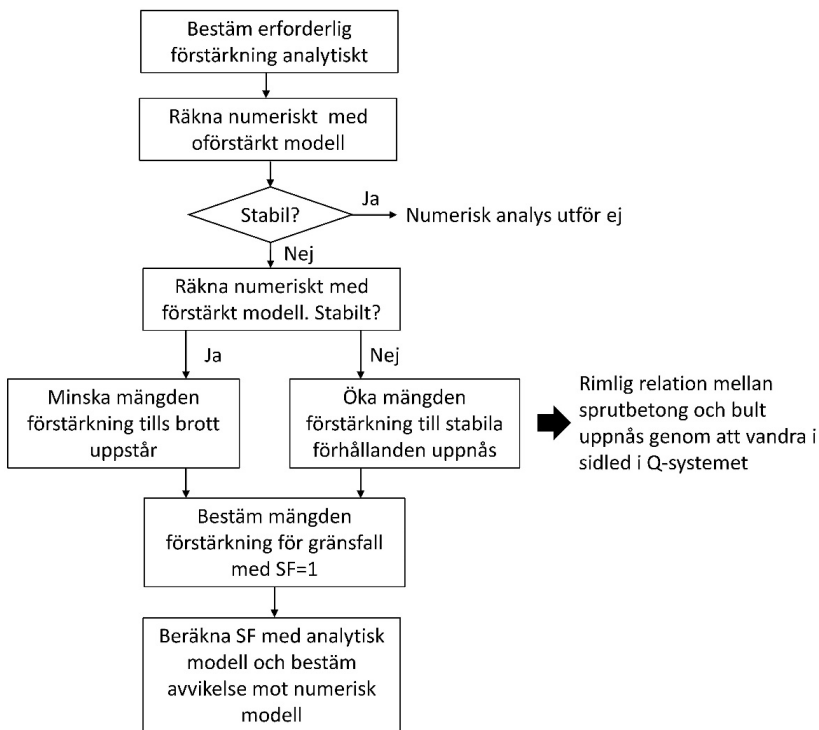
Det idealiserade tryckta valvet innebär också att modellen inte tar hänsyn till eventuella moment som kan uppstå i sprutbetongen. Vidare krävs även en viss deformation av både sprutbetongen och bultarna för att mobilisera full bärförmåga. Hur denna spänningsomfördelning ser ut beaktas inte i den analytiska modellen.

Vidare kan modellen inte beakta inverkan från blockstorlek, och att flera bärande valv kan utbildas i bergmassan ovanför tunneln.

4 METODIK

Metodiken som använts för att verifiera den analytiska modellen och analysera dess modellosäkerhet illustreras i Figur 10.

Inledningsvis bestäms erforderlig förstärkning enligt den analytiska modellen. Därefter genomförs en numerisk tvådimensionell beräkning i UDEC av en oförstärkt situation i syfte att kontrollera om förstärkning behövs eller om modellen är stabil utan förstärkning. Om förstärkning behövs genomförs en numerisk beräkning med erforderlig förstärkning enligt den analytiska modellen. Om resultaten visar att modellen är stabil, minskas mängden förstärkning succesivt tills gränsfallet med stabila förhållanden uppnås ($SF=1,0$). Om resultaten däremot visar att modellen är instabil, ökas mängden förstärkning succesivt tills gränsfallet med stabila förhållanden uppnås ($SF=1,0$). Relationen mellan sprutbetong och bultmängd erhålls genom att vandra i sidled i Q-systemet (NGI 2013).



Figur 10. Metodik för verifiering av den analytiska modellen och analys av dess modellosäkerhet.

Det förstärkningsfall som har $SF=1,0$ i den numeriska modellen analyseras därefter med den analytiska modellen och säkerhetsfaktorn bestäms. Den analytiska modellens osäkerhet bestäms därefter som förhållandet i säkerhetsfaktor mellan analytisk och numerisk modell.

$$SF = \frac{SF_{\text{analytisk modell}}}{SF_{UDEC}} \quad (4.1)$$

Säkerhetsfaktorn i *UDEC* bestämdes genom att använda förstärkning enligt den numeriska beräkningen i den analytiska modellen och därefter beräkna säkerhetsfaktorn.

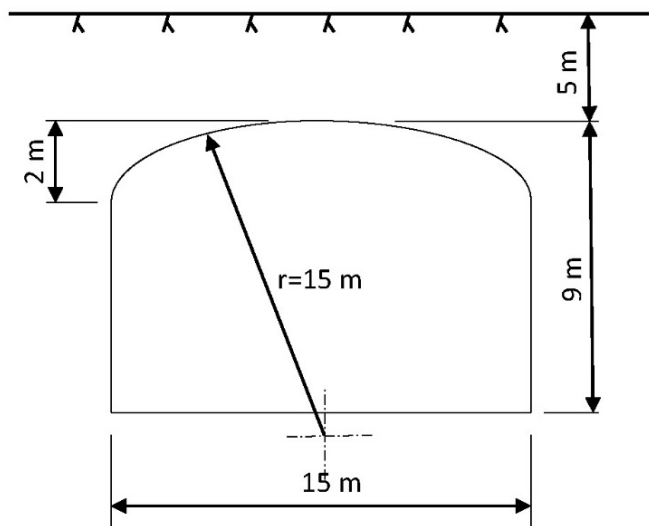
5 ERFORDERLIG ANALYTISK FÖRSTÄRKNING

5.1 Analyserade fall och tunnelgeometri

I syfte att verifiera den utvecklade analytiska modellen har valvstabiliteten för en fiktiv yttlig tunnel analyserats. Spricksystemet i bergmassan för det analyserade fallet antas bestå av två ortogonala sprickgrupper som successivt roteras. Totalt analyserades sju olika stupningar på sprickorna: 0° , 15° , 30° , 45° , 60° , 75° och 90° , vilket resulterade i följande möjliga orienteringar av spricksystemet $0/90^\circ$, $15/75^\circ$, $30/60^\circ$, $45/45^\circ$, $60/30^\circ$, $75/15^\circ$ och $90/0^\circ$.

För de olika sprickstupningarna analyserades erforderlig förstärkning enligt den analytiska modellen beskriven i kapitel 3 med enbart sprutbetong, enbart bult samt för en kombinerad förstärkning av sprutbetong och bult.

Tunneln för det analyserade fallet har en bredd på 15 m och en höjd på totalt 9 m. Bergtäckningen är 5 m. Pilhöjden f för tunneln är 2 m. Radien för tunnelns hjässa är antagen till 15 m. Tunnelns geometrier framgår av Figur 11.



Figur 11. Geometri för det analyserade fallet.

5.2 Förutsättningar och indata

5.2.1 Initialspänningar

För att erhålla en tunnel med otillräcklig valvstabilitet utan förstärkning har gravitativa initialspänningar antagits råda i bergmassan, dvs

$$\sigma_H = \sigma_h = \left(\frac{v}{1-v}\right) \cdot \sigma_v, \quad (5.1)$$

vilket genererar kvoten $\sigma_H = \sigma_h = \frac{\sigma_v}{3}$ om tvärkontraktionstalet $\nu_m = 0,25$.

5.2.2 Sprickornas egenskaper

Bergsprickorna har antagits ha en friktionsvinkel $\phi=37^\circ$ och ingen dilatation har beaktats. Avståndet mellan sprickorna har antagits vara 1 m, vilket genererar en blockstorlek på 1x1 m.

5.2.3 Egenskaper bergbult

Bergbultarna antas bestå av fullt ingjuten kamstålsbult, B500BT, med diameter $\Phi=25$ mm. Enligt Lindfors m.fl. (2019) är partialkoefficienten för ospänd armering $\gamma_s = 1,15$ för en varaktig dimensioneringssituation. Bultarnas karakteristiska egenskaper redovisas i Tabell 1. Baserat på en tunnelbredd på 15 m har bultlängden antagits till 4 m.

Tabell 1. Karakteristiska egenskaper, partialkoefficienter och dimensionerande egenskaper för bergbultar (B500 BT).

Parameter	Karakteristiskt värde	Partialkoefficienter γ_s	Dimensionerande värde
Tvärsnittsarea för $\Phi=25$ mm, A_s [m ²]	4,91E-04	-	4,91E-04
Densitet ρ_s [kg/m ³]	7800	-	7800
Elasticitetsmodul, E_s [GPa]	210	1,15	183
Flytdragspänning, f_y [MPa]	500	1,15	435
Dragbärförmåga för $\Phi=25$ mm, F_y [kN]	246	1,15	214
Tryckbärförmåga för $\Phi=25$ mm, F_{ck} [kN]	246	1,15	214
Dragbrottöjning, ε_g [%]	5	1,15	4

5.2.4 Egenskaper sprutbetong

Sprutbetongen antas utföras enligt hållfasthetsklass C32/40. Enligt Lindfors et al. (2019) är partialkoefficienten för betong, $\gamma_c = 1,5$ för en varaktig dimensionerings-situation (Lindfors m.fl. 2019). Använda karakteristiska egenskaper, partialkoefficienter och dimensionerande egenskaper för fiberarmerad sprutbetong redovisas i Tabell 2 (i huvudsak baserade på rekommendationer i Lindfors m.fl. (2019)).

Tabell 2. Karakteristiska egenskaper, partialkoefficienter och dimensionerande egenskaper för sprutbetong (Säkerhetsklass 3, hållfasthetsklass C32/40).

