

3D NUMERISK ANALYS AV EXPLOSIONSLASTER I BERGTUNNLAR

Terje Brandshaug
Lars Rosengren

**3D NUMERISK ANALYS
AV EXPLOSIONSLASTER
I BERGTUNNLAR**

**3D numerical analyses of accidental
explosions in rock tunnels**

Terje Brandshaug
Lars Rosengren

SveBeFo Rapport 89
Stockholm 2008

ISSN 1104 – 1773

ISRN SVEBEFO-R—89—SE

FÖRORD

Banverket och Vägverket föreskriver att tunnlar ska dimensioneras med avseende på explosionslaster. En av de laster som skall användas är en kort puls med ett maximalt tryck om 5 MPa och en varaktighet på 2 millisekunder. För att värdera effekten på det bärande huvudsystemet av en sådan belastning har Vägverket tidigare låtit utvärdera rimligheten i kraven och bedömt effekten på tunnlar i svenskt kristallint berg. Man använde då en tvådimensionell numerisk kontinuummodell för dynamiska analyser.

Eftersom berget alltid är mer eller mindre naturligt uppsprucket har det bedömts värdefullt att demonstrera möjligheten att även ta hänsyn till tredimensionella effekter och bergets uppsprickning. Sådana analyser har nu genomförts med tillämpning på ett parti av den planerade Citybanan i Stockholm, under den befintliga tunnelbanan vid T-centralen. Resultaten visar bland annat på betydelsen av att inkludera sprickor i modellen då det har relativ stor inverkan på responsen i både berget och förstärkningen.

Syftet har varit att visa på betydelsen av olika angreppssätt vid analysen och ge en uppfattning om storleksordningen på effekterna av den föreskrivna lasten i ett typiskt fall, och därmed också demonstrera möjligheterna att genomföra relevanta analyser med idag tillgängliga modelleringsverktyg.

Arbetet har genomförts av *Lars Rosengren*, Rosengren Bergkonsult AB, och *Terje Brandshaug*, Itasca Consulting Group Inc. Arbetet har följts av en referensgrupp bestående av Olle Olofsson, Banverket, Finn Ouchterlony, Swebrec, Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant, och Göran Svedbjörk, Grontmij, samt undertecknad.

Stockholm i maj 2008

Tomas Franzén

SAMMANFATTNING

Syftet med föreliggande arbete har varit att med olika analysmetoder, för en verklig dimensioneringssituation och med för Sverige vanligt förekommande bergförhållanden, undersöka effekten på det bärande huvudsystemet vid applicering av explosionslast i bergtunnlar enligt BV Tunnel (Banverket, 2005) och Tunnel 2004 (Vägverket, 2004). Detta syfte har utgjort grunden för upprättande och genomförande av utförda modellanalyser där bergmassan har betraktats som: (a) ett ”ekvivalent” kontinuum och (b) en samling distinkta block separerade av sprickor (diskontinuum). Samtliga numeriska analyser har utförts med det distinkta element programmet 3DEC (Itasca, 2008). Arbetet har utförts med tillämpning på Citybanans korsning under blå tunnelbanelinje vid Station City i Stockholm. Explosionslaster i bergtunnlar har tidigare studerats med hjälp av tvådimensionella kontinuummodeller (Rosengren och Brandshaug, 2001 och 2002).

Den föreskrivna explosionspulsen har en triangulär form med maximalt tryck av 5 MPa, en stigtid på 0,2 ms och en total varaktighet av 2 ms. Explosionslastens effekt studerades för två separata lastfall där explosionslasten dels applicerades mot tunnelväggen, dels mot taket i en av Citybanans spårtunnlar. I det fall där explosionslasten applicerades mot tunnelväggen applicerades den mot en pelare som separerar två parallella spårtunnlar. Applicering av explosionslasten mot taket gjordes där avståndet till golvet i T-blå är ett minimum.

Genom att utföra analyserna med både kontinuum- och diskontinuummetod för ett intervall för bergets egenskaper har ett relativt brett perspektiv erhållits avseende explosionslastens effekter. Eftersom studien baserats på de geometriska och geologiska förhållanden som råder vid Citybanans korsning med T-blå vid Station City, är den direkt användbar för utvärdering av tunnarnas bärande huvudsystem (såvida inte utformningen ändras). Den geometri som har använts för Citybanans passage med T-blå i denna studie speglar det projekteringsläge som rådde i slutet av januari 2007.

Projektets syfte är baserat på insikten att olika analysmetoder representerar en påtaglig osäkerhet avseende den beräknade responsen i berget. Detta är särskilt viktigt vid analyser i lokal skala, vilket är fallet i händelse av att en relativt liten explosion inträffar i en tunnel och då förekomsten av naturliga sprickor kan vara betydelsefull för den strukturella integriteten och deformationernas storlek. Vidare har bergets egenskaper uppskattats från förundersökningsdata med hjälp av väl etablerade procedurer för bergkarakterisering och laborietester. Även dessa är förknippade med osäkerheter, vilka studien tagit hänsyn till genom att utförda analyser, med båda metoderna, har omfattat ett intervall för bergets mekaniska egenskaper. Det bör noteras att bergets egenskaper och intervall uppskattades oberoende av varandra för de två analysmetoderna. Detta innebär att det inte finns någon ekvivalens mellan de båda analysmetodernas respons. För kontinuummodellerna reflekterar intervallet (minimum och maximum) för använda egenskaper en bergkvalitet mellan 55 och 85, uttryckt i GSI (se t.ex. Hoek och Brown, 1997 och Hoek, et.al., 2002). För diskontinuummodellerna differentierades intervallet i egenskaper främst av karaktäriseringsparametrarna J_a (sprickomvandlingstal) och J_r (sprickråhetstal) ingående i Q-index (se t.ex. Barton, et.al., 1974 och Barton, 2002).

De båda analysmetoderna (kontinuum och diskontinuum) erbjuder simulering av olika brott- och deformationsmekanismer i bergmassan. Kontinuummetoden ”smetar ut” effekten av sprickor och intakt berg till en homogen och isotrop bergmassa som i vårt fall tillåts att deformeras på ett elastiskt-perfekt plastiskt sätt, medan diskontinuummetoden behandlar bergmassan som en samling deformerbare block (elastiska i vårt fall) avskilda av deformerbare sprickor med begränsad normal- och skjuvhållfasthet. P.g.a. av den explicita sprickstrukturen blir responsen i en diskontinuummodell anisotrop eftersom blocken kan glida, separera och rotera när de utsätts för laster. Denna relativa blockrörelse är en viktig och karakteristisk egenskap hos diskontinuummodeller och bestäms av den (i vårt fall) elastiskt-perfekt plastiska responsen i sprickorna. Diskontinuummetoden uttrycker därför i vårt fall en helt annorlunda deformationsmekanism än kontinuummodellernas plastiska flöde, vilket kontrolleras av bergmassans isotropa egenskaper.

En olinjär respons, som t.ex. plasticering i kontinuummodellerna eller glidning och separation längs sprickplan i diskontinuummodellerna, har vid utvärderingen av analyserna betraktats som skador i bergmassan då de uppstår som ett direkt resultat av explosionen. På liknande sätt har plasticering i bultar och sprutbetong p.g.a. explosionen också betraktats som skador. Graden av skada beror naturligtvis av töjningarnas storlek i plasticerade element, eftersom stora töjningar kan leda till att bärförmågan tappas. Resultaten indikerar att explosionen orsakar skador i samtliga modeller. Nivån på skadorna varierar från ”obetydliga effekter” till ”relativt betydande”, beroende på modellförhållanden. Tunnlarna förblir dock stabila efter explosionen i samtliga modellanalyser.

Effekter av utbrytningen av tunnlarna

I dessa modeller har fullt ingjutna bergbultar och stålfiberarmerad sprutbetong installerats som bergförstärkning. Bergförstärkningen har installerats efter det att elastisk jämvikt uppnåtts p.g.a. utbrytningen av tunnlarna. Detta innebär att bergförstärkningen endast belastas om plastiska deformationer uppstår i berget p.g.a. utbrytningen.

Analyserna av de olika kontinuum- och diskontinuummodellerna för min- och maxegenskaper indikerar att Citybanans tunnlar blir stabila efter utbrytning, och att deformationerna generellt är små (5 mm eller mindre).

I kontinuummodellerna är plasticering av bergmassan p.g.a. utbrytningen av tunnlarna begränsad. Därför blir också inducerade laster i bergförstärkningen små i dessa modeller.

I diskontinuummodellerna sker glidning och separation längs sprickplan. Detta resulterar i att de inducerade lasterna i bergförstärkningen p.g.a. utbrytningen av tunnlarna i diskontinuummodellerna är annorlunda jämfört med i kontinuummodellerna. Där bultar korsar över sprickor uppstår höga axiella bultkrafter eftersom bultarna belastas av de relativa rörelserna mellan närliggande block. I dessa modeller bidrar bergförstärkningen till stabiliteten genom att sprutbetongen håller potentiellt instabila block på plats och bultarna förbinder (”syr ihop”) flera block och skapar en integrerad respons i bergmassan. Dessa båda bergförstärkningsfunktioner tillåter berget att bidra till sin egen stabilisering. Även om stålets flytlast uppnås, för fallet med min-egenskaper för berget, är de

axiella töjningarna i bultarna långt under bultarnas töjningskapacitet. I diskontinuummodellerna uppstår också en spridd potential för draguppsprickning i sprutbetongen, vilken är en effekt av relativa blockrörelser på dessa ställen runt tunnelperiferin. Potentialen för draguppsprickning har i denna studie uppskattats genom att jämföra de elastiskt beräknade kantspänningarna (från kombinerad normal- och böjbelastning) med den karakteristiska böjdraghållfastheten för sprutbetongen (i detta fall spänningen vid första spricka).

Effekter av explosionslast mot pelaren

De olika modellerna för då explosionslasten appliceras mot pelaren visar en något varierande respons i berget och bergförstärkningen.

För kontinuummodellerna med max-egenskaper är skadeeffekterna mer eller mindre obefintliga. I kontinuummodellen med min-egenskaper uppstår däremot relativt betydande skador, både i bergmassan och i bergförstärkningen, då explosionslasten appliceras mot pelaren. I detta fall uppstår avsevärd dragplasticering i pelaren som separerar de båda spårtunnlarna. Denna dragplasticering är ett resultat av att tryckvågen transporteras genom pelaren och reflekteras som en dragvåg då den träffar den motsatta sidan från explosionen (d.v.s. den fria väggytan). Betydande horisontella dragtöjningar uppstår till ett djup av ca en tredjedel av pelarens tjocklek (bredd), vilket orsakar en permanent omfördelning av spänningarna till de två tredjedelar av pelaren som är mindre skadad. Deformationerna i pelaren, vilka är ett resultat av dragplasticeringen, orsakar också plasticering (flytning) i de bultar som är placerade mitt för spänningsvågens väg genom pelaren. Före det att explosionslasten appliceras mot pelaren är de axiella krafterna i dessa bultar långt under bultstålets flytlast. Skadorna är även relaterade till potentiell draguppsprickning i sprutbetongen längs betydande områden i pelarväggarna (över den mittersta tredjedelen av pelarhöjden). Före det att explosionslasten appliceras är sprutbetongen intakt. Det är värt att nämna att deformationerna i pelarväggen är mycket större än i diskontinuummodellen med min-egenskaper. Detta pekar på den fundamentala mekaniska skillnaden mellan de båda analysmetoderna.

I diskontinuummodellerna orsakar explosionen inte några stora deformationer i berget. Detta beror dels på att tryckvågen reflekteras längs sprickytor och dispergeras i blocksystemet, dels på att den kinetiska energin ”absorberas” genom plasticering i sprickplanen. I diskontinuummodellen med min-egenskaper sker dock en något ökad plasticering i ett fåtal av bultarna och en något ökad potential för draguppsprickning i sprutbetongen jämfört med förhållandena före explosionen. Även om bultlasterna ökar för max-egenskaperna genererar explosionslasten ingen tillkommande plasticering i bultsystemet. Diskontinuummodellen med max-egenskaper genererar dock en något ökad potential för draguppsprickning i sprutbetongen. Dessa effekter av explosionen är inte på något sätt att betrakta som dramatiska.

Effekter av explosionslast mot taket

Kontinuummodellerna visar mycket liten effekt av explosionen för både min- och max-egenskaper, både med avseende på deformationer i berget och på laster i bergförstärkningen. Skillnaden i respons mellan dessa båda modeller är också liten, även om det för

fallet med min-egenskaper sker viss tillkommande dragplasticering i golvet i T-blå då tryckvågen träffar golvet och reflekteras som en dragvåg. I detta fall orsakar explosionen permanenta uppgående deformationer på ca 4 mm.

För diskontinuummodellerna är effekten av explosionen i taket större än för kontinuummodellerna, men det är bara en liten skillnad mellan modellerna med min- respektive max-egenskaper. Båda modellerna visar tillkommande plasticering (flytning) i bultar med något ökande permanenta töjningar p.g.a. explosionen. Potentialen för uppsprickning av sprutbetongen i taket ökar också markant i båda modellerna som ett resultat av explosionen. Den mest iögonfallande responsen är dock att deformationerna i golvet i T-blå och i maskinutrymmet vid uppgången till Vasagatan är 15 respektive 37 mm för min-egenskaperna och 23 respektive 59 mm för max-egenskaperna. Dessa deformationer är mycket större än i kontinuummodellerna och pekar återigen på den fundamentala mekaniska skillnaden mellan kontinuum- och diskontinuummodeller med avseende på deformationsmekanismer. I diskontinuummodellerna orsakar överföring av rörelsemängd, från explosionen till ytligt belägna block i golvet, en mer betydande ”studs” i golvet än den som produceras av plasticeringen i kontinuummodellerna. En intressant iakttagelse för diskontinuummodellerna är att de beräknade vertikala deformationerna i golvet är större för fallet med max-egenskaper än för min-egenskaper. Denna skillnad beror på att det sker mindre plasticering (glidning) i sprickorna för max-fallet och därför också mindre absorption av kinetisk energi, vilket i sin tur resulterar i att mer kinetisk energi når golvet och orsakar en större utstötning av de ytligt belägna blocken i golvet. Sådana lokala blockrörelser förväntas inte resultera i någon allvarlig konsekvens för spåret i T-blå eftersom det vilar på en överbyggnad av makadam (ej inkluderade i modellerna), vilken sannolikt skulle absorbera mycket av spänningsvågens energi. I plattformsutrymmen kan dock betonggolv komma att utsättas för mindre lokal uppsprickning när rörelserna från explosionen överförs genom den bärande grundkonstruktionen (sulor och plintar).

Effekter av sprickstyvhet, begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg, samt utbrytning av tunnlarna utan bergförstärkning

Ett antal tillkommande analyser utfördes för att bättre förstå effekterna av: (i) varierande sprickstyvhet, (ii) begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg, samt (iii) frånvaro av bergförstärkning i samband med utbrytning av tunnlarna.

Resultaten indikerar att en minskning av sprickstyvheter ökar deformationerna och lasterna i bergförstärkningen. Dock är den övervägande effekten orsakad av utbrytningen av tunnlarna. Explosionen orsakar endast små tillkommande skador p.g.a. minskad sprickstyvhet. Ökad sprickstyvhet har motsatt effekt, d.v.s. mindre deformationer i berget och mindre skador i bergförstärkningen.

Även om modellerna indikerar att resultaten är känsliga för valet av sprickstyvheter bör det noteras att det studerade intervallet är mycket stort (nästan två storleksordningar). Det bör också noteras att det minsta värdet på 4 GPa/m ligger på den nedre gränsen (eller till och med utanför) av vad som kan betraktas som en rimlig uppskattning för den aktuella modellen. Även om variationen i sprickstyvheter i detta fall inte drastiskt för-

ändrar konsekvenserna p.g.a. utbrytning av tunnlarna eller p.g.a. explosionen bör en variation av sprickstyvheter studeras närhelst en diskontinuummodell används.

Effekten av en begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg undersöktes för kontinuummodellen med min-egenskaper då explosionslasten applicerades mot pelaren. Explosionen orsakar vidhäftningsbrott, huvudsakligen på den motsatta sidan från explosionen. Vidhäftningsbrotten är associerade med relativt stora deformationer och något ökande potential för dragsuppsprickning i sprutbetongen. Även om effekterna orsakar ökande skador är de dock inte att betrakta som dramatiska.

Frånvaro av bergförstärkning undersöktes i både kontinuummodellen och i diskontinuummodellen för min-egenskaper, men endast p.g.a. utbrytning av tunnlarna. Frånvaro av förstärkning hade mycket liten effekt i kontinuummodellen. Tunnlarna förblev stabila. I diskontinuummodellen, däremot, blev pelaren instabil och kollapsade då ingen bergförstärkning (bultar och sprutbetong) installerades i samband med utbrytningen av tunnlarna. Trots den idealiserade sprickstrukturen i modellen pekar dessa resultat på den mekaniska skillnaden mellan kontinuum- och diskontinuummodeller. Då dimensioneringsanalyser ska utföras i blockigt berg och i sådana skalor som gjorts i föreliggande modeller (tunnel/pelare) bör användning av diskreta elementmodeller (diskontinuummodeller) seriöst övervägas. Med användning av sådana modeller följer att betydande ansträngningar måste göras för att förstå sprickstrukturen med avseende på såväl sprickorienteringar, sprickavstånd och spricklängder, som sprickornas deformations- och hållfasthetskaraktäristik.

Föreliggande studie har, med hjälp av numeriska modeller, försökt att tillföra perspektiv avseende effekterna från en explosion i bergtunnlar. Det är dock viktigt att komma ihåg att även om använda modeller är baserade på fundamental mekanik kan de inte fullt ut reproducera komplexiteten hos verkliga bergförhållanden och dess interaktion med olika förstärkningskomponenter (t.ex. bergbultar och sprutbetong). Trots att diskontinuummodellerna tar explicit hänsyn till bergmassans sprickiga natur utgör karaktäriseringen av sprickorna och deras implementering i modellerna en förenkling av verkligheten. Till exempel har det antagits att sprickorna i modellerna är plana och kontinuerliga, medan de i verkligheten ofta är undulerande och har finit utsträckning (begränsad längd). Vidare har det antagits att alla sprickor inom respektive geologisk domän har samma styvhets- och hållfasthetsegenskaper, medan dessa egenskaper har en rumslig variation i verkligheten. På samma sätt har det i utförda modeller (utom en) antagits att det råder perfekt vidhäftning mellan sprutbetong och berg och att kvaliteten på bultingjutningen är bra och konstant. Dessa antaganden utgör naturligtvis också förenklingar av verkligheten. Även om effekten av några av dessa antaganden har undersökts i denna studie, genom att variera bergets egenskaper mellan olika modeller och ange begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg, är deras effekt på den dynamiska responsen inte helt klarlagd.

Även om numeriska modeller nu för tiden används mer eller mindre rutinmässigt inom geomekaniken är det fortfarande ovanligt att kombinera tredimensionellt geometriskt komplexa modeller och dynamisk belastning med olika numeriska analysmetoder så

som det gjorts i denna studie. Den omfattning och arbetsinsats som denna studie representerar kan därför anses vara signifikant större än vad som är normalt vid utförande av dimensioneringsanalyser för tunnlar. Även om all tunnelutförning bör baseras på plats specifika förhållanden avseende geometri och geologi är det en förhoppning att föreliggande arbete kan användas av framtida projekt som referens för att uppfylla kraven i BV Tunnel och Tunnel 2004 avseende dimensionering med hänsyn till explosionslast. Detta kräver dock att förhållandena är tillräckligt lika de förhållanden som denna studie baserats på.

SUMMARY

The objective of the current study was to evaluate effects relating to tunnel stability from accidental explosions inside civil infrastructure tunnels in typical Swedish crystalline rock, by following design requirements in BV Tunnel (Banverket, 2005) and Tunnel 2004 (Vägverket, 2004). To evaluate the effects 3D numerical models were constructed and analyzed using two different approaches; (a) treating the rock mass as an equivalent continuum; and (b) treating the rock mass as an assemblage of distinct blocks separated by joints. The distinct element code *3DEC* Version 4.1 (Itasca, 2008) was used for both the continuum and discontinuum models. The models were built around the geometric details of the planned crossing of the Cityline underneath the existing T-Blue line at City Station in Stockholm. The subject of explosion effects has been addressed in two previous studies using 2D continuum models (Rosengren and Brandshaug, 2001 and 2002).

The prescribed explosion pulse in this study has a triangular shape with peak pressure of 5 MPa, rise-time of 0.2 ms and total duration of 2.0 ms. The explosion, which is assumed to occur on the Cityline level, in one case is directed toward the wall of a pillar separating parallel Cityline rail tracks, and in a second case toward the roof in one Cityline tunnel at a location with minimum rock cover to the floor of the T-Blue line.

A reasonably broad perspective of explosion effects has been provided in this evaluation because both continuum and discontinuum models have been used, and a range in rock quality has been considered. Unless significant tunnel design changes occur, the study may also serve as a design evaluation because it includes geometric detail of a current design (as of January 2007) of the planned Cityline T-Blue crossing at City Station.

The continuum and discontinuum modeling approaches represent a tangible uncertainty regarding the predicted ground response. This is particularly important when dealing with local scales as in the event of a small explosion in tunnels, where natural fractures may be significant in controlling structural integrity and the magnitude of deformations. Estimates of the characteristic rock response were based on local site investigation data and well-established procedures in rock characterization as well as laboratory testing. A range in material properties for the two different modeling methods was considered as a way to deal with the intrinsic uncertainty in determining rock material properties. Note that determination of model parameters and range in parameters was done independently for the continuum and discontinuum models. Hence, there is no equivalency implied in model response between these approaches in this study. The range in rock mass properties (minimum and maximum) determined for the continuum model reflects a rock quality approximately in the range of GSI from 55 to 85 (e.g., Hoek and Brown, 1997 and Hoek et. al., 2002). For the discontinuum model the minimum and maximum property range was differentiated by joint characterization associated with joint alteration (J_a) and roughness (J_r) according to the Q-Tunneling Index (e.g., Barton et.al., 1974 and Barton, 2002).

The two modeling approaches offer distinctly different mechanisms of deformations in the rock mass. The continuum approach smears the effects of joints and intact rock into a homogeneous and isotropic rock mass that deforms accordingly in an elastic-plastic manner, while the discontinuum approach treats the rock mass as an assemblage of intact deformable blocks (elastic in our case) separated by deformable joints of finite normal and shear strength. Because of the explicit joint structure, the deformational response of the discontinuum model becomes highly anisotropic as blocks may slide, separate, and rotate when subjected to loads. This relative block motion is an important characteristic of the discontinuum model, and is controlled by the elasto-plastic response of the joints. The discontinuum model, therefore, expresses a completely different deformation mechanism than the plastic flow in the current continuum model, which is controlled by isotropic rock mass properties.

A nonlinear response such as yielding in the continuum rock mass or slip and separation of rock blocks in the discontinuum model when it occurs as a direct result of the explosion is considered damage in these models. In a similar manner, yielding in rock bolts and shotcrete (used as ground support) resulting from the explosion is also considered damage. The level of damage depends of course on the amount of strain associated with the yielding elements, as a large amount of strain may lead to a loss of load bearing capacity. The results show that the explosion causes damage in all the models. The level of damage varied from insignificant to a considerable amount depending on the model conditions. However, all the models predict that the tunnels will remain stable after the explosion.

Excavation Effects

Note that grouted rock bolts and steel fiber reinforced shotcrete are used as ground support in these models. The ground support is installed after elastic equilibrium from excavation. Subsequently, the model is run plastically to equilibrium. Therefore, loads are induced in the ground support only if yielding occurs in the rock as a result of excavation.

Analyses of the various continuum and discontinuum (i.e., jointed) models for minimum and maximum properties show that the Cityline tunnels remain stable after excavation, and that rock deformations are generally small (5 mm or less).

Yielding in the rock mass as a result of excavation is limited in the continuum models both for minimum and maximum properties, therefore, induced ground support loads also are small in these models.

In the discontinuum models, deformations are primarily defined by slip and separation along joints. Therefore, in the discontinuum models the excavation induced loads in the ground support is significantly different compared to the continuum models. At locations where rock bolts cross joints large bolt forces occur as the bolts restricts relative motion between adjacent blocks. The ground support in these models provides rock stability in the sense that unstable blocks are kept in place (i.e., prevented from rotating) by the liner, while rock bolts connecting multiple blocks provide for an integrated rock

mass response, allowing the rock to contribute much to its own support. While rock bolt forces exceeding the yield strength are predicted (for case of minimum joint strength), the maximum bolt strain remains well below the ultimate strain capacity. A potential for tensile cracking of the shotcrete is also estimated from the effects of relative block motion at scattered locations along the excavation surface. This estimate is made by comparing the elastic stresses that develop in the outer fiber of the shotcrete liner from combined bending and normal load to the characteristic tensile strength of the shotcrete (i.e., stress at the first crack).

Effects from explosion when directed toward the tunnel wall (i.e., pillar)

Analyses of the various continuum and discontinuum models of the explosion when directed towards the pillar wall show a somewhat varied response of the rock and ground support. While both models predict damage, it occurs only within the close proximity of the blast, and does not affect overall tunnel stability.