Parameter	Karakteristiskt värde	Partialkoefficienter γ_s	Dimensionerande värde
Densitet ρ_c [kg/m ³]	2300	-	2300
Elasticitetsmodul, E_c [MPa]	16,0 ^{a)}	1,5	10,7
Poisson's tal, ν_c [-]	0,25	-	0,25
Skjuvhållfasthet, τ_{ad} [MPa]	2	1,5	1,33
Böjdraghållfasthet, f_{flcr} [MPa]	4	1,5	2,7
Tryckhållfasthet, f_c [MPa]	32	1,5	21,3
Vidhäftningshållfasthet, τ_{ad} [MPa]	0,5	1,5	0,33

a) Detta värde utgör ett erfarenhetsvärde baserat på uppskattning från Malmgren (2001), tabell 2-9, vid ett karaktäristiskt värde för betong på 33 GPa i enlighet med SS-EN 1992-1-1: 2005.

5.3 Erforderlig förstärkning enligt analytisk modell

Med hänsyn till bergtäckningen och den låga initialspänningen för den analyserade tunneln kommer trycklinjen i bergmassan att falla ovanför bergytan när ett naturligt bärande valv försöker skapas. I den avlastade bergmassan kan glidning, rotation och blockutfall ske i de genomgående sprickplanen. Det är därför nödvändigt att bergförstärkningen tillsammans med bergmassan kan skapa ett bärande valv. För att potentiell glidning längs sprickorna inte ska kunna inträffa behöver erforderlig förstärkning bestämmas, vilket har utförts med den analytiska modellen beskriven i kapitel 3. Då hårt kristallint berg antas utgör lokal krossning inte ett problem. Vidare bedöms rotation inte kunna ske med den antagna trycklinjen för det bärande valvet om glidning förhindras och bergmassan är förstärkt.

Beräkningarna genomfördes med programmet Excel¹ som lämpar sig väl för att genomföra beräkningarna med den analytiska modellen eftersom beräkningarna bygger på en iterativ process där olika förstärkningar provas för att uppnå en lägsta säkerhetsfaktor på 1.0 (givet att dimensionerande värden används på förstärkningselementen). Beräkningarna utfördes med en halvmeter mellan varje beräkningspunkt, dvs $x=0,0; 0,5; 1,0 \dots 7,5$ m, för att kontrollera att villkoret $T_F \geq T_{TOT}$ var uppfyllt enligt ekvation 3.18.

Inledningsvis beräknades den horisontella kraften per meter tunnel, H_q , som krävs för att bära valvet, vilken kan beräknas enligt ekvation 3.1. Med en bergtäckning på 5 m och en tunghet för bergmassan på $26,5 \text{ kN/m}^3$ uppgår den utbredda lasten q till 133 kPa. Med en pilhöjd f på 2 m och en tunnelbredd på 15 m blir $H_q=1863 \text{ kN/m}$. Upplagskraften vid anfangen V_q uppgår till 994 kN/m, vilket genererar en maximal resulterande kraft R i trycklinjen vid upplagen på 2112 kN/m.

Genom ekvation 3.4 och 3.5 beräknades trycklinjens lutning α_{Tryck} i varje punkt x längs tunneln. Beräkningarna utfördes med en halvmeter mellan varje beräknad punkt, dvs $x=0,0; 0,5; 1,0 \dots 7,5$ m. För varje antagen stupning α på sprickplanet beräknades därefter vinkeln mellan trycklinjen och sprickplanet α_{Dis} . Med vinkeln α_{Dis} känd beräknades, i nästa steg, komposanterna T_R och N_R parallellt respektive vinkelrätt sprickan från den resulterande kraften i trycklinjen R för varje punkt x längs tunnelns bredd med ekvation 3.6 och 3.7.

Sprutbetongens mothållande tryck bestämdes med ekvation 3.8, där det dimensionerande värdet på sprutbetongens tryckhållfasthet (21,3 MPa) användes. Eftersom bultlängden och förankringslängden för bulten antogs till 4 m respektive 1 m blev det analyserade elementets tjocklek $t_{\text{valv}}=3$ m. Baserat på α_{Dis} och t_{valv} beräknades det analyserade elementets längd L_{Dis} för varje punkt x längs tunnelbredden. Därefter beräknades komposanterna T_{SB} och N_{SB} parallellt respektive vinkelrätt sprickan från det mothållande sprutbetongtrycket med ekvation 3.10 och 3.11. I efterföljande beräkningssteg summerades för varje punkt x skjuv- och normalkomposanterna T_R och T_{SB} samt N_R och N_{SB} enligt ekvation 3.12 och 3.13.

Ett antaget s -avstånd för bergbultarna (s) användes sedan för att beräkna antalet bult n längs det definierade elementet per meter tunnel med ekvation 3.17. Antalet bult n användes sedan i ekvation 3.16 tillsammans med den dimensionerande flytdragspänningen för bergbulten för att beräkna sprickans skjuvhållfasthet per meter tunnel, T_F . Slutligen kontrollerades att villkoret $T_F \geq T_{TOT}$ precis var uppfyllt (SF 1,0) enligt ekvation 3.18 för varje punkt x som analyserades, samt att sprickan skär tunnelkonturen och uppfyllde villkoret $\alpha_{\text{Dis}} > \alpha_{\text{Dis, min}}$. Den förstärkning som resulterade i att båda villkoren uppfylldes utgjorde slutlig erforderlig förstärkning. Erforderlig förstärkning med enbart

¹ Exempel tillgängligt via BeFos hemsida i anslutning till aktuell rapport

sprutbetong samt enbart bergbult redovisas i Tabell 3 och kombinerad förstärkning redovisas i Tabell 4.

Tabell 3. Erforderlig förstärkning enligt analytisk modell med enbart sprutbetong respektive bult, där x avser läge för kritisk dimensioneringssituation.

Sprickstupning α (°)	Enbart sprutbetong		Enbart bergbult	
	t (cm)	x (m)	s (m)	x (m)
0	*	-	*	-
15	**	-	**	-
30	11	1,0	1,2	1,0
45	12	5,0	1,1	5,0
60	12	7,5	1,1	7,5
75	6	7,5	1,6	7,5
90	***	-	***	-

*) Glidning sker in i bergmassan och är inte möjlig.

**) Sprickan skär inte tunnelkonturen och bedöms inte möjlig.

***) Stabilt utan förstärkning.

Tabell 4. Erforderlig förstärkning enligt analytisk modell för en kombinerad förstärkning med sprutbetong och bult, där x avser läge för kritisk dimensioneringssituation.

Sprickstupning α (°)	Kombinerad förstärkning sprutbetong och bult		
	t (cm)	s (m)	x (m)
0	*	-	-
15	**	-	-
30	7	2,0	1,0
45	8	2,0	5,0
60	8	2,0	7,5
75	4	2,3	7,5
90	***	-	-

*) Glidning sker in i bergmassan och är inte möjlig.

**) Sprickan skär inte tunnelkonturen och bedöms inte möjlig.

***) Stabilt utan förstärkning.

Som framgår av Tabell 3 utgörs erforderlig förstärkning med enbart sprutbetong enligt den analytiska modellen av 6-12 cm sprutbetong beroende på sprickans stupning. Om enbart bult används utgörs erforderlig förstärkning av systematisk bultning med avstånd 1,1-1,6 m. Vid en kombinerad förstärkning utgörs erforderlig förstärkning av 4-8 cm sprutbetong kombinerad med systematisk bultning med avstånd 2,0-2,3 m, se Tabell 4. De sprickstupningar som kräver mest förstärkning är 45° och 60°, vilket beror på att vinkeln mellan trycklinjens och sprickornas stupning blir ogynnsam och höga skjuvkrafter utvecklas längs sprickplanet. På grund av detta varierar också läget för den kritiska dimensioneringssituationen beroende på sprickornas stupning. Vid en stupning på 30° inträffar den kritiska dimensioneringssituationen vid $x=1$ m och vid 45° stupning vid $x=5$ m. För sprickor med en stupning på 60° och 75° grader inträffar den kritiska dimensioneringssituationen vid anfanget ($x=7,5$ m).

6 NUMERISK MODELLERING

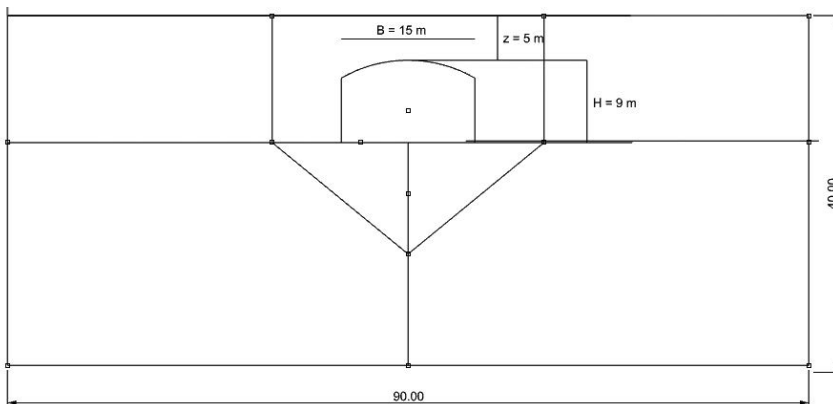
6.1 Beräkningsprogram

Den numeriska modelleringen utfördes med hjälp av det tvådimensionella beräkningsprogrammet *UDEC* (Itasca 2019), vilket är speciellt utformad för att modellera blockig bergmassa med explicita samverkande sprickplan. Modellen och materialparametrarna anpassades för att så nära som möjligt följa de modellantaganden som gjorts i den analytiska modellen och samtidigt uppnå en rimlig lösning jämfört med en "verklig" situation.