There is virtually no damage predicted from the explosion in the continuum model with maximum properties. However, for the lower rock strength reflected by the minimum properties considerable damage is predicted both to the rock mass and the ground support. In this case considerable tensile failure occurs in the pillar separating the Cityline tunnels. This tensile failure is a result of the explosive pressure wave traveling through the pillar and being reflected as a tensile wave at the wall (i.e., free surface) opposite the explosion side. Significant tensile strain in the horizontal direction occurs to a depth of about one-third the thickness of the pillar, which causes a permanent redistribution of the pillar stresses to the less damaged two-thirds of the pillar width. Significant damage is also predicted to the ground support in the pillar. Pillar deformations resulting from the tensile failure causes loading beyond the yield strength in rock bolts located in the direct path of the stress wave. In contrast, forces in these bolts prior to the explosion were far below the yield strength. Tensile cracking is also estimated to occur across a considerable portion of the shotcrete that covers the pillar walls (across approximately the center one-third wall height). In contrast, no such cracking in the shotcrete was estimated prior to the explosion. It is noteworthy that the pillar wall displacements in this case are much larger than in the discontinuum model with minimum properties. This points to the mechanistic difference between the models.

In the discontinuum models, the explosion does not cause any large rock deformations as the pressure wave is reflected along joint boundaries and is dispersed in the blocky system, while the kinetic energy is dissipated through joint slip. In the case of minimum joint strength a limited amount of additional yielding occurs in a few pillar bolts, while some additional areas in the shotcrete appear to have the potential for tensile cracking. In the case of maximum joint strength, no additional bolt yielding from the blast is predicted, and only a small amount of additional areas in the shotcrete appears to have the potential for tensile cracking. These explosion effects are in no way considered to be dramatic.

Effects from explosion when directed toward the tunnel roof

The continuum models of minimum and maximum properties show very little effect of the roof explosion relating to rock mass displacements or ground support loads, hence, any explosion damage is considered low. There is also little difference in the level of response between these models. Although, in the minimum properties case some additional amount of tensile failure occurs in the T-Blue floor as the pressure wave exits the floor surface and is reflected as a tensile wave. In this case the explosion causes permanent upward floor displacements in T-Blue of about 4 mm.

In the jointed models, the effect of the roof explosion is somewhat larger than for the continuum models. However, there is only a small difference between the models of minimum and maximum properties. Both models show additional yielding of rock bolts in the roof with some increase in permanent bolt strain beyond excavation effects. There is also an increased area in the roof where the shotcrete has the potential for tensile cracking. The most pronounced response is the permanent floor displacements on the T-Blue level and the basement of Vasagatan exit of 15 mm and 37 mm, respectively for the case of minimum properties, and 23 mm and 59 mm in the maximum properties case. These displacements are much larger than in the continuum models. This again points to the mechanistic difference between the continuum and jointed models. In this case, the transfer of momentum from the explosion to floor blocks in the jointed model causes a more significant “bounce” in the floor, than that produced in terms of plastic yielding in the continuum model. An interesting aspect of the jointed models in this case is that, the predicted vertical displacements of floor blocks are larger in the maximum properties case. This occurs because there is less joint failure, and therefore, less dissipation of kinetic energy in the case of stronger joints, resulting in more of the transmitted explosive energy reaching the floor (i.e., more momentum transfer). The potential consequence of the vertical motion in this case needs to consider the fact that the T-Blue tracks rest on a substantial layer of crushed rock (not included in these models) that likely will dissipate much of the kinetic energy. In platform areas, minor cracking of concrete floor slabs may occur as motion is transmitted up through the floor slab support structure.

Additional Perspective

A few models were analyzed for the purpose of understanding effects of joint stiffness, finite bond strength between shotcrete and rock, and absence of ground support. Results suggest that decreasing the joint stiffness increases tunnel displacements and induced ground support loads. However, the overwhelming effect is caused by excavation. The explosion causes only small additional damage. Increasing the stiffness has the opposite effect, less tunnel displacement and less ground support damage.

While model results show sensitivity to the joint stiffness, it is noted that the range considered is very large (almost two-orders-of-magnitude). It is also noted that the lower value of 4 GPa/m is at the lower range (or even outside) of what would be considered a reasonable estimate for the current model. While the variation in joint stiffness will not seriously change the consequences of excavation and explosion in this case, such variation should be considered whenever a discontinuum model is used.

The effect of using finite shotcrete-rock bond strength was tested in the continuum model (minimum properties) with the explosion directed towards the pillar wall. Bond breakage occurred from the explosion, mostly in the wall opposite the explosion, and was associated with relatively large horizontal displacements, and some additional increase in the potential for tensile cracking in the shotcrete. Although, the effect caused some additional damage, it was not considered a dramatic increase.

The absence of ground support was evaluated in the continuum and discontinuum models but only from the effects of excavation, and only for the case of minimum properties. The absence of ground support in the continuum model had minimal effect. The tunnels remained stable. However, the discontinuum model shows that the pillar on the Cityline level is unstable at the time of excavation and will collapse without being supported by shotcrete and rock bolts. In spite of an idealized joint structure, these results point out the mechanistic difference between the continuum and jointed type of models. For the purpose of engineering design analyses on scales as considered in these models, serious consideration should be given to the use of jointed (discrete element) models. It follows that if such models are used, emphasis must be put on the effort to understand the joint structure in terms of joint spacing, orientation and persistence, as well as its deformation and strength character.

Through numerical modeling this study has attempted to provide a perspective of damaging effects from a tunnel explosion. While the models used are based on fundamental mechanics and deformation mechanisms they cannot fully replicate the complexities of real rock mass conditions and its interaction with the structural support components. Although the discontinuum model explicitly accounts for the jointed nature of the rock mass, the characterization of the joints and its implementation in the models is a simplification of the real world. The joints in the model are planar and continuous while real joints normally are undulated and of finite extent. The joints in the model all have the same homogeneous stiffness and strength properties while these properties will vary spatially in real joints. Similarly, the quality of the bond between shotcrete and rock cannot be assumed to be perfect, nor can it be assumed that the rock bolt grout forms a perfect bond. Although, to some extent, some of these effects have been explored in this study by considering different rock qualities (i.e., rock properties) and effect of shotcrete rock bond strength, how they affect a dynamic response is not well understood.

While numerical models are used routinely in geomechanics to assist with design, it is uncommon to combine the 3D geometric complexity and dynamic loading with different modeling approaches as done in this study. Hence, the scope and effort of these analyses go significantly beyond the norm of general tunnel design calculations. Although understanding of site-specific ground conditions should be the basis of any tunnel design, it is hoped that the current study can be used in a “reference” context regarding the BV Tunnel and Tunnel 2004 requirement to consider explosion loads if and when future designs at different sites have sufficient similarity to the current conditions.

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1	INTRODUKTION	1
1.1	BAKGRUND.....	1
1.2	SYFTE OCH MÅL.....	3
1.3	OMFATTNING.....	3
2	MODELL- OCH BERÄKNINGSFÖRUTSÄTTNINGAR	5
2.1	ALLMÄNT	5
2.2	MODELLGEOMETRI OCH RANDVILLKOR.....	7
2.3	GEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN.....	13
2.3.1	<i>Allmänt</i>	13
2.3.2	<i>Geologiska domäner</i>	13
2.3.3	<i>Bergarter</i>	15
2.3.4	<i>Sprickor och deras karaktär</i>	17
2.3.5	<i>Bergmassans kvalitet</i>	19
2.3.6	<i>Schematisk geologisk modell</i>	21
2.4	BERGETS MATERIALEGENSKAPER.....	21
2.4.1	<i>Allmänt</i>	21
2.4.2	<i>Egenskaper för intakt berg</i>	22
2.4.3	<i>Egenskaper för sprickor</i>	25
2.4.4	<i>Egenskaper för bergmassa</i>	35
2.4.5	<i>Sammanfattning av bergets materialegenskaper</i>	37
2.5	BERGFÖRSTÄRKNING.....	38
2.6	INITIALSPÄNNINGAR OCH DRÄNERINGSFÖRHÅLLANDEN	42
2.7	DYNAMISK LAST	42
2.8	DYNAMISKA BELASTNINGSFALL	44
2.9	VÅGPROPAGERING OCH DISKRETISERING	46
2.10	UTBRYTNINGS- OCH MODELLERINGSSEKVENSS.....	50
3	UTFÖRDA MODELLER	53
4	RESULTAT	55
4.1	ALLMÄNT	55
4.2	PELAR-MODELL	57
4.2.1	<i>Kontinuummodell med min-egenskaper</i>	57
4.2.2	<i>Kontinuummodell med max-egenskaper</i>	78
4.2.3	<i>Diskontinuummodell med min-egenskaper</i>	81
4.2.4	<i>Diskontinuummodell med max-egenskaper</i>	98
4.2.5	<i>Sammanfattning av resultat från pelar-modell</i>	107
4.3	TAK-MODELL.....	112
4.3.1	<i>Kontinuummodell med min-egenskaper</i>	112
4.3.2	<i>Kontinuummodell med max-egenskaper</i>	126
4.3.3	<i>Diskontinuummodell med min-egenskaper</i>	130

4.3.4	<i>Diskontinuummodell med max-egenskaper</i>	151
4.3.5	<i>Sammanfattning av resultat från tak-modell</i>	161
4.4	INVERKAN AV SPRICKSTYVHET, BEGRÄNSAD HÅLLFASTHET MELLAN SPRUTBETONG OCH BERG, SAMT UTBRYTNING AV TUNNLARNA UTAN BERGFÖRSTÄRKNING	164
4.4.1	<i>Inverkan av sprickornas styvhet</i>	165
4.4.2	<i>Inverkan av begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg</i>	168
4.4.3	<i>Utbrytning av tunnlarna utan förstärkning</i>	172
4.5	SAMMANFATTNING AV RESULTAT	176
4.5.1	<i>Effekter av utbrytningen av tunnlarna</i>	176
4.5.2	<i>Effekter av explosionslast mot pelaren</i>	177
4.5.3	<i>Effekter av explosionslast mot taket</i>	178
4.5.4	<i>Effekter av sprickstyvhet, begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg, samt utbrytning av tunnlarna utan bergförstärkning</i>	178
5	DISKUSSION	181
6	SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER	189
7	REFERENSER	195

BILAGOR

Bilaga 1: Uppskattning av sprickornas normal- och skjuvstyvhet (på engelska)

Bilaga 2: CD innehållande ”movies”

1 INTRODUKTION

1.1 Bakgrund

I Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för tunnlar, Tunnel 2004 (Vägverket, 2004), föreskrivs generellt att vägtunnelars bärande huvudsystem ska dimensioneras med avseende på explosionslaster. I Banverkets motsvarande dokument, BV Tunnel (Banverket, 2005), är kraven på dimensionering av järnvägstunnlar med avseende på explosionslaster något annorlunda formulerade. Enligt kraven i BV Tunnel finns inget generellt krav på dimensionering med avseende på explosionslaster för bergtunnlar. Däremot föreskriver BV Tunnel (avsnitt 6.3.4.4) att explosionsriskerna särskilt ska studeras och lastförutsättningar eventuellt justeras om: (1) personriskerna är speciellt stora, till exempel vid tunnel som ansluter till annat byggnadsverk där människor stadigvarande vistas eller (2) konsekvenserna av en lokal skada är speciellt stora, till exempel tunnel under fri vattenyta eller där liten bergtäckning föreligger. Kraven i BV Tunnel innebär därmed att dimensionering av bergtunnlar med avseende på explosionslaster endast behöver utföras då vissa omständigheter råder.

Aktuella explosionslaster, för vilka dimensioneringen ska göras, anges både i Tunnel 2004 och BV Tunnel som ett antal samband mellan tryck och tid. En av dessa dynamiska laster utgörs av en relativt ”snabb” puls med en maximal magnitud på 5 MPa och en total varaktighet på 2 millisekunder. Denna last, som enligt kraven ska appliceras i trafikutrymme på en yta av 4x4 m, kan från ett strukturperspektiv anses vara en något okonventionell last att ta hänsyn till vid dimensionering av tunnlar. Vidare saknas det, generellt sett, erfarenhet att värdera effekten på det bärande huvudsystemets bärförmåga från denna typ av belastning.

För att öka kunskaperna om dessa frågor initierade Vägverket för ett antal år sedan en studie i två etapper för att dels utvärdera rimligheten i belastningskraven med hänsyn till tillgängliga analysverktyg, dels för att undersöka vilken effekt den föreskrivna lasten skulle kunna tänkas ha på tunnlar i ”typiskt svenskt kristallint berg”. Resultatet av detta arbete har rapporterats av Rosengren och Brandshaug (2001) och (2002), samt vid ISRM:s (International Society of Rock Mechanics) internationella konferens i Johannesburg i september 2003 (Rosengren, m.fl., 2003). Rosengren och Brandshaug använde i dessa studier en tvådimensionell numerisk kontinuummodell för att uppskatta eventuella skador i bergmassan och förstärkningssystemet då tunnelsystemet utsätts för de föreskrivna dynamiska lasterna. Detta gjordes genom att utföra en serie dynamiska analyser. Syftet med rapporterna var också att de skulle kunna utgöra en handledning i hur dynamiska analyser kan utföras.

Fastän ett hypotetiskt fall studerades i ovan nämnda studier, betonades betydelsen av uppskattningen av bergmassans egenskaper och valet av analysmetod. Alla bergmassor är mer eller mindre naturligt uppspruckna. En viktig fråga är då till vilken omfattning sprickorna påverkar utformningen av tunneln och dess bärande huvudsystem. För grunt förlagda tunnlar i kristallin berggrund är uppkomna deformationer och stabilitet huvudsakligen förknippade med mekaniken och kinematiken mellan närliggande block och ki-

lar som skapas av de naturliga sprickorna i berget och den öppning som tunneln representerar. Den typ av analysmetod som bör användas för att uppskatta deformationer och stabilitet vid sådana förhållanden beror på den aktuella blockgeometrin och blockens storlek relativt öppningens (tunnelns) dimensioner. Att betrakta bergmassan som ett kontinuum, vilket gjordes i ovan refererade arbeten, kan vara rimligt när bergmassan är tillräckligt uppsprucken för att respondera homogent och isotropt. Om detta inte är fallet kan en analysmetod som kan ta hänsyn till enskilda sprickors mekaniska respons behöva användas. Allmän vägledning (t.ex. Hoek och Brown, 1980) existerar för att bestämma om det är rimligt att representera bergmassan som ett kontinuum eller ett diskontinuum. Valet av metod måste dock alltid göras baserat på de speciella tunnel- och bergförhållanden som råder för det aktuella fall som ska studeras, samt med hänsyn till möjliga brottmekanismer och syftet med analyserna. Vid dynamisk belastning kan t.ex. utstötning av enskilda block inträffa. Denna typ av mekanism kan inte en kontinuumanalys ta hänsyn till, vilket däremot en diskontinuumanalys har kapaciteten att göra.

En annan fråga som också är relevant i sammanhanget är huruvida två- eller tredimensionell analys erfordras för att studera de föreskrivna dynamiska lasterna. Relevansen i valet av två- eller tredimensionell analys beror, förutom på den aktuella tunnelgeometrin, även på bergets homogenitet och isotropi samt den dynamiska lastens geometriska utbredning.

Föreliggande arbete fokuserar på att belysa betydelsen av valet av analysmetod (kontinuum eller diskontinuum) vid studier av de dynamiska laster som föreskrivs i BV Tunnel och Tunnel 2004. Detta har gjorts genom att utföra jämförande dynamiska numeriska analyser med både kontinuum- och diskontinuummodeller. För att få ”maximal” nytta av analyserna har de utförts för en ”verklig dimensioneringssituation” i ett projekt som för närvarande är under projektering, nämligen för Citybanans korsning med blå tunnelbanelinje vid Station City i Stockholm. De rådande bergförhållanden vid den aktuella korsningen mellan Citybanan och tunnelbanan kan betraktas som relativt allmän-giltiga, d.v.s. kan anses representera ”typiskt svenskt kristallint berg”. Av tunnelgeometrisk skäl har samtliga analyser i föreliggande arbete utförts med tredimensionella numeriska modeller. Detta innebär att relevansen i valet av två- eller tredimensionell analys för studier av aktuella explosionslaster inte har behandlats inom ramen för föreliggande arbete.

1.2 Syfte och mål

Syftet med föreliggande arbete är att med olika numeriska analysmetoder, för en verklig dimensioneringssituation och med för Sverige vanligt förekommande bergförhållanden, undersöka effekten på det bärande huvudsystemet vid applicering av explosionslast i bergtunnlar enligt BV Tunnel och Tunnel 2004.

Huvudmålen med projektet är:

- att tillföra kunskap avseende betydelse av valet av analysmetod
- att för ”typiskt svenskt kristallint berg” tillföra kunskap avseende det bärande huvudsystemets respons på de dynamiska belastningar som anges i BV Tunnel och Tunnel 2004, d.v.s. ge kompletterande underlag för värdering av i vilka fall de dynamiska belastningarna är kritiska för bärförmågan med avseende på hur bergmassan representeras (kontinuum jämfört med diskontinuum).

Ytterligare ett mål är att dokumentera arbetet i tillräcklig detaljeringsgrad så att det kan utgöra en användbar vägledning för någon som ska utföra liknande analyser.

1.3 Omfattning

Föreliggande studie omfattar statiska och dynamiska numeriska analyser av korsningen mellan Citybanan och blå tunnelbanelinje vid Station City i Stockholm. De dynamiska analyserna representerar ett scenario där en explosion inträffar i Citybanans bergtunnlar. Arbetet omfattar jämförande kontinuum- och diskontinuumanalyser då det bärande huvudsystemet utsätts för en dynamisk belastning med en maximal amplitud på 5 MPa och en total varaktighet på 2 millisekunder över en begränsad yta. Studien omfattar två dynamiska belastningsfall: (1) dynamisk belastning av pelare på Citybanans nivå och (2) dynamisk belastning av bergskiva mellan Citybanans tak och tunnelbanans botten. Studien omfattar även hänsynstagande till variationen i bergets mekaniska egenskaper. Detta har gjorts genom att utföra analyserna med både de lägsta och högsta värdena för de egenskaper som uppskattades i samband med karaktäriseringen av berget vid korsningen.

Samtliga numeriska modeller, utom två stycken, har inkluderat bergförstärkning i form av konventionella bergbultar och sprutbetong.

För att belysa vissa aspekter omfattar föreliggande studie, utöver ovan nämnda, även analyser av:

- inverkan av sprickornas styvhet
- inverkan av begränsad hållfasthet mellan sprutbetongen och berget
- stabilitet utan förstärkning.

I kapitel 2 redovisas samtliga modell- och beräkningsförutsättningar för föreliggande arbete. Kapitel 3 beskriver vilka modeller som utförts. I kapitel 4 respektive 5 redovisas respektive diskuteras resultaten. Slutsatser och rekommendationer återfinns i kapitel 6.

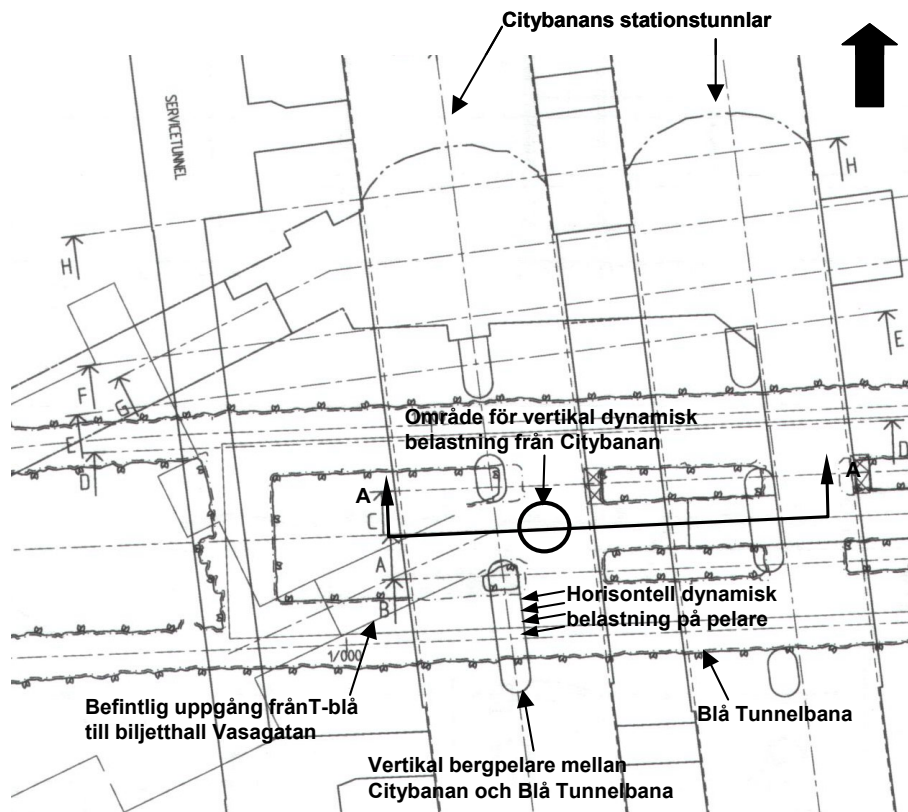
Samtliga numeriska analyser som presenteras i föreliggande rapport har utförts med det tredimensionella distinkta elementprogrammet 3DEC, Version 4.1 (Itasca, 2008).

2 MODELL- OCH BERÄKNINGSFÖRUTSÄTTNINGAR

2.1 Allmänt

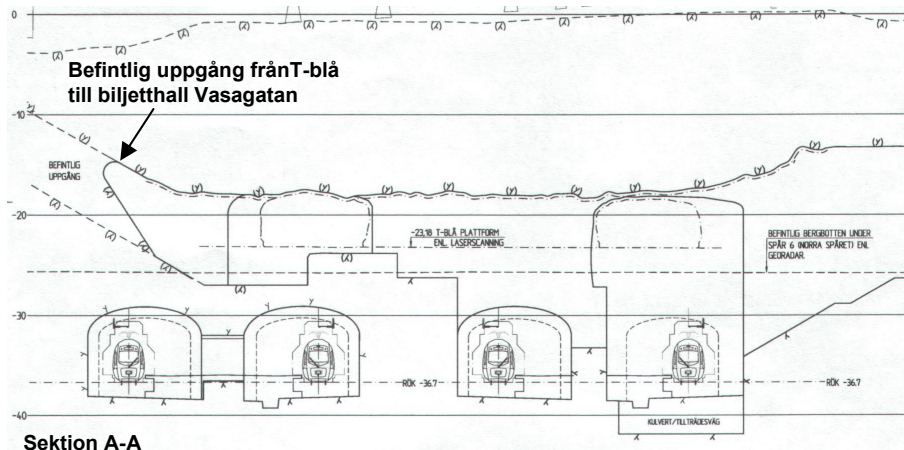
Som tidigare nämnts representerar modellerna korsningen mellan Citybanan och blå tunnelbanelinje (T-blå) vid Station City. Den geometriska utformningen av korsningen speglar projekteringsläget i januari 2007. I Figur 2-1 redovisas en planskiss och sektion över korsningen. Citybanan passerar här under T-blå med mycket lite berg mellan Citybanans tak och tunnelbanans botten. Norr och söder om korsningen går Citybanans tunnlar i två ca 26 m breda stationstunnlar. I varje stationstunnel finns en plattform och två spår. I läget för själva korsningen utgörs respektive stationstunnel av två enkelspårstunnlar med mellanslag så att resenärerna kan röra sig mellan plattformskanterna. Detta innebär att vertikala bergpelare skapas mellan Citybanans golv och tak i respektive stationstunnel. Den dynamiska belastningen (explosionslasten) har i modellerna applicerats mot en vertikal pelare i Citybanans västra stationstunnel, respektive mot taket i det område där den befintliga uppgången till Vasagatans biljetthall ansluter till T-blå. Läge för dynamiska belastningar har indikerats i Figur 2-1.

De geologiska och bergmekaniska förutsättningarna har inom ramen för projekteringen av systemhandlingen kartlagts relativt noggrant i området för korsningen och baserats på utförda förundersökningar. Förundersökningarna har främst utgjorts av kärnborrning, kartering av närliggande befintliga utrymmen i berg, samt spänningsmätningar. Insamlad data har tolkats och sedan legat till grund för uppskattning av bergets egenskaper och initialspänningstillstånd. Dessa förutsättningar finns avrapporterade inom ramen för systemhandlingsprojekteringen för Citybanan och utgör Bilaga 1 ("Geologi och materialegenskaper för intakt berg, bergmassa och sprickor") respektive Bilaga 2 ("Uppskattning av initiala bergspänningar med hjälp av linjär regression") till "PM Bergmekanik korsning T-blå" (WSP, 2007). Detta innebär att samtliga bergegenskaper som redovisas i föreliggande rapport är identiska med dem som tagits fram inom projekt Citybanan. Detsamma gäller för initialspänningarna i området för korsningen.