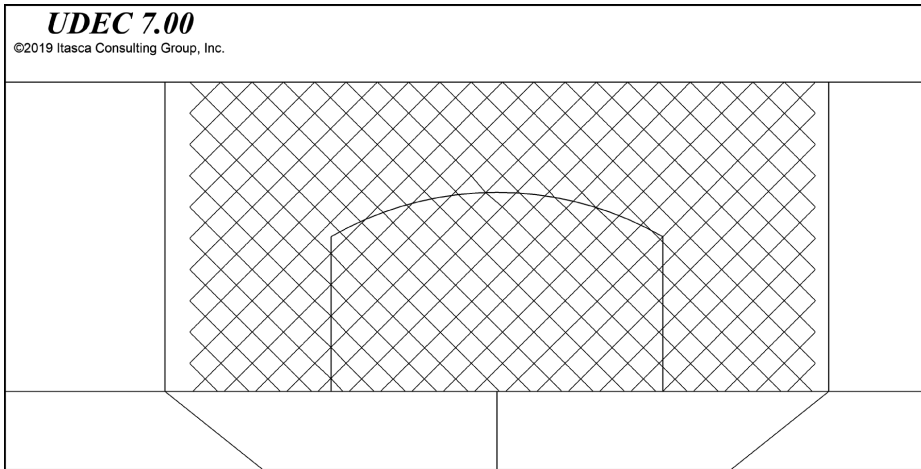
6.2 Geometrier

Den utvalda tunnelsektionen har som tidigare beskrivits en bredd på 15 m. Sprickorna i bergmassan antogs bestå av ett ortogonalt spricksystem bestående av två sprickgrupper som sekventiellt roterades. Avståndet mellan sprickorna för varje sprickgrupp sattes till 1 m, vilket skapade en blockig bergmassa med en blockstorlek på 1x1 m. De stupningar på sprickorna som beaktades var 0/90, 15/75, 30/60, 45/45, 60/30 och 75/15°.

Modellens centrum försköts något för att undvika en perfekt symmetri mellan modellerna 15/75° och 75/15° samt 30/60 och 60/30°. Förskjutning av modellens centrum gjordes också för att beakta känsligheten i resultaten från specifika skärningar mellan individuella sprickor och modellerad förstärkning. Modellens basgeometri framgår av Figur 12. Sprickor lades enbart till inom den rektangel som inrymmer själva tunneln, se Figur 13. Konstruktionsprickor (diskreta fiktiva plan som inte representerar verkliga sprickor) inkluderades för att möjliggöra graderad diskretisering av blocken där små element skapas vid tunneln och inom sprickregionen (zonkantlängd 0,25 m). Utanför sprickregionen, på sidorna av och direkt nedanför tunneln, skapas medelstora element med en zonkantlängd på 0,5 m, och i de nedre högra och vänstra hörnen stora element; zonkantlängd 1,5 m.



Figur 12. Basgeometri för de numeriska modellerna i *UDEC* (med konstruktionsprickor illustrerade).



Figur 13. UDEC-modell med sprickregion runt tunneln (samt konstruktionssprickor illustrerade).

6.3 Indata

Indata för det intakta berget och bergsprickorna presenteras i Tabell 5, och det antagna in-situ spänningstillståndet i Tabell 6. Eftersom det är en ytlig tunnel antogs gravitativt inducerade spänningar, vilket även bedöms utgöra det mest kritiska fallet såsom beskrivits i kapitel 5. E-modulen för det intakta berget valdes i det lägre spannet så att intakt berg och bergsprickor erhöi en styvhet som är representativa för en bergmassa med Q -värde 4.

Tabell 5. Indata för intakt berg och bergsprickor.

Intakt berg	
E_i	25 GPa
ν_i	0,25
Sprickor	
c	0
ϕ	37°
ψ	0°
k_s	10 GPa/m
k_n	100 GPa/m

Tabell 6. Indata för in-situ spänningstillstånd i bergmassan.

Spänningskomponent	Orientering	Magnitud
σ_H	Horisontell (i modellens plan, x-axel)	$\rho gh^*(v_m/1-v_m)$
σ_h	Horisontell (ut från modellens plan)	$\rho gh^*(v_m/1-v_m)$
σ_v	Vertikal (i modellens plan y-axel)	ρgh

Egenskaperna för bergförstärkning i *UDEC* i form av bergbult presenteras i Tabell 7 och i form av sprutbetong i Tabell 8, baserat på de värden som används för beräkning av analytisk förstärkning i kapitel 5. Bergförstärkningen i tunneln riktning (out-of-plane) beaktades genom automatisk skalning av krafterna över ett enhetsdjup på 1 m.

Tabell 7. Indata i *UDEC* för bergbult.

Parameter bergbult	
Radie	0,0125 m
Koppling-kohesion-normal	0,350 MPa
Koppling-kohesion-skjuv	0,350 MPa
Koppling-friktion-normal	32°
Koppling-friktion-skjuv	32°
Koppling-styvhet-normal	0,410 GPa/m
Koppling-styvhet-skjuv	0,410 GPa/m
Densitet	7800 kg/m ³
Avstånd	Varierande (samma som s-avstånd)
Töjning vid dragbrott	0.0 %
Flytkraft tryck	214 kN
Flytkraft drag	214 kN
Elasticitetsmodul, <i>E</i>	183 GPa
Elementlängd	0,1 m
Bultlängd	4 m

Tabell 8. Indata i *UDEC* för sprutbetong.

Parameter sprutbetong	
Densitet	2300 kg/m ³
Tvärkontraktionstal, ν	0,25
Elasticitetsmodul, E	10,7 GPa
Flytspänning i tryck	21,3 MPa
Flytspänning i drag	2,7 MPa
Flytspänning i drag- residual	0,0 MPa
Avstånd (out-of-plane) mellan element	1 m (Kontinuerlig)
Tjocklek	Varierar
Area tvärsektion	Varierar
Bredd	1 m (Kontinuerlig)
Koppling-friktion	45°
Koppling-koheSION	0,8 MPa
Koppling-drag	0,8 MPa*
Koppling-styvhet-normal	2,4 GPa/m
Koppling-styvhet-skjuv	1,2 GPa/m
Element längd	0,25 m

*) Baserat på data redovisade i (Bjureland m.fl. 2019).

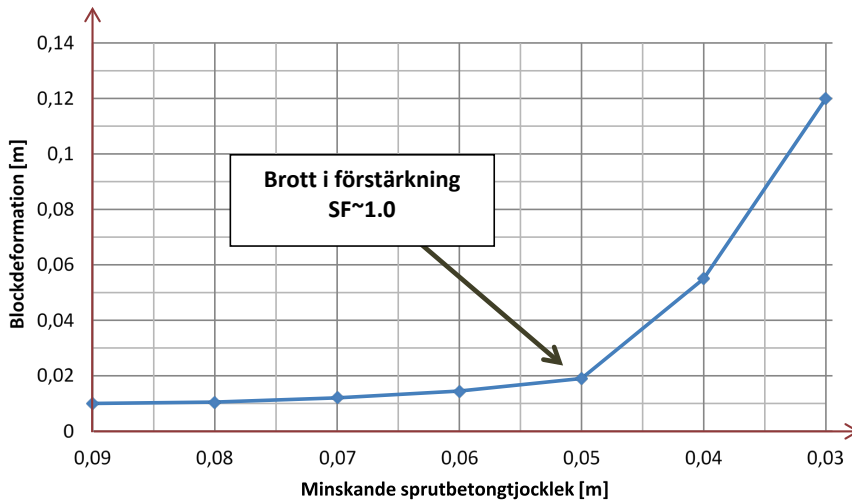
Sprutbetongen modellerades som ett semi-plastiskt material på så sätt att sprutbetongen kan flyta och släppa från bergytan, men den kan inte fysiskt spricka upp och separera i bitar. Det innebär att sprutbetongen ofrånkomligen kommer ha en viss kapacitet även efter att den uppnår flytgränsen, vilket inte beaktas i den analytiska modellen. Bultarna har modellerats fullt plastiska och ingen plastisk töjning tilläts för att överensstämna med antagandena i den analytiska modellen.

6.4 Definition av brott

För att ta hänsyn till att den analytiska modellen baseras på ett jämviktstillstånd vid brott, definierades brott i *UDEC*-modellen som det tillfälle då signifikanta deformationer inträffade i ett block som angränsade till de utvärderade elementen för förstärkningen. Begreppet signifikanta deformationer definierades som en relativ förskjutning, där den initiala signifikanta förskjutningen bestämdes som inflektionspunkten i de beräknade deformationerna för individuella block där blockdeformationen plottades på y -

axeln och mängden förstärkning på x-axeln. Brott i modellen definierades således som inflektionspunkten i graferna där en reduktion i förstärkningen resulterade i en abrupt förändring i deformationstrenden för blocket. Principen illustreras i Figur 14.

Modellerna beräknades utan förstärkning, förstärkt med enbart sprutbetong, förstärkt med enbart bult och förstärkt med en kombination av sprutbetong och bult. För modellen med kombinerad förstärkning valdes avståndet mellan bultarna utifrån en förstärkningsklass för den sista stabila modellen med enbart bultar och tjockleken på sprutbetongen minskades därefter succesivt tills brott inträffade.



Figur 14. Princip för definition av brott i *UDEC* modellerna. Notera att värden på x-axeln är omvända i syfte att illustrera tillvägagångssättet med att succesivt minska förstärkningsmängden till brott inträffar.