Plan

a)



Sektion A-A

b)

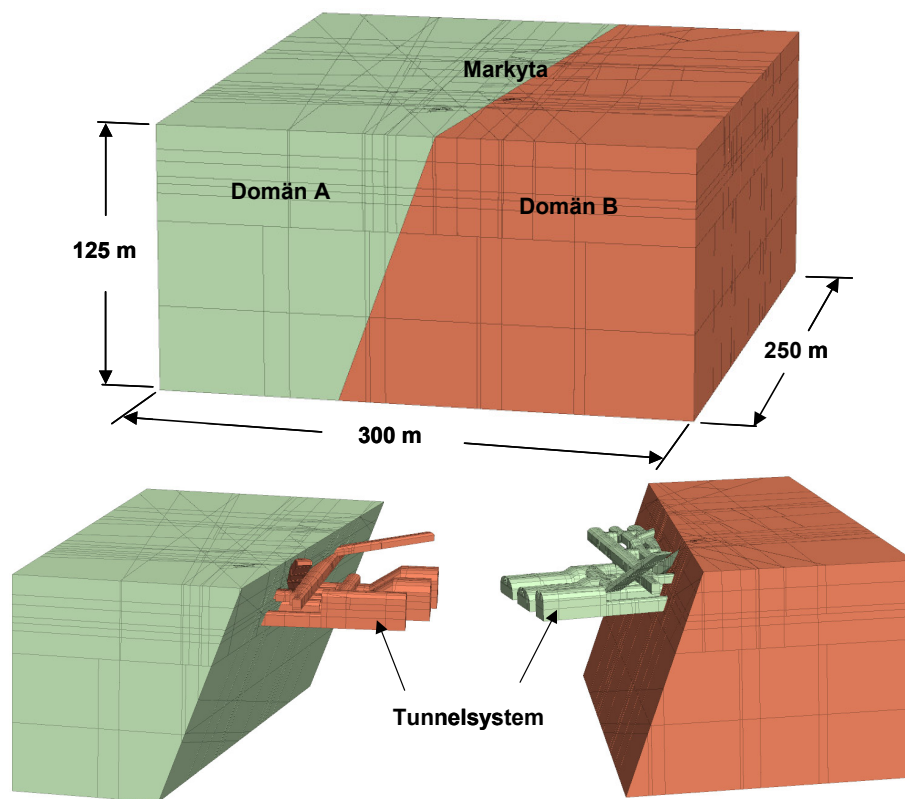
Figur 2-1 Planskiss (a) och sektion (b) över korsning mellan Citybanans tunnlar och T-blå.

2.2 Modellgeometri och randvillkor

Modellerna som har analyserats innefattar en mycket komplex tunnelgeometri. För att det överhuvudtaget ska vara möjligt att utföra analyserna med rimliga beräkningstider har förenklingar varit nödvändiga.

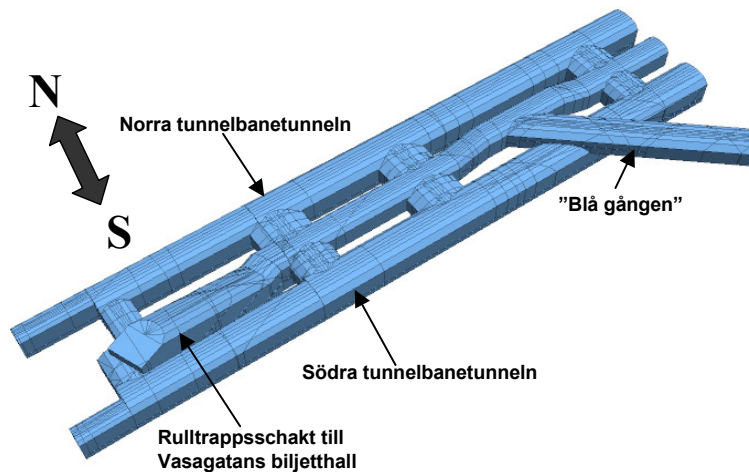
Analyserna har utförts i två huvudsakliga steg där det första steget utgörs av en statisk beräkning och det andra av en dynamisk beräkning i vilket den dynamiska lasten appliceras. Den statiska beräkningen utförs för att etablera ett belastningstillstånd i berget och i förstärkningen p.g.a. de rådande initialspänningarna och utbrytningen av tunnelsystemet. Den statiska beräkningen utgör därmed starttillstånd för den dynamiska beräkningen.

Den statiska beräkningen har omfattat en modell med dimensionerna 300 m x 250 m x 125 m (L x B x H), se Figur 2-2. "Domän A" respektive "Domän B" i Figur 2-2 indikerar geologiska domäner med olika egenskaper (se avsnitt 2.3). I den statiska beräkningen har de vertikala begränsningsytorna i modellen förhindrats att röra sig i horisontal riktning (d.v.s. båda horisontalriktningarna har fixerats), medan de är fria att röra sig i vertikal riktning. Den horisontella modellranden i botten har endast förhindrats att röra sig i vertikal riktning. Den övre randen representeras av markytan och har modellerats som en s.k. "fri rand". För att ta hänsyn till laster på markytan från bl.a. befintliga byggnader har ett vertikalt tryck på 0,14 MPa applicerats på den övre modellranden.

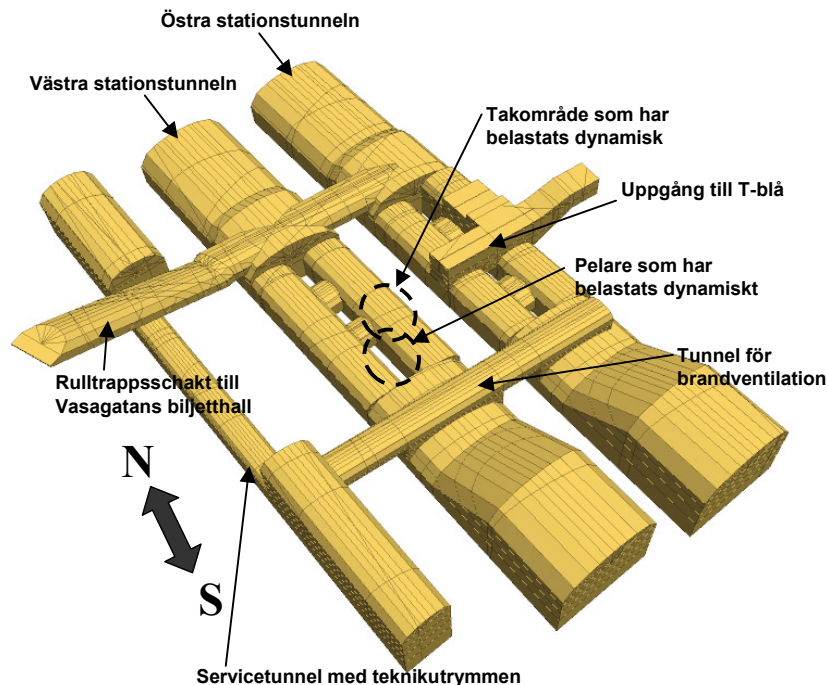


Figur 2-2 Den statiska modellens yttre dimensioner, geologiska domäner och tunnelsystem.

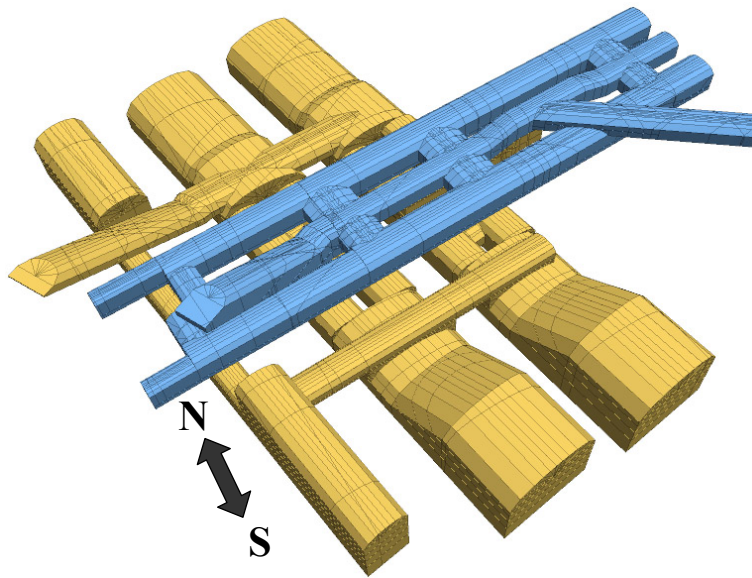
För att illustrera det tunnelsystem som den statiska beräkningen omfattar redovisas nedan en figurserie med: (1) tunnelgeometrin för T-blå utan Citybanans tunnlar (Figur 2-3), (2) tunnelgeometrin för Citybanans tunnelsystem utan T-blå (Figur 2-4) och (3) tunnelgeometrin för Citybanans tunnelsystem tillsammans med tunnelgeometrin för T-blå (Figur 2-5). I Figur 2-4 indikeras de områden (pelare respektive takområde) i Citybanans tunnlar vilka belastats med explosionslast i den dynamiska beräkningen.



Figur 2-3 Tunnelbanans tunnelsystem som är inkluderad i den statiska beräkningen.



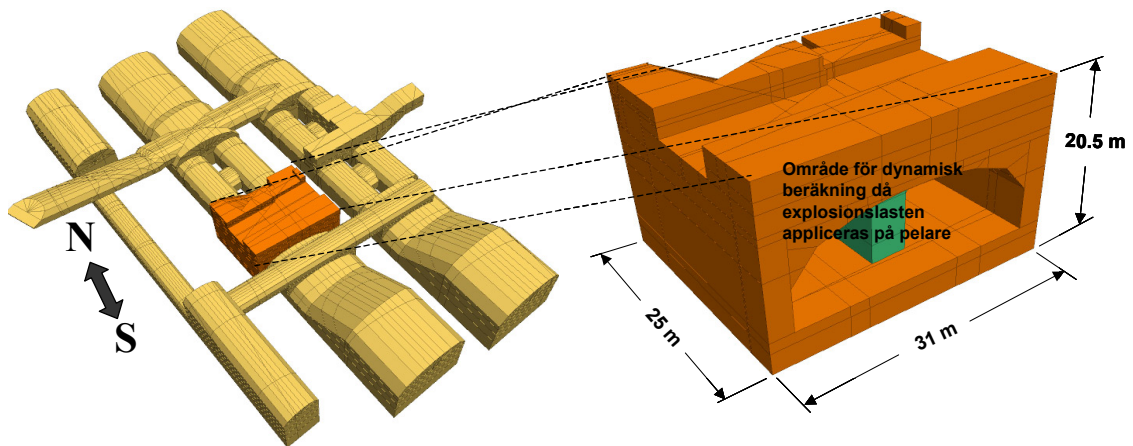
Figur 2-4 Citybanans tunnelsystem som är inkluderad i den statiska beräkningen.



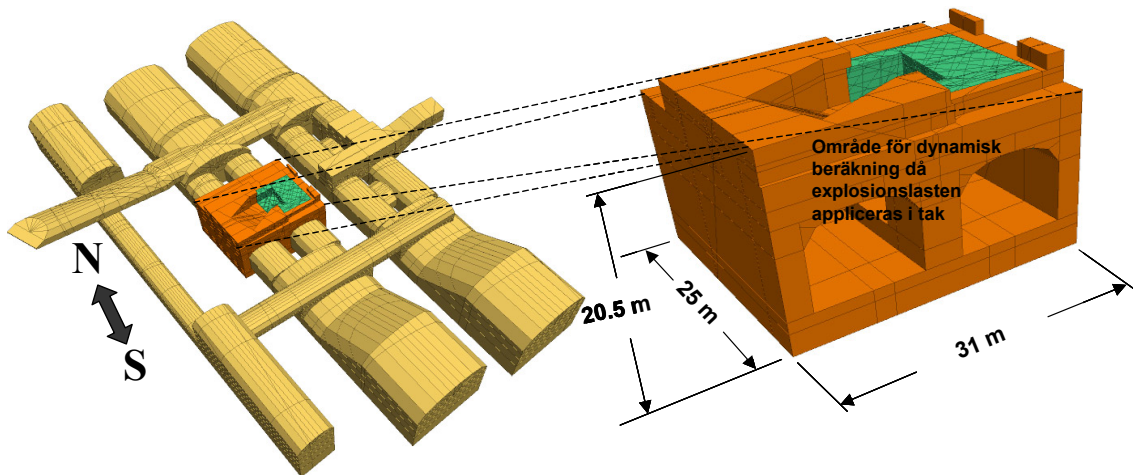
Figur 2-5 Citybanans tunnelsystem tillsammans med T-blå.

Den dynamiska beräkningen har endast omfattat en mindre modellvolym runt det område i modellen där den dynamiska lasten (explosionslasten) applicerats. Denna begränsning i modellstorlek är nödvändig eftersom den dynamiska beräkningen kräver en hög diskretiseringsgrad (små finita differenzoner) för att propagera den dynamiska pulsen på ett fysikaliskt riktigt sätt (se avsnitt 2.9). Detta resulterar i sin tur i ett stort antal finita differenzoner och ett litet dynamiskt tidssteg med långa beräkningstider som följd. Genom att minska på den totala modellstorleken för den dynamiska beräkningen genom att helt enkelt ta bort de delar av modellen som inte ligger i det dynamiska påverkansområdet kan det totala antalet finita differenzoner i modellen hållas nere och därmed möjliggöra rimliga beräkningstider. Problematiken runt vågpropagering och val av diskretiseringsgrad behandlas mer ingående i avsnitt 2.9. Efter det att den statiska beräkningen har kommit till jämvikt och de yttre delarna av modellen tagits bort appliceras s.k. ”viskösa” ränder (dämpare) på modellens kvarvarande del, d.v.s. den del som ska analyseras för dynamisk belastning, utom på de ytor som utgörs av fria tunnelytor. De dynamiska randvillkoren appliceras i tre riktningar (x , y och z).

Eftersom två olika belastningsfall har analyserats med avseende på dynamisk belastning har två olika dynamiska modellregioner definierats, en för då explosionslasten appliceras mot pelaren och en då explosionslasten appliceras mot taket, se Figur 2-6 respektive 2-7. De dynamiska modellregionernas dimensioner har i båda fallen varit 25 m x 31 m x 20,5 m (L x B x H).



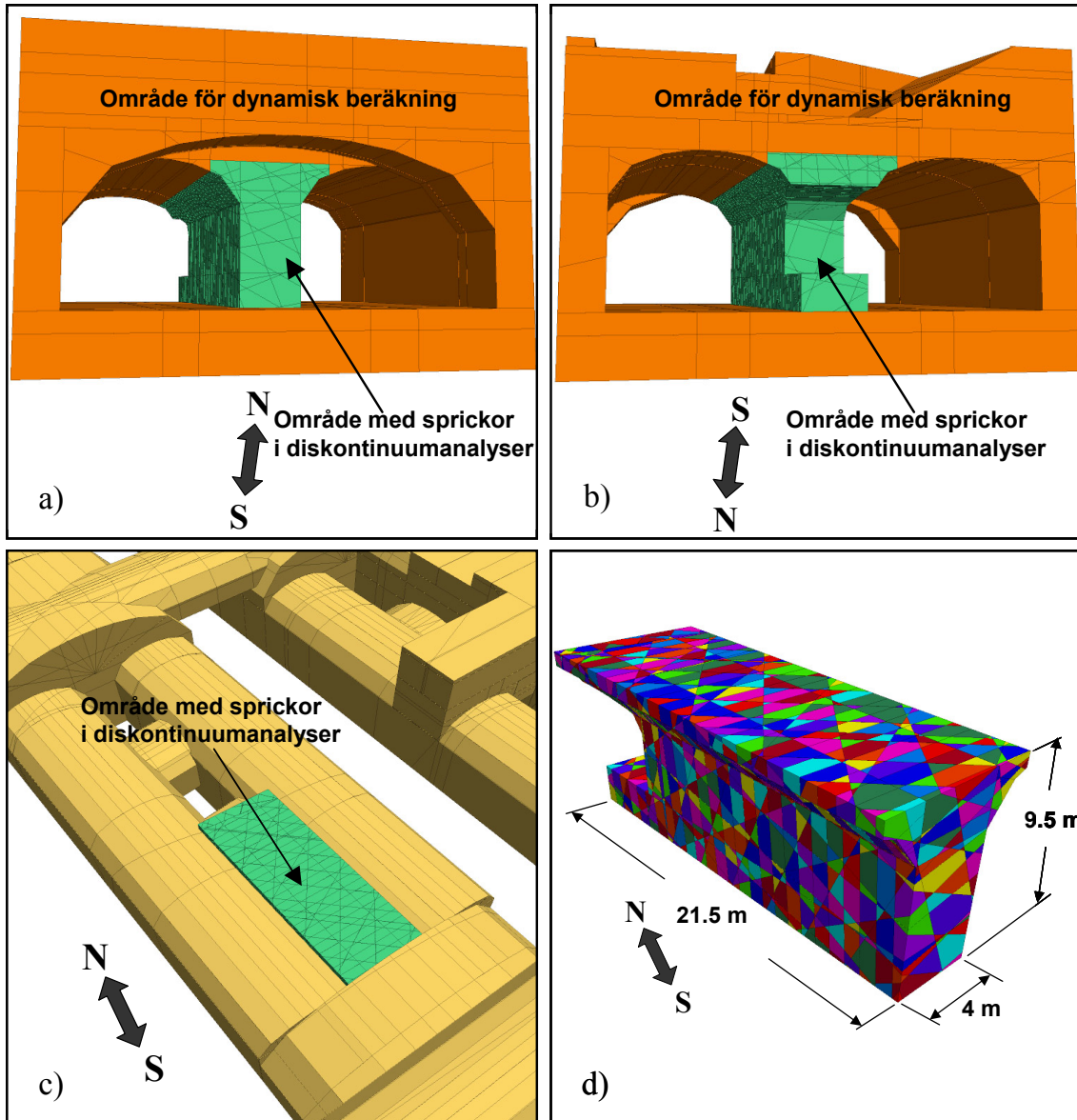
Figur 2-6 Område för dynamisk beräkning då explosionslasten appliceras mot pelare.



Figur 2-7 Område för dynamisk beräkning då explosionslasten appliceras mot taket.

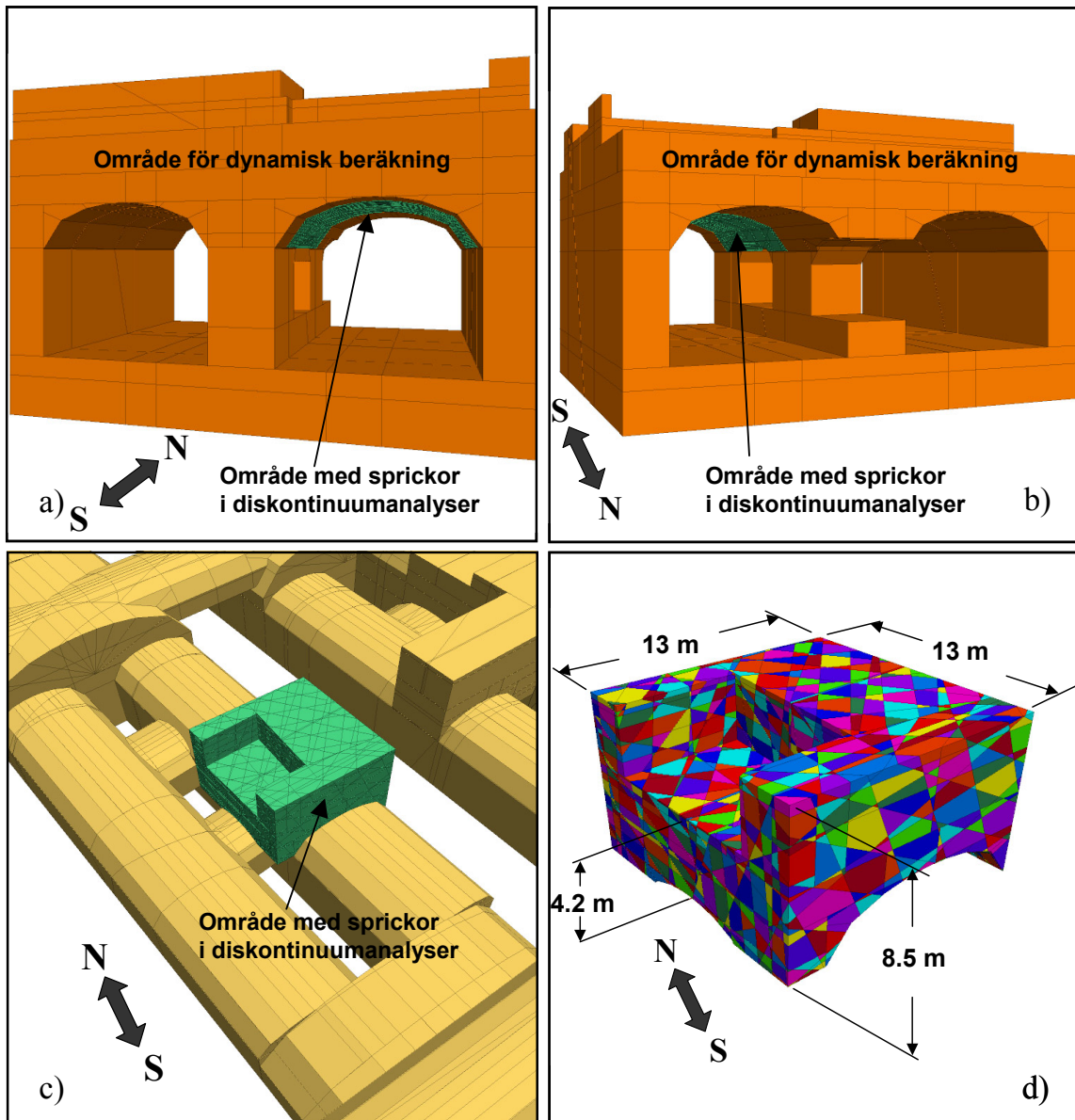
Utförda numeriska beräkningar har, som tidigare nämnts, utförts både med kontinuumanalys och diskontinuumanalys. I kontinuumanalyserna har alla delar av modellen representerats av ett homogent och isotropt kontinuerligt material, vilket innebär att det intakta berget och sprickorna representeras av ett "ekvivalent" kontinuum. I diskontinuumanalyserna har det intakta berget och sprickorna simulerats explicit. För dessa modeller har ytterligare en förenkling varit nödvändig att införas för att kunna utföra beräkningarna med rimliga beräkningstider. Denna förenkling har utgjorts av att sprickor endast har simulerats i en begränsad del av den dynamiska modellvolymen. Resten av den totala modellvolymen har representerats av ett homogent och isotropt kontinuerligt material (kontinuum).

I Figur 2-8 (a-d) visas det område i vilket sprickor har simulerats för det fall att explosionslasten applicerats mot pelaren. De olika färgerna i Figur 2-8d representerar block som skapats genom introduktion av sprickorna.



Figur 2-8 Område med sprickor i diskontinuumanalyser för fallet med explosionslast applicerad mot pelare; (a) i förhållande till området för dynamisk beräkning, vy från söder, (b) i förhållande till området för dynamisk beräkning, vy från norr, (c) i förhållande till Citybanans tunnelsystem och (d) detalj.

I Figur 2-9 (a-d) visas det område i vilket sprickor inkluderats i diskontinuumanalyserna för fallet då explosionslasten applicerats mot taket.



Figur 2-9 Område med sprickor i diskontinuumanalyser för fallet med explosionslast applicerad mot tak; (a) i förhållande till området för dynamisk beräkning, vy från söder, (b) i förhållande till området för dynamisk beräkning, vy från norr, (c) i förhållande till Citybanans tunnelsystem och (d) detalj.

2.3 Geologiska förhållanden

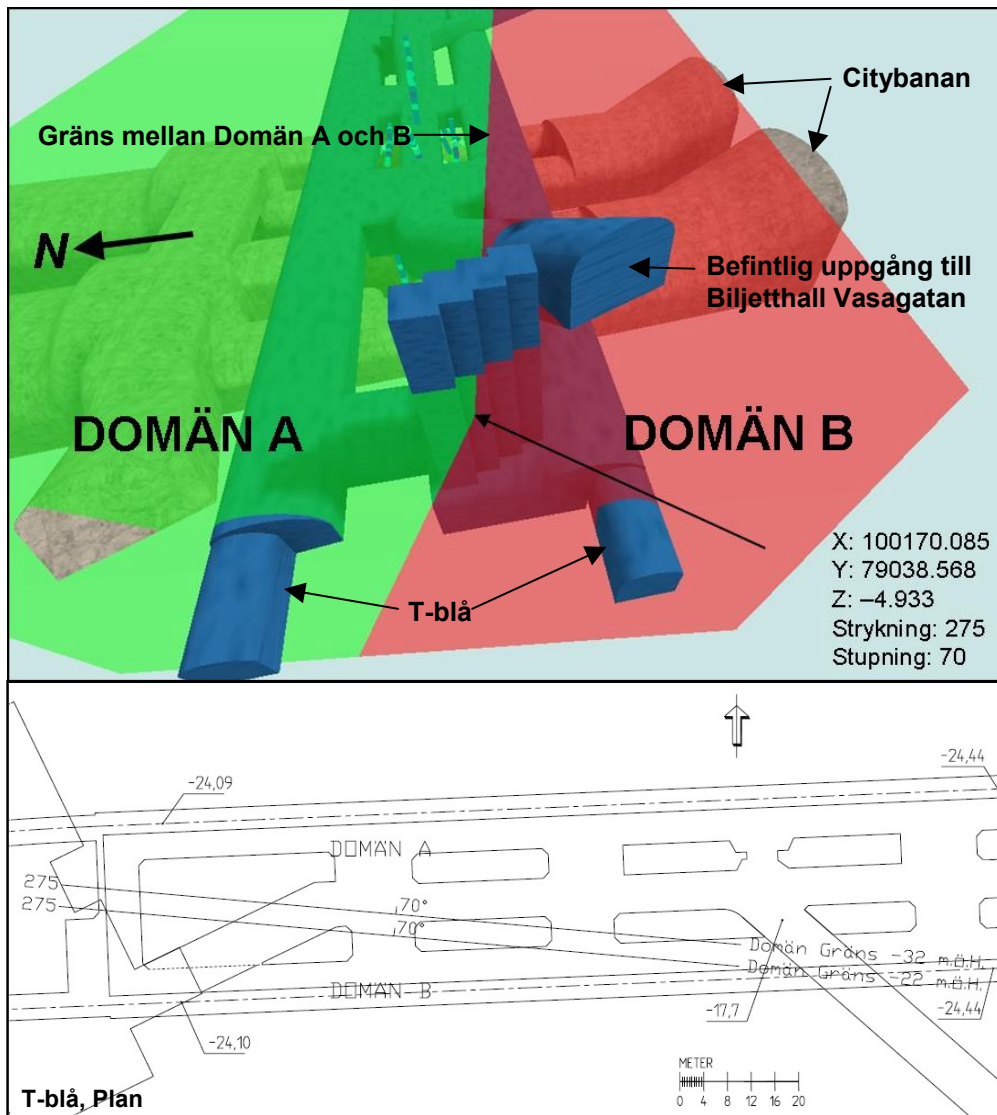
2.3.1 Allmänt

Nedanstående beskrivning utgör en sammanfattning av kapitel 2 i dokumentet ”Geologi och materialegenskaper för intakt berg, bergmassa och sprickor”, vilket utgör Bilaga 1 till dokumentet ”PM Bergmekanik korsning T-blå” (WSP, 2007).