7 RESULTAT

7.1 Numeriska beräkningar

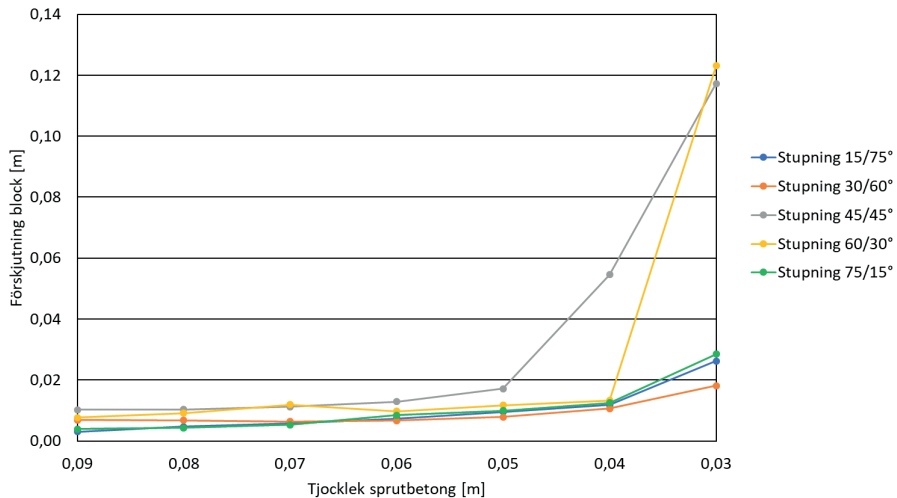
Resultaten för de oförstärkta modellerna visade på signifikanta blockutfall (brott) för alla studerade fall förutom fallet med stupningar 0/90°, vilket var självstabiliserande efter mindre blockutfall. Fallet 0/90° utvärderades därför inte med förstärkning i UDEC-modellerna.

7.1.1 Enbart sprutbetong

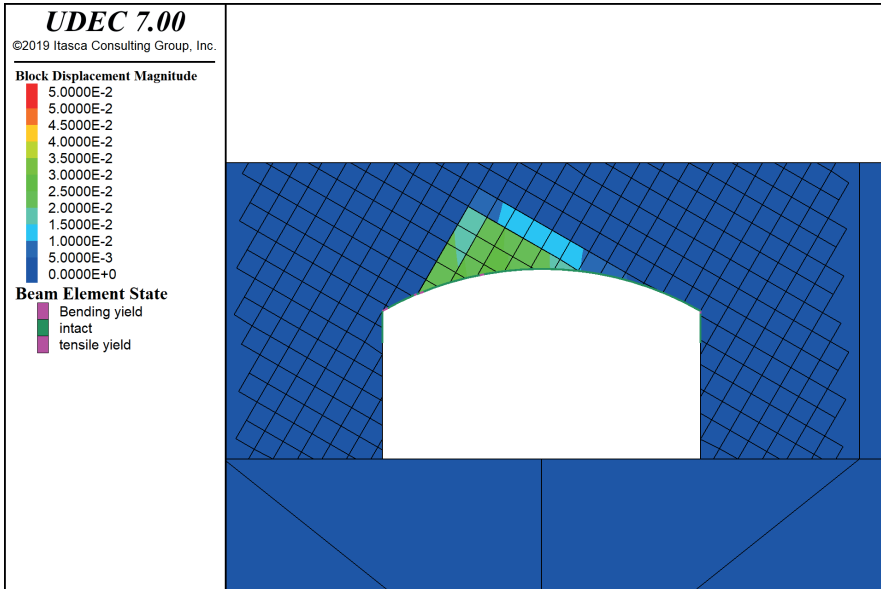
Resultaten för modellerna med enbart sprutbetong redovisas i Figur 15. Alla modellerade fall indikerar brott för ett förstärkt block vid en förstärkning på mindre än 4 cm sprutbetong, med undantag för fallet 45/45° som indikerade brott vid en förstärkning med mindre än 5 cm sprutbetong.

I syfte att illustrera vad som händer i modellerna vid brott i förstärkningen med enbart sprutbetong har deformationer och huvudspänningar redovisats för fallet 60/30°. Deformationerna med en förstärkning på 4 cm och 3 cm sprutbetong redovisas i Figur 16 och Figur 17, där blocket som går till brott tydligt framgår. I Figur 18 kan det även observeras att delar av sprutbetongen plastiserar och utsätts för stora deformationer vid förstärkning med 3 cm sprutbetong.

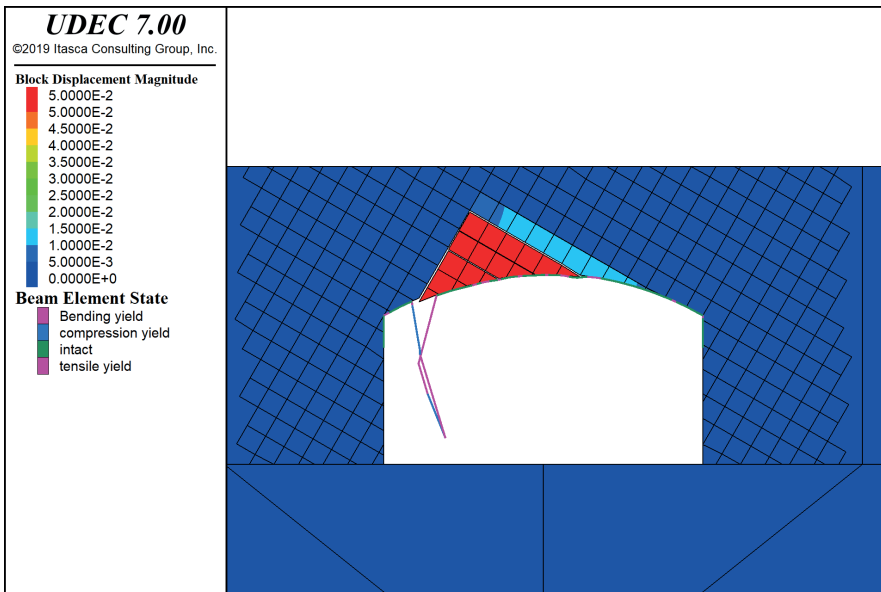
Beräknade huvudspänningar för fallet 60/30° redovisas i Figur 18 och Figur 19. Ur figurerna framgår att blocket avlastas vid brott samtidigt som tryckspänningarna omfördelas och ökar i kvarstående bergmassa ovan blocket.



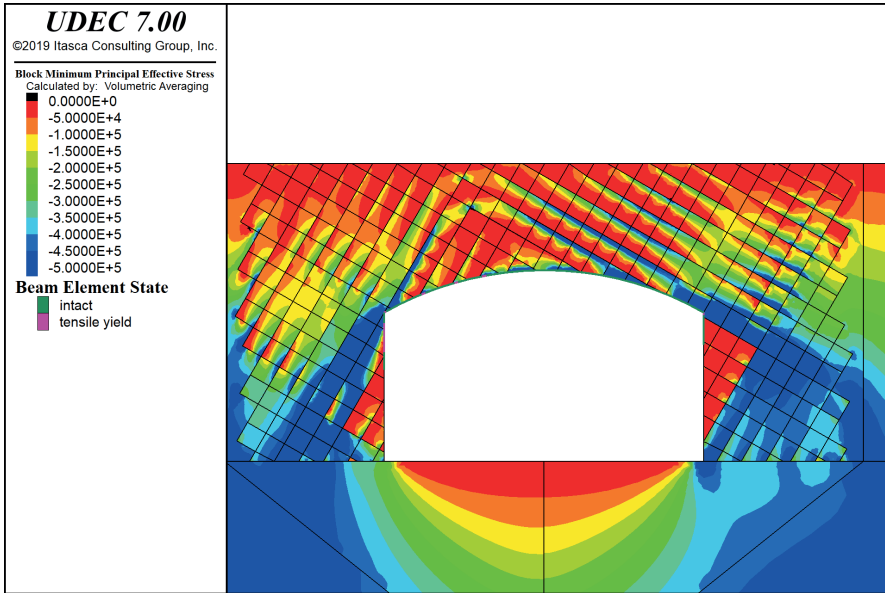
Figur 15. Resultat för analyserade fall med enbart sprutbetong.



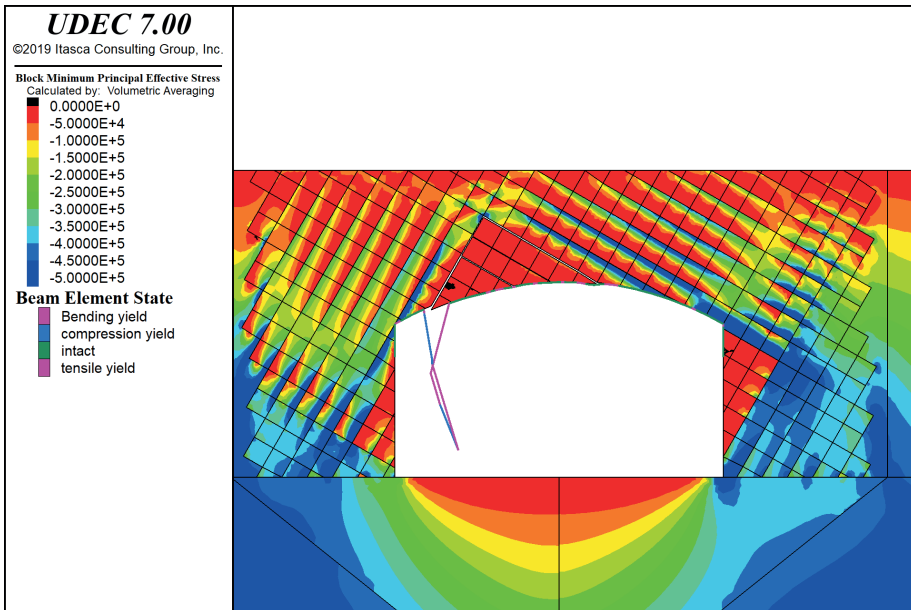
Figur 16. Beräknade deformationer före brott för fallet 60/30° med 4 cm sprutbetong.



Figur 17. Beräknade deformationer vid brott för fallet 60/30° med 3 cm sprutbetong.



Figur 18. Beräknade huvudspänningar före brott för fallet 60/30° med 4 cm sprutbetong.

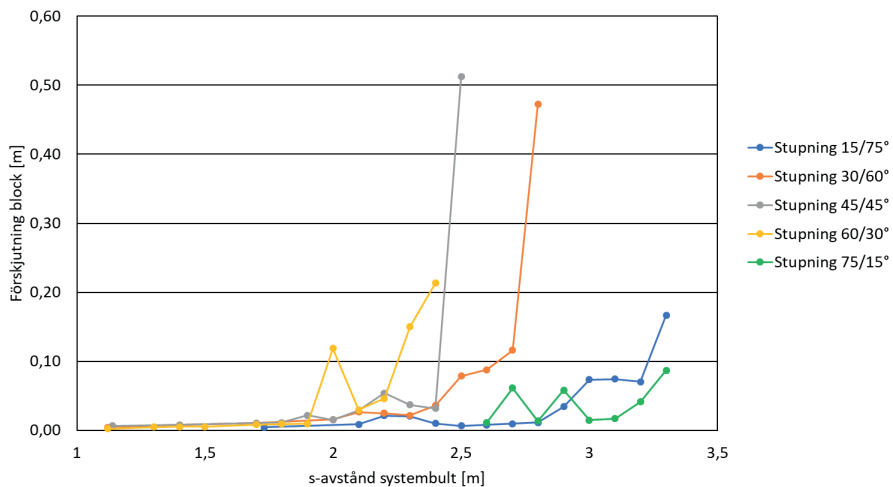


Figur 19. Beräknade huvudspänningar vid brott för fallet 60/30° med 3 cm sprutbetong.

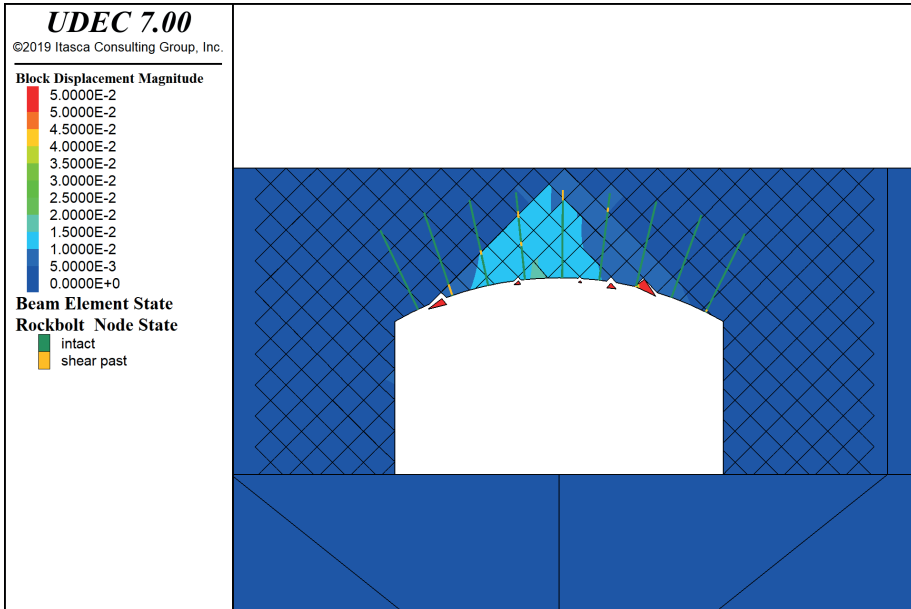
7.1.2 Enbart bult

Resultaten för modellerna med enbart bultförstärkning redovisas i Figur 20. I figuren framgår att resultaten från modellerna med enbart bult uppvisar en större spridning jämfört med resultaten från beräkningarna med enbart sprutbetong. Det kan också noteras en större spridning mellan de speglade fallen (15/75° mot 75/15° och 30/60° mot 60/30°), vilket sannolikt beror på var bultarna är installerade i enskilda block till följd av förskjutningen av modellens centrum. Fallen med 15/75° och 75/15° visar på ett lägre behov av förstärkning (större/längre avstånd mellan bultar) jämfört med fallen 30/60° och 60/30° samt 45/45°. Detta är inte orimligt med tanke på att fallet 0/90° var självstabiliserande, och stupningar som ligger närmare dessa värden borde kräva ett lägre mothållande förstärkningstryck och därmed ett lägre behov av förstärkning. Fallen med 30/60° och 60/30° visar på ett högre förstärkningsbehov med ett lägre erforderligt bultavstånd likartat det som kan observeras för fallet 45/45°.

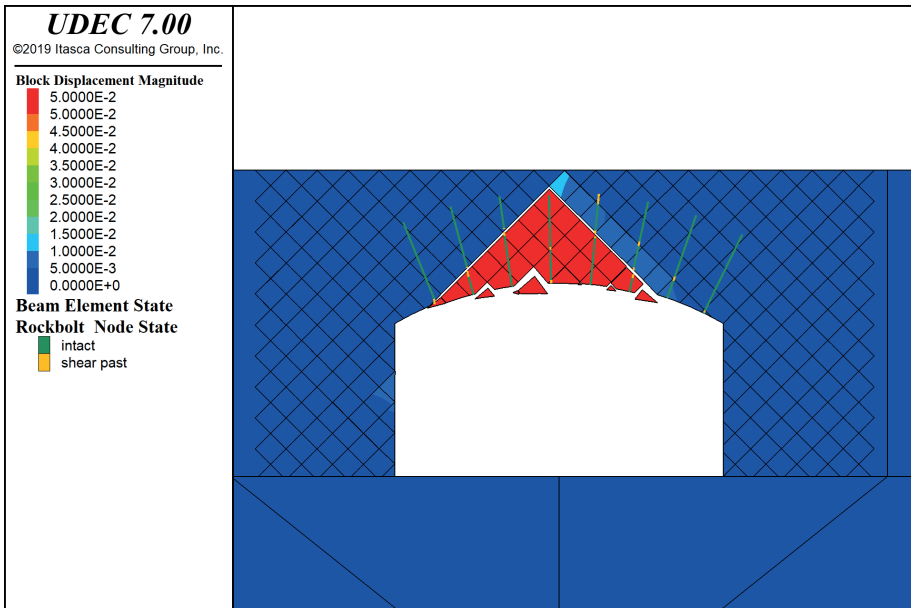
I syfte att illustrera vad som händer i modellerna vid brott i förstärkningen med enbart bult har deformationer och huvudspänningar vid (bultavstånd 1,7 m) och efter (bultavstånd 1,8 m) brott redovisats för fallet 45/45°. Vid en jämförelse mellan deformationerna i Figur 21 och Figur 22 framgår det dimensionerande blockutfallet tydligt, och utfall av mindre block mellan bultarna kan även observeras efter brott. Huvudspänningarna vid och efter brott redovisas i Figur 23 respektive Figur 24. Vid brott kan tydliga trycklinjer som följer blockstrukturen urskiljas. När blocket sedan släpper efter brott omfördelas och reduceras huvudspänningarna och inga tydliga trycklinjer kan längre urskiljas. Endast block/kilar med bult installerad inkluderades i analysen i motsats mot analyserna med sprutbetong där alla kil/blockutfall inkluderades. Detta innebär att större kilutfall också innebär brott i bultarna eftersom ingen plastisk töjning tilläts i bultarna.



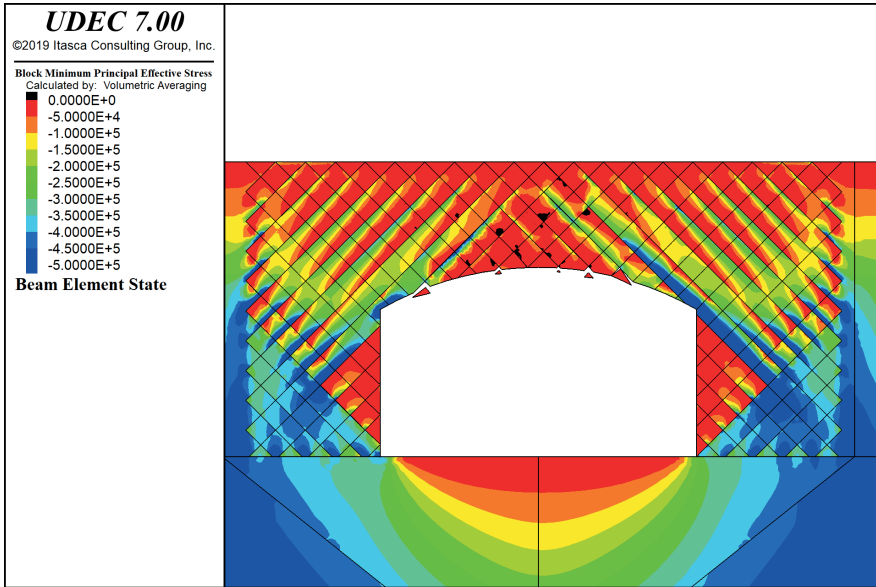
Figur 20. Resultat för analyserade fall med enbart bult.



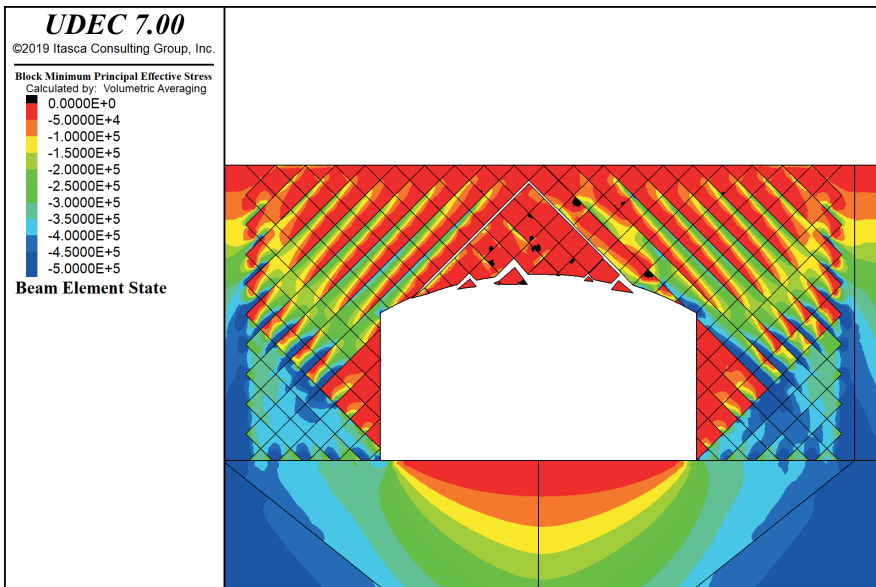
Figur 21. Beräknade deformationer vid brott för fallet 45/45° med bultavstånd 1,7 m.