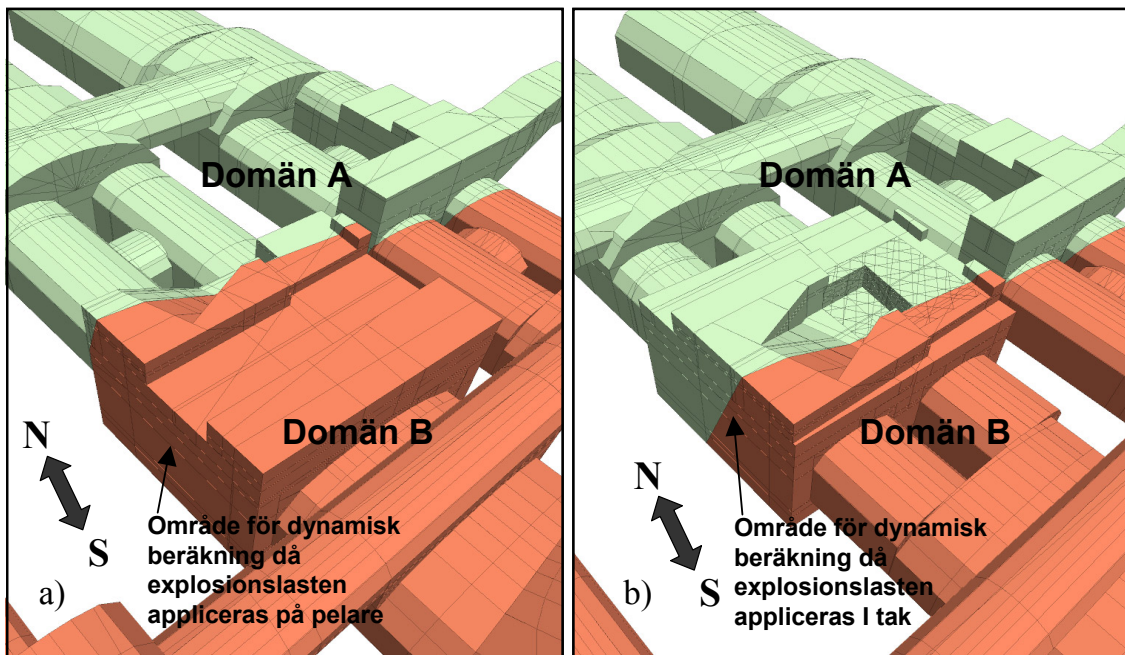
2.3.2 Geologiska domäner

I området för korsningen mellan Citybanan och T-blå har två olika geologiska domäner (Domän A och B) identifierats, främst med hjälp av kärnkartering av 12 stycken kärnborrhål av varierande längd (3,3-44 m). Dessa domäner skiljer sig något åt med avseende på bergartsfördelning, sprickorientering, bergkvalitet och annan karaktäristik för berget.

De geologiska domänernas geometriska relation till tunnelsystemet vid korsningen mellan Citybanan och T-blå illustreras i Figur 2-10. Gränsen mellan domänerna har definierats som ett plan som stryker 275° och stupar 70° mot norr (enligt högerhandsregeln) samt går genom punkten med koordinaterna: $X=100170,085$; $Y=79038,568$; $Z=-4,933$. Det är dock viktigt att notera att den identifierade gränsen mellan domänerna utgör en generaliserad representation av verkligheten. I praktiken utgörs sannolikt inte gränsen mellan domänerna av ett distinkt plan med en entydig orientering, utan övergången mellan domänerna sker sannolikt gradvis längs en oregelbunden volym. De olika geologiska domänernas representation inom de modellvolymerna som använts för de dynamiska beräkningarna vid analys av explosionslast applicerad mot pelare respektive mot tak redovisas i Figur 2-11 (a respektive b). Det ska dock noteras att för den statiska modellen representeras allt berg som befinner sig norr om domänernas avskiljande begränsningsplan av Domän A medan berget söder om begränsningsplanet representeras av Domän B.



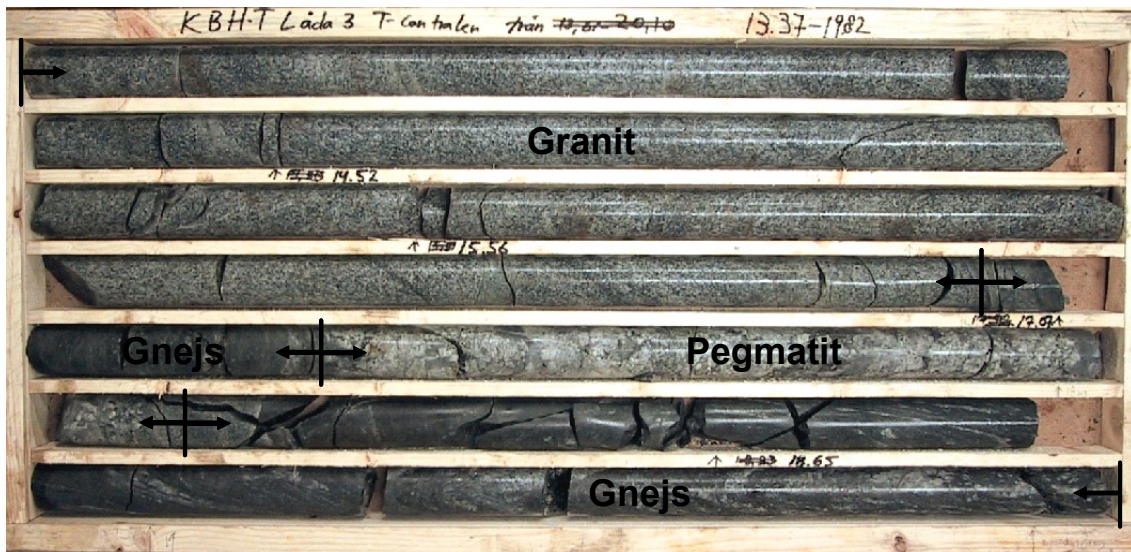
Figur 2-10 De geologiska domänernas geometriska relation till tunnelsystemen vid korsningen mellan Citybanan och T-blå.



Figur 2-11 De olika geologiska domänernas representation inom de modellvolymer som använts för de dynamiska beräkningarna (a) vid analys av explosionslast applicerad mot pelare och (b) vid analys av explosionslast applicerad mot tak.

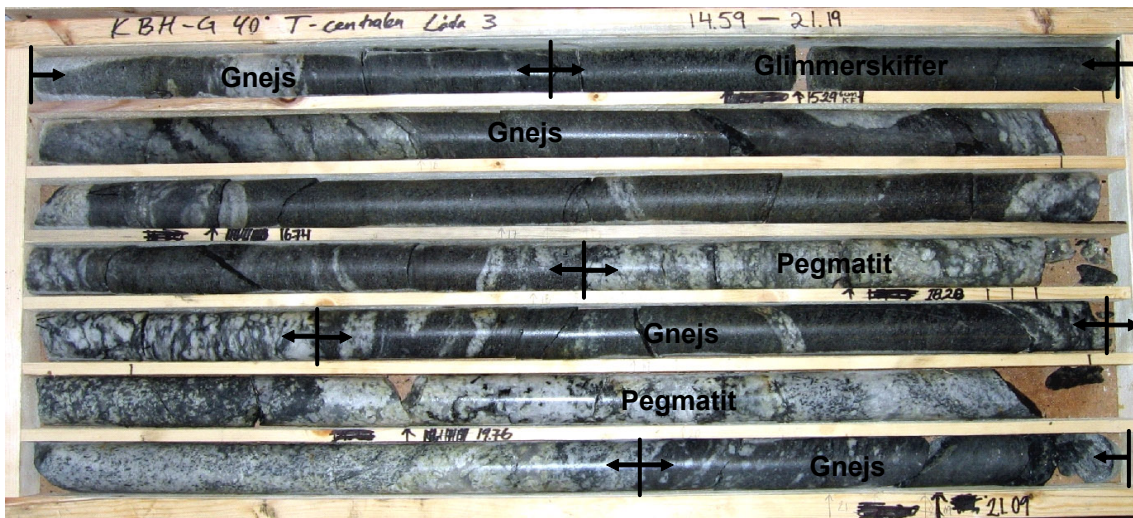
2.3.3 Bergarter

Berget inom Domän A domineras av grå fin- till medelkornig granit som huvudsakligen består av kvarts, fältspat och biotit. Graniten har tolkats att vara en omkristalliseringsprodukt av grå, medel- till grovkornig gnejs. Mineralogiskt består graniten och gnejsen av samma huvudmineraler, men mineralerna förekommer i distinkta band i gnejsen medan granitens struktur är massformig. Gnejsen har vidare tolkats vara resultatet av metamorfos av tidigare bildat sedimentärt berg (troligtvis gråvacka). Generellt förekommer graniten som oregelbundna kroppar av varierande storlek som gradvis övergår till gnejs och ofta inkluderar rester av gnejs där uppsmältningen inte har varit fullständig under metamorfosen. I samband med graniten förekommer inlagringar av grovkornig pegmatit av samma mineralogiska ursprung som graniten. I Figur 2-12 redovisas ett foto av en kärnlåda som bedöms utgöra ett representativt exempel för berget i Domän A.



Figur 2-12 Kärnborrlåda (Låda 3 i KBH-T) som bedöms utgöra ett representativt exempel för berget i Domän A.

Berget inom Domän B domineras av mörkgrå medel- till grovkornig gnejs som huvudsakligen består av kvarts, fältspat och biotit. Generellt har gnejsen i Domän B en något högre glimmerhalt än gnejsen i Domän A. Vid karteringen av kärnborrhålen inom Domän B konstaterades det att lager med relativt höga koncentrationer av glimmer (biotit) förekommer inom gnejsen. I de avsnitt av borrhålen där glimmer är det dominerande mineralet har bergarten benämnts ”glimmerskiffer”. Övergången mellan gnejs och glimmerskiffer sker dock oftast gradvis. Eftersom gnejsen har bedömts ha sitt ursprung från sedimentära lager kan man förmoda att glimmerskiffern är en produkt av metamorfos av lerrika sedimentlager inom en sedimentsekvens bestående av sand- och lerlager. I vissa partier inom gnejsen och glimmerskiffern har sekundär omvandling av biotit till klorit skett. Detta har resulterat i att gnejsen/glimmerskiffern blir något grönaktig inom dessa partier. I avsnitt där omfattande omvandling av glimmerskiffern har skett har berget vid karteringen benämnts ”kloritskiffer”. Andra förekommande bergarter inom Domän B är granit och pegmatit av samma karaktär som i Domän A, men de förekommer inte i lika stor omfattning som i Domän A. I Figur 2-13 redovisas ett foto av en kärnlåda som bedöms utgöra ett representativt exempel för berget i Domän B.



Figur 2-13 Kärnborrlåda (Låda 3 i KBH-G) som bedöms utgöra ett representativt exempel för berget i Domän B.