Figur 22. Beräknade deformationer efter brott för fallet 45/45° med bultavstånd 1,8 m.



Figur 23. Beräknade huvudspänningar vid brott för fallet 45/45° med bultavstånd 1,7 m.

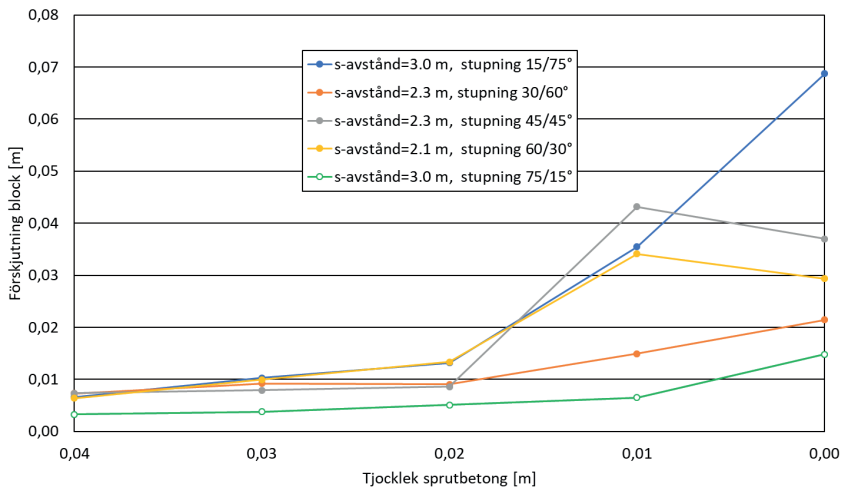


Figur 24. Beräknade huvudspänningar efter brott för fallet 45/45° med bultavstånd 1,8 m.

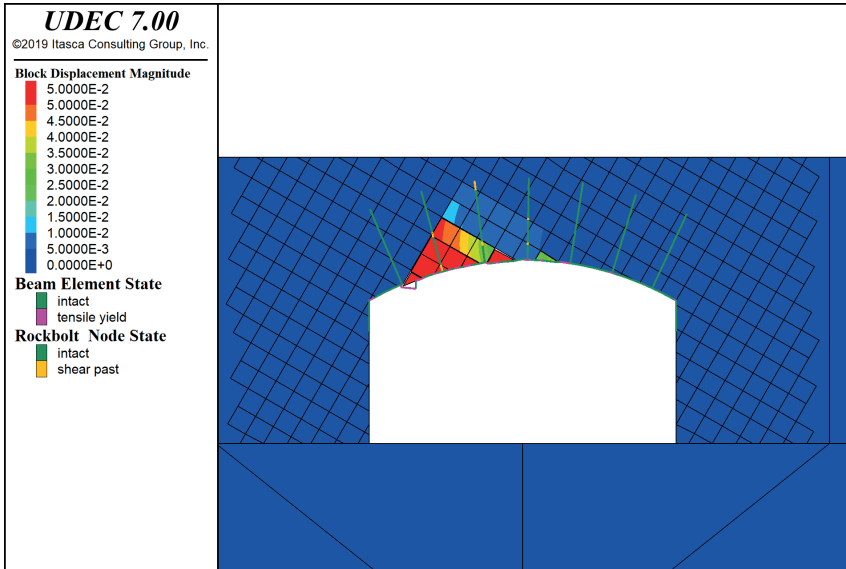
7.1.3 Kombinerad förstärkning med bult och sprutbetong

Resultaten från de kombinerade förstärkningsmodellerna redovisas i Figur 25. Enbart block som genomkorsas av bergbultar inkluderades i utvärderingen av de kombinerade modellerna. Alla kombinerade förstärkningsmodeller går till brott vid en sprutbetongtjocklek på 2 cm, men med något varierande avstånd för bultarna. Lägst bultavstånd hade modellen 60/30° som gick till brott vid ett avstånd på 2,1 m.

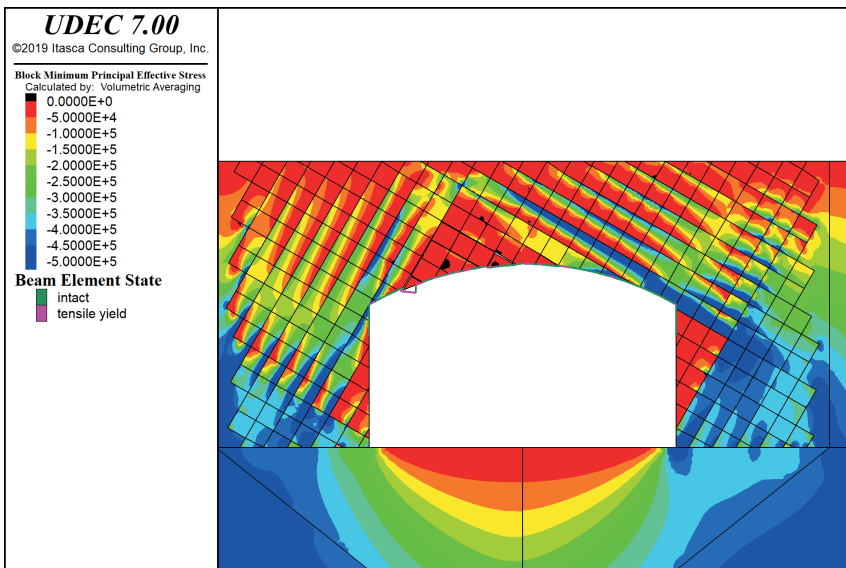
De kombinerade modellerna visar en blandning av de beteenden, där fallen 30/60° och 60/30° är mer likartade fallet 45/45° jämfört med fallen 15/75° och 75/15°. Fallen 15/75° och 75/15° uppvisar inte ett lika tydligt kilbrott som de andra fallen; bultbrotten i dessa modeller är också mindre framträdande med en större proportion av brott i sprutbetongen istället för brott i bultstålet. Orsaken till detta är mindre rörelser i kilarna som fortfarande till viss del bärs av den plastiserade sprutbetongen. Beräknade huvudspänningar vid brott för fallet 60/30° med kombinerad förstärkning (bultavstånd 2,1 m och 2 cm sprutbetong) redovisas i Figur 26 respektive Figur 27.



Figur 25. Resultat för analyserade fall med kombinerad förstärkning.



Figur 26. Beräknade huvudspänningar för fallet 60/30° med kombinerad förstärkning, bultavstånd 2,1 m och 2 cm sprutbetong.



Figur 27. Beräknade huvudspänningar för fallet 60/30° med kombinerad förstärkning, bultavstånd 2,1 m och 2 cm sprutbetong.

7.2 Jämförelse mot analytisk modell

Den erforderliga förstärkningen enligt den analytiska modellen presenteras i Tabell 9 och enligt de analyserade fallen i *UDEC* i Tabell 10. För de speglade fallen presenteras förstärkningen i Tabell 9 som ett spann beroende på analyserad stupning i den analytiska modellen. Även för *UDEC*-modellerna presenteras förstärkningen i Tabell 10 som ett spann i de speglade modellerna, då förskjutningen av modellens centrum genererar viss skillnad i resultaten beroende på var bultarna installeras i blocken. Överlag kan det konstateras att den analytiska modellen ger en konservativ uppskattning av erforderlig förstärkning jämfört med den förstärkning som krävs enligt de numeriska beräkningarna i *UDEC*.

Modellosäkerheten för den analytiska modellen definierades som förhållandet i säkerhetsfaktor mellan analytisk och numerisk modell enligt ekvation 4.1. Förstärkningen enligt den analytiska modellen togs fram för en säkerhetsfaktor på 1,0. Då erforderlig förstärkning med den numeriska modellen var mindre, resulterade detta i en säkerhetsfaktor $<1,0$, vilket gav en osäkerhet $>1,0$ enligt använd definition. Osäkerheten för samtliga förstärkningsmodeller och analyserade fall presenteras i Tabell 11, där osäkerheten presenterades i ett spann för de speglade modellerna.

Tabell 9. Erforderlig förstärkning enligt den analytiska modellen.

Fall	15/75° & 75/15°	30/60° & 60/30°	45/45°
Enbart sprutbetong	6 cm*	11-12 cm	12 cm
Enbart bult	s=1,6 m*	s=1,1-1,2 m	s=1,1 m
Kombinerad förstärkning	4 cm, s=2,3 m*	7-8 cm, s=2,0 m	7 cm, s=1,8 m

*) 15° stupning ger inte ett möjligt brott i den analytiska modellen.

Tabell 10. Erforderlig förstärkning enligt *UDEC*.

Fall	15/75° & 75/15°	30/60° & 60/30°	45/45°
Enbart sprutbetong	5 cm	4-5 cm	5 cm
Enbart bult	s=3,2 m	s=2,2-2,4 m	s=2,4 m
Kombinerad förstärkning	1-2 cm, s=3,0 m	2 cm, s=2,1-2,3 m	2 cm, s=2,3 m

Tabell 11. Osäkerhet definierad som förhållande i säkerhetsfaktor mellan förstärkning enligt analytisk modell och förstärkning enligt *UDEC*.

Fall	15/75° & 75/15°	30/60° & 60/30°	45/45°
Enbart Sprutbetong	1,0*	1,6	1,7
Enbart bult	1,2*	1,6-1,9	2,0
Kombinerad förstärkning	1,1*	1,4-1,6	1,6

*) 15° stupning ger inte ett möjligt brott i den analytiska modellen.

Den lägsta osäkerheten observerades för fallen 15/75° och 75/15° och låg mellan 1,0–1,1, där en relativt liten förstärkning krävdes för att stabilisera potentiella kilar (notera att ett brott inte var möjligt vid en stupning på 15° i den analytiska modellen, så modell-osäkerheten avser ett fall med 75° stupning i den analytiska modellen). För fallen 30/60° och 60/30° varierade osäkerheten mellan 1,4–1,6 för den kombinerade förstärkningen och 1,6–1,9 för enbart bultförstärkning. För enbart sprutbetongförstärkning var osäkerheten 1,6. Att spannet är större för förstärkningar med bult inkluderade beror på att centrum för de speglade modellerna i *UDEC* (Fall 75/15° och 60/30°) förskjutits något jämfört med de ospeglade modellerna (Fall 15/75° och 30/60°). Detta resulterar i att bultarna i de speglade modellerna installeras i andra block jämfört med de ospeglade, vilket till viss del påverkar förstärkningseffekten.

De beräknade osäkerheterna visar att den analytiska metoden konsekvent genererar konservativa uppskattningar på erforderlig förstärkning. Detta är mer uttalat närmare 45/45° fallet och minskar när sprickorienteringen närmar sig 0/90° fallet.

Det bör noteras att den numeriska representationen av sprutbetongen skiljer sig från den analytiska representationen; där den analytiska representationen översätts till ett perfekt sprött material medan den numeriska representationen behåller en viss stödkapacitet efter att ha gett efter på grund av den numeriska formuleringen av stödelementet. Detta kan också förklara delar av konservatismen i de numeriska *UDEC* modellerna.

8 DISKUSSION

8.1 Numerisk modellering för verifiering

I denna studie har numerisk modellering använts för att verifiera den föreslagna analytiska modellen och undersöka dess osäkerhet. Numerisk modellering kan emellertid inte ersätta verkliga fallstudier, men det gör det möjligt att testa ett stort antal scenarier. *UDEC* är i sig verifierat och följer fysikaliska lagar och har använts i många forsknings- och konsultprojekt för att förutsäga beteendet för en förstärkt blockig bergmassa. Programmet är därför ett lämpligt verktyg för analyser av valvstabilitet i en blockig bergmassa.

Syftet med föreliggande projekt var att med hjälp av tvådimensionella numeriska beräkningar verifiera en utvecklad analytisk modell för analys av valvstabilitet. I nästa steg bör data från riktiga projekt i fält samlas in för validering av modellen under verkliga förhållanden.

8.2 Modellering av förstärkning och definition av brott

Modelleringen av förstärkningen i denna studie skraddarsyddes för att passa antagandena i den analytiska modellen. För den analytiska modellen användes en jämviktsmetod för att bestämma brottets uppkomst (glidning i analyserat sprickplan). Detta innebar att ingen deformation tilläts i den sprickiga bergmassan och det antogs att förstärkningens mothåll utvecklades direkt. I *UDEC*-modellen (och även i ett verkligt fall) krävs emellertid en viss förskjutning för att utveckla ett fullt mothåll från förstärkningen. För att göra *de numeriska* resultaten mer jämförbara med den analytiska modellens resultat gjordes vissa anpassningar av indata för förstärkningselementen i *UDEC*, såsom att sätta brottstörningen för bultarna till noll. Detta innebär att brott i bultarna modellerades med samma princip i *den numeriska*- som i den analytiska modellen, dvs brott inträffar i det ögonblick då bultkrafterna når sträckgränsen. Spricksystemet modellerades också i *den numeriska modellen* som oändligt långa i ett ortogonalt system där stupningarna varierades enligt de analyserade fallen. Ingen dilatation beaktades heller vid skjuvning av sprickorna. Detta innebär att det finns ytterligare bärförmåga i en verklig bergmassa som inte beaktats i denna studie.

UDEC-modellerna kräver en viss förskjutning för att krafterna i bultarna ska utvecklas. Eftersom samma princip gäller för de numeriska sprutbetongelementen innebär detta att fullt mothåll kanske inte har utvecklats i sprutbetongen vid bultbrott eller vice versa. Sprutbetongelement i *UDEC* kan också belastas av krafter som överförs genom sprutbetongen från närliggande block. Eftersom endast block anslutna till både sprutbetong och bult inkluderades i utvärderingen av modellerna med kombinerad förstärkning innebär detta att plasticitetsflaggor i förstärkningselementen inte kunde användas för att indikera brott i modellen. I denna studie definierades därför brott som en punkt där blockförskjutningarna uppvisade en inflektionspunkt vid reducerad förstärkningsmängd. Detta innebar att trenderna i beräknad deformation vid gradvis minskad förstärkning observerades, och den punkt där deformationen gick från att vara

stabil till att signifikant öka definierades som brott. Som ett resultat av detta inträffade inte bultbrott i 15/75° och 75/15° fallen i *UDEC* med kombinerad förstärkning eftersom storleken på deformationerna efter inflektionspunkten var för liten för att utveckla full bärförmåga i bultarna, vilket innebar att brottet huvudsakligen berodde på brott i sprutbetongen i dessa fall.

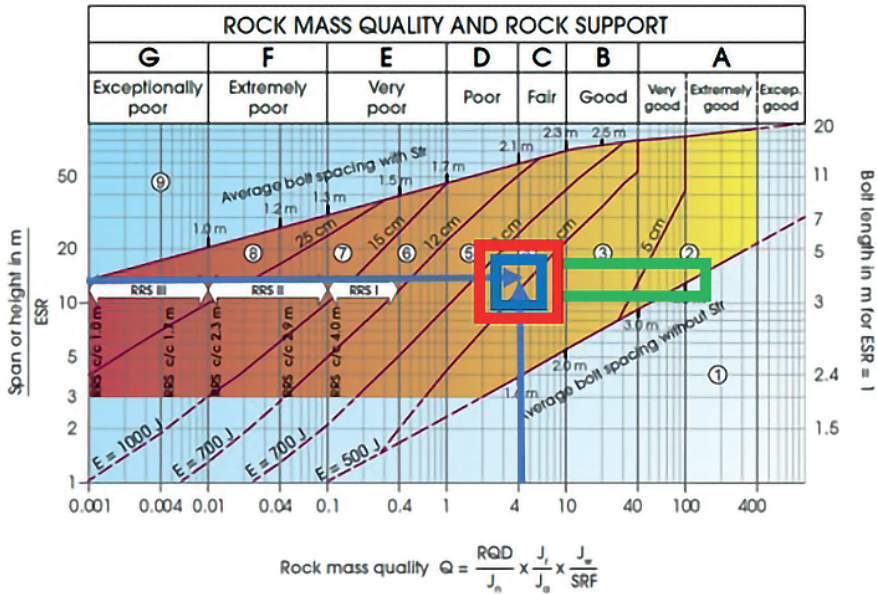
För de speglade fallen observerades också en viss variation i erforderlig förstärkning vid brott, speciellt där bultförstärkningen var inkluderad. Detta berodde på att centrum för de speglade modellerna hade förskjutits något. Vid varierande avstånd för bultarna genomkorsade därför bultarna blocken på olika ställen i modellerna och den belastning de utsattes för varierade därför något. För att få en mer rättvisande bild av för vilken förstärkning brott inträffar skulle egentligen fler realiseringar behövs där bultarnas explicita skärning med spricknätverket varierades.

8.3 Modellosäkerhet för analytisk modell och erforderlig förstärkning

Resultaten för de beräknade osäkerheterna som redovisas i Tabell 11 visar att den analytiska modellen i samtliga fall genererar en konservativ förstärkning jämfört med resultaten från *UDEC*. Studeras de numeriska resultaten i exempelvis Figur 27 kan det observeras att flera bärande valv fortfarande existerar i bergmassan vid tidpunkten för brott. Detta innebär att lasten som verkar på förstärkningen då är lägre än vad som antagits i den analytiska beräkningen, eftersom det i de analytiska beräkningarna antagits att egenvikten från ovanliggande berg samlas i en koncentrerad trycklinje i bergmassan ovanför tunnelns hjässa. Inverkan av dessa multipla valv är något som inte kan beaktas i den analytiska modellen eftersom blockstorleken inte beaktas med modellen, vilket leder till att den verkliga lasten i den analytiska modellen överskattas. Detta är sannolikt den främsta anledningen till att osäkerheten uppgår till cirka 1,4–2,0 för fallen 30/60° och 60/30° samt 45/45°. Det är möjligt att modellosäkerheten vid en större bergtäckning, där en löskärna existerar och lasten i den analytiska beräkningen antas utgöras av tyngden från löskärnan, kommer resultera i en mindre osäkerhet och en mer likvärdig förstärkning mellan den analytiska modellen och *UDEC*.

Minst skillnad i osäkerhet uppvisar fallen 15/75° och 75/15°, där osäkerheten som mest uppgick till 1,1. Anledningen till detta bedöms främst bero på att vid detta fall är förstärkningsbehovet lågt, samtidigt som mothållet från förstärkningen endast i liten utsträckning bidrar till de totala mothållande krafterna i systemet. Den relativa inverkan på valvstabiliteten från förstärkningen är begränsad, vilket gör att osäkerheten blir liten. Detta stämmer också överens med observationen att fallet 0/90 var självstabiliserande i *UDEC*.

Studeras resultaten för samtliga fall i Tabell 9 krävdes enligt den analytiska modellen vid en kombinerad förstärkning 4–8 cm sprutbetong och bult med ett avstånd på 2,0–2,3 m. Studeras resultaten för samtliga fall enligt de numeriska beräkningarna i Tabell 10 krävdes endast 1–2 cm sprutbetong och ett avstånd på 2,1–3,0 m. För att sätta denna förstärkningsmängd i relation till vad som är normalt förekommande vid de förhållanden som har antagits för det analyserade fallet har förstärkningsmängden grovt



Figur 28. Illustration av erforderlig förstärkningsmängd i förhållande till Q-systemet (figur från NGI 2013). Blå box: förstärkning enligt Q-systemet, röd box: förstärkning enligt den analytiska modellen, och grön box: förstärkning enligt UDEC.

uppskattats med hjälp av Q-systemet för en bergmassa med Q-värdet 4 och en spännvidd på 15 m, se Figur 28. Enligt Q-systemet krävs en förstärkning på 5–9 cm sprutbetong och ett bultavstånd på 2,1 m. Det kan därmed konstateras att förstärkningsmängden enligt den analytiska modellen är i linje med vad som erfordras enligt Q-systemet. Samtidigt är Q-systemet erkänt konservativt och resultatet enligt den analytiska modellen förefaller därmed vara konservativt.

Det kan vidare noteras att fullt utvecklade kilbrott förekom i alla fall med bultavstånd mellan 2,1–2,3 m, dvs ungefär halva bultlängden. Dessa resultat är i linje med den allmänna tumregeln där ett avstånd mindre än halva bultlängden potentiellt kan möjliggöra att en konstgjord tryckbåge bildas på grund av bultinteraktion (Lang 1961), vilket avsevärt bidrar till stabiliseringen av blocken. För att säkerställa att en sådan tryckbåge utvecklas bör emellertid bultarna förspännas.

Sammanfattningsvis kan det konstateras att den analytiska modellen förefaller generera konservativa förstärkningsmängder, vilket innebär att modellen bör kunna tillämpas vid praktisk dimensionering. Dock finns ett flertal aspekter som bör beaktas vid implementering, vilka diskuteras i avsnittet nedan.

8.4 Aspekter vid implementering

Den analytiska modellen beaktar brottmoden glidning i diskreta sprickplan, vilket innebär att modellen i första hand lämpar sig för en blockig bergmassa i hårt, kristallint berg. Modellen beaktar således inte krossning eller rotationsbrott, vilket behöver kontrolleras separat. I de flesta fall är det emellertid glidning som är den dimensionerande brottmoden vid kontroll av valvstabiliteten.

I den analytiska modellen antas en konstant radie för tunnelns hjässa och att sprutbetongen är idealt tryckt. Modellens lämpar sig således i första hand för tunnlar med en toppig hjässa. Vidare kan sprängning och utfall av större block innebära att det lokalt inte kan skapas ett bärande valv såsom modellen redovisar, speciellt vid tunna sprutbetongtjocklekar. Detta bör beaktas om modellen implementeras i verkliga fall.

Modellen förutsätter vidare att en trycklinje kan skapas i bergmassan och att krafterna kan föras över mellan blocken. Om sprickorna är fyllda med sprickfyllnad av exempelvis lera och därmed har en lägre styvhet är det tveksamt om modellen fungerar.

De tvådimensionella numeriska modellerna syftade till att efterlikna de förhållanden som antas råda i den analytiska modellen, inte att efterlikna bergmassans verkliga förhållanden. Detta innebar att genomförda beräkningar i denna rapport inte fullt ut återspeglar verkliga förhållanden; till exempel har genomgående sprickor antagits i de numeriska modellerna och dilatation i sprickorna har inte beaktats. Såsom nämnts tidigare innebär detta att bergmassan har en högre bärförmåga än vad som redovisas i denna rapport.

För att studera valvstabiliteten för verkliga förhållanden med olika typer av bergmassor krävs mer komplexa numeriska modeller som beaktar nätverket av sprickor på ett mer korrekt sätt och där hänsyn även tas till dilatation vid skjuvning av sprickorna. Det rekommenderas att ytterligare studier genomförs för att analysera valvstabiliteten numeriskt för andra förhållanden än ytliga tunnlar, till exempelvis för djupare belägna tunnlar med en löskärna, för bergmassor med enstaka mer distinkta svaghetsplan med lägre hållfasthet kombinerat med en blockig bergmassa samt vad som händer vid fyllda sprickor med lägre styvhet. Den analytiska modellen är utvecklad för en tvådimensionell geometri, och hur förstärkning ska dimensioneras vid tredimensionella förhållanden vid exempelvis portaler och fortsatta studier för att analysera detta rekommenderas.

9 SLUTSATSER

I föreliggande rapport presenteras en analytisk modell för dimensionering av bult- och sprutbetongförstärkning för att säkerställa valvstabiliteten i tunnlar förlagda i blockigt, hårt sprickigt berg. Modellen utvecklades för att effektivisera dimensioneringen och öka förståelsen av hur bergförstärkningen samverkar för att uppnå erforderlig valvstabilitet. Syftet var att med hjälp av tvådimensionella numeriska beräkningar verifiera den analytiska modellen. Baserat på resultaten från utförda beräkningar kan följande slutsatser dras:

- Förstärkning framtagen med den analytiska modellen genererar en konservativ förstärkning jämfört med erforderlig förstärkning i den numeriska modellen, och är i linje med den förstärkning som fås från Q-systemet.
- Osäkerheten i den analytiska modellen, definierad som säkerhetsfaktorn enligt den analytiska modellen dividerad med säkerhetsfaktorn med förstärkning enligt *UDEC* varierade mellan 1,0–2,0 beroende på sprickorientering och vilken kil som var kritisk.
- Utförda numeriska beräkningar visar att bergmassan har en förmåga att skapa flera bärande valv i bergmassan. Detta resulterar i en lägre last än antaget i den analytiska modellen och därmed ett något lägre förstärkningsbehov.
- Den numeriska modellen är känslig för var bultarna placerades i det kritiska blocket, vilket påverkades av bultavstånd (antal) och förskjutningen av centrum i den numeriska modellen. Detta förklarar varför de speglade modellerna 15/75° och 75/15° samt 30/60° och 60/30° uppvisade en viss variation i erforderlig förstärkning.
- Sammantaget visar ovanstående slutsatser att den analytiska modellen kan användas för dimensionering av bergförstärkning i blockigt hårt berg för ytligt förlagda tunnlar med gravitativt inducerade in-situ spänningar. Detta kan resultera i en mer effektiv dimensionering där inverkan från explicita sprickplan behöver beaktas.

Projektet genomfördes för en ytligt förlagd tunnel med en spännvidd på 15 m med en bergtäckning mindre än halva spännvidden och in-situ spänningarna ansattes till gravitativt inducerade. Det rekommenderas att ytterligare studier genomförs för att analysera osäkerheten vid andra förhållanden än ytliga tunnlar under gravitativa in-situ spänningar, till exempelvis för ytliga tunnlar med högre in-situ spänningar eller djupare belägna tunnlar med en löskärna, för bergmassor med enstaka mer distinkta svaghetsplan med lägre hållfasthet kombinerat med en blockig bergmassa samt vid fyllda sprickor med lägre styvhet. Den analytiska modellen är utvecklad för en tvådimensionell geometri, och hur förstärkning ska dimensioneras vid exempelvis portaler rekommenderas också för vidare studier.

10 REFERENSER

- Bjureland W, Johansson F, Sjölander A, Spross J, Larsson S (2019) Probability distributions of shotcrete parameters for reliability-based analyses of rock tunnel support. *Tunneling and Underground Space Technology*, pp 15-16.
- Bjurström S, Heimersson M (1979) *Bergbultning, dimensionering, praxis och tillämpningar*. Stiftelsen bergteknisk forskning, BeFo-rapport 8. Andra tryckningen.
- Diederichs M S, Kaiser P K (1999) Stability of large excavations in laminated hard rock masses: the voussoir analogue revisited. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, pp 97-117.
- Itasca. 2019. *Universal Distinct Element Code (UDEC) version 7.0*. Itasca Consultants Inc. Minneapolis, USA.
- Krauland N (1983) Rock bolting and economy. *International Symposium on Rock Bolting*. Abisko. pp 499-507.
- Lang T A (1961) *Theory and practice of rock bolting*. *Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers*, 220, pp 333-348.
- Li C C (2017) *Rockbolting, principles and applications*. Oxford: Elsevier.
- Lindfors U, Swindell R, Lars R, Holmberg M, Sjöberg J, Edelbro C, Johansson F, Evins P (2019) *Projektering av bergkonstruktioner, ver. 1.1*. Stockholm: Trafikverket.
- NGI (2013) *Using the Q-system, Rock mass classification and support design, Handbook*. Oslo.
- Stille H (1980) *Valvbildning i sprickigt hårt berg del I*. Stockholm: Institutionen för jord- och bergmekanik, KTH.
- Thorbjörnsson H (2016) *So-Rummet*. 6 April. Accessed 11 22, 2023. <https://www.so-rummet.se/fakta-artiklar/romersk-arkitektur-och-vattenforsorjning#>.
- Töyrä J (2004) *Stability of shallow seated constructions in hard rock*. Technical Report, Luleå: Luleå University of Technology.
- Tvinghagen A (2016) *Arching stability in shallow tunnels - a comparison between analytical and numerical solutions*. Master of Science Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Stockholm: KTH Royal Institute of Technology.
- Wright F D (1973) *Roof control through beam action and arching*. Vol. 1, in *SME Mining Engineering Handbook*, by Arthur B. Cummins and Ivan A. Given, 80-96. California: Society of Mining Engineers, American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers.



Box 5501
SE-114 85 Stockholm

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

ISSN 1104-1773