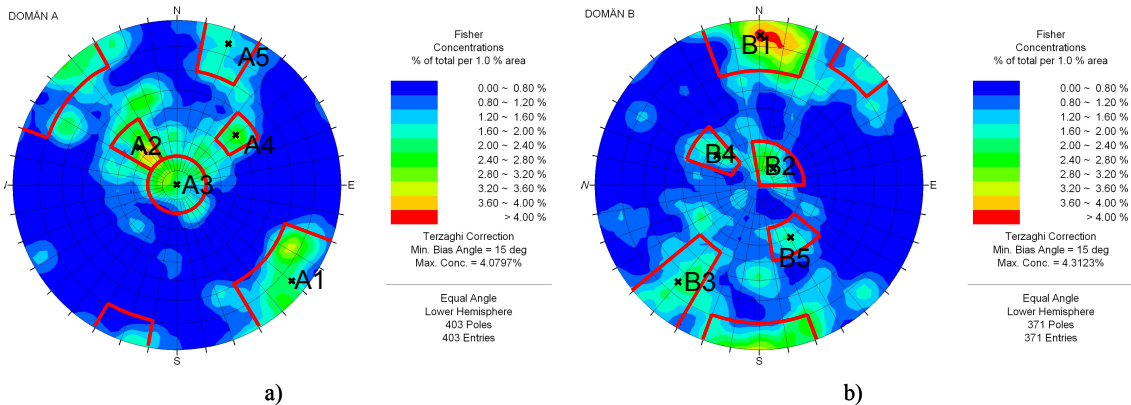
Fördelningen av förekommande bergarter i respektive domän har sammanställts i Tabell 2-1.

Tabell 2-1 Fördelning av förekommande bergarter i respektive domän.

Bergart	Domän A		Domän B	
	Kärnlängd [m]	Andel av total kärnlängd [%]	Kärnlängd [m]	Andel av total kärnlängd [%]
Granit	89,76	64	17,22	18
Gnejs	33,55	24	42,22	45
Pegmatit	17,65	12	16,52	17
Kloritskiffer/ Glimmerskiffer	0,15	0	18,78	20
Totalt	141,11	100	94,74	100

2.3.4 Sprickor och deras karaktär

Under förundersökningen utfördes s.k. BIPS-kartering av samtliga kärnborrhål i området. Med hjälp av denna kartering kan orienteringen av sprickorna som skär kärnborrhålet fastställas och analyseras. Med hjälp av polpunktsanalys har olika sprickgrupper identifierats i respektive domän. Figur 2-14 (a och b) redovisar polpunktsdiagram med tolkade sprickgrupper för Domän A respektive B.



Figur 2-14 Polpunktsdiagram för tolkade sprickgrupper i (a) Domän A och i (b) Domän B.

De tolkade sprickgruppernas orientering och beräknat vinkelrätt sprickavstånd inom varje sprickgrupp redovisas i Tabell 2-2 för respektive domän.

Tabell 2-2 Tolkade sprickgruppers orientering och beräknade vinkelräta sprickavstånd inom respektive sprickgrupp.

Domän	Sprickgrupp	Orientering ⁱ⁾	Sprickavstånd [m] ⁱⁱ⁾ Min/Typ/Max
A	A1	220±20 / 85±15	0.04 / 1.44 / 3.9
	A2	045±15 / 35±15	0.02 / 1.84 / 12.7
	A3	000±180 / 0±20	0.01 / 0.83 / 7.5
	A4	140±10 / 50±10	0.01 / 1.24 / 3.8
	A5	110±10 / 80±15	0.16 / 1.79 / 6.9
B	B1	090±20 / 85±15	0.01 / 0.84 / 3.8
	B2	130±50 / 15±15	0.02 / 2.05 / 12.8
	B3	310±10 / 75±25	0.01 / 1.62 / 6.9
	B4	035±15 / 35±15	0.37 / 1.71 / 4.8
	B5	240±20 / 40±10	0.01 / 2.62 / 13.6

i) Strykning±variation/Stupning±variation enligt högerhandsregeln.

ii) Vinkelrätt sprickavstånd.

Sprickornas karaktär beror främst på förekomst, typ och mängd av fyllningsmaterial samt av råheten i sprickytorna (både i stor och liten skala). Dessa två komponenter har uppskattats med hjälp av parametrar J_a (sprickomvandlingstal) och JRC (Joint Roughness Coefficient (se t.ex. Barton, 1974 och 2002)). Uppskattningen av JRC har gjorts i skalan 200 mm. Vid karteringen av borrhållarna uppskattades J_a respektive JRC_{200} för samtliga sprickor. Resultatet för respektive domän redovisas i Tabell 2-3 och Tabell 2-4. J_a och JRC har legat till grund för uppskattning av sprickornas skjuvhållfasthetsegenskaper.

Tabell 2-3 Uppskattade min-, typ- och max-värden för J_a i Domän A och B.

	J_a Domän A	J_a Domän B
Min	0,75	0,75
Typ	1	2,5
Max	3,5	4

Tabell 2-4 Uppskattade min-, typ- och max-värden för JRC_{200} i Domän A och B.

	JRC_{200} Domän A	JRC_{200} Domän B
Min	6,5	3,5
Typ	10	8
Max	15	15

2.3.5 Bergmassans kvalitet

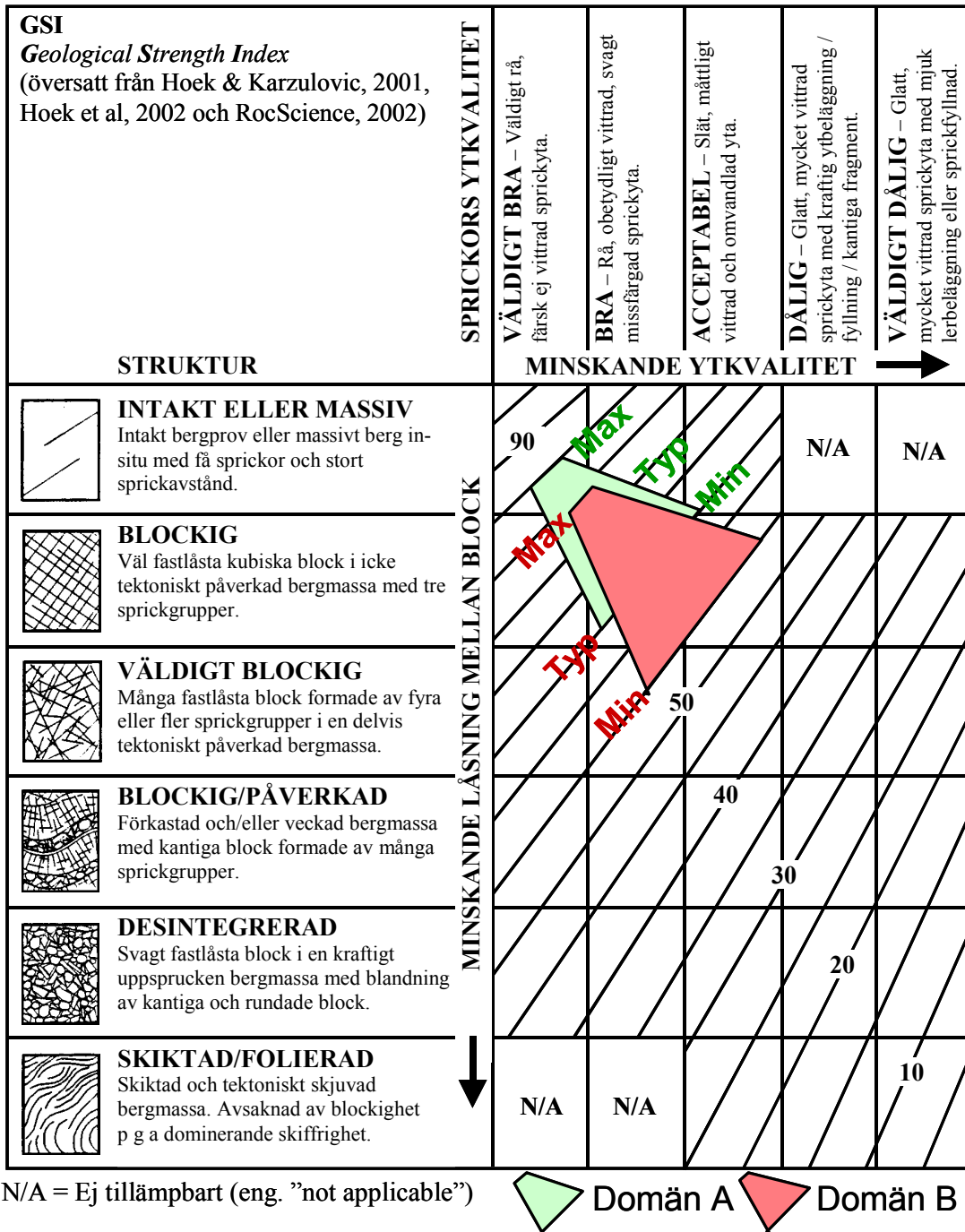
Bergmassans kvalitet har uppskattats med hjälp av GSI (Geological Strength Index) enligt Ekvation (2-1), se t.ex. Hoek (1994), Hoek, et. al (1995) och Hoek och Brown (1997), samt Bieniawski (1989). Vid användning av Ekvation 2-1 har parametrarna för vatten (RMR_{vatten}) och sprickorientering i förhållande till drivningsriktning ($RMR_{spricko.}$) satts till 15 (fullständigt torra förhållanden) respektive 0 (mycket gynnsamma förhållanden).

$$GSI = RMR_{89-5} \quad (2-1)$$

I Tabell 2-5 redovisas uppskattade min-, typ- och max-värden för GSI i Domän A och B. Dessa ingår som underlag (indata) för uppskattning av bergmassans bergmekaniska egenskaper. Som framgår av Tabell 2-5 har bergkvaliteten i Domän B bedömts vara 5-10 GSI-enheter lägre än i Domän A. Detta beror främst på de relativt sämre egenskaperna i sprickytorna i Domän B jämfört med i Domän A, men även till viss del på något ökad sprickighet. Denna skillnad mellan domänerna illustreras av GSI-diagrammet i Figur 2-15.

Tabell 2-5 Uppskattade min-, typ- och max-värden för GSI i Domän A och B.

	GSI Domän A	GSI Domän B
Min	65	55
Typ	75	65
Max	85	80



Figur 2-15 GSI-diagram med uppskattade min-, typ- och max-värden för Domän A och B.

2.3.6 Schematisk geologisk modell

I Figur 2-16 redovisas en sammanfattande schematisk geologisk modell med angivande av geologiska karakteristika och egenskaper, vilka tillsammans med utförda laboratorietester på bergkärnor utgjort underlaget för uppskattning av bergets materialegenskaper (se avsnitt 2.4).

Domän A			Domän B		
Bergart	%	GSI Min/Typ/Max=65/75/85	Bergart	%	GSI Min/Typ/Max=55/65/80
Granit	64	Ja Min/Typ/Max=0,75/1/3,5	Granit	18	Ja Min/Typ/Max=0,75/2,5/4
Gnejs	24	JRC ₂₀₀ Min/Typ/Max=6,5/10/15	Gnejs	45	JRC ₂₀₀ Min/Typ/Max=3,5/8/15
Pegmatit	12		Pegmatit	17	
Glimmersk./	0		Glimmersk./	20	
Kloritsk.			Kloritsk.		
Sprickgr.	Orientering	Sprickavst. [m] Min/Typ/Max	Sprickgrupp	Orientering	Sprickavst. [m] Min/Typ/Max
A1	220±20/85±15	0,04/1,44/3,9	B1	090±20/85±15	0,01/0,84/3,8
A2	045±15/35±15	0,02/1,84/12,7	B2	130±50/15±15	0,02/2,05/12,8
A3	000±180/0±20	0,01/0,83/7,5	B3	310±10/75±25	0,01/1,62/6,9
A4	140±10/50±10	0,01/1,24/3,8	B4	035±15/35±15	0,37/1,71/4,8
A5	110±10/80±15	0,16/1,79/6,9	B5	240±20/40±10	0,10/2,62/13,6
Domängräns: 275° / 70°, X=100170,085; Y=79038,568; Z=-4,933					

Figur 2-16 Sammanfattande schematisk geologisk modell.

2.4 Bergets materialegenskaper

2.4.1 Allmänt

Nedanstående beskrivning utgör en sammanfattning av kapitlen 3, 4 och 5 i dokumentet "Geologi och materialegenskaper för intakt berg, bergmassa och sprickor", vilket utgör Bilaga 1 till dokumentet "PM Bergmekanik korsning T-blå" (WSP, 2007).

Eftersom beräkningarna som utförts i föreliggande arbete omfattar både kontinuum- och diskontinuumanalyser behövs bergets mekaniska egenskaper för såväl intakt berg, som för sprickor och bergmassan som helhet.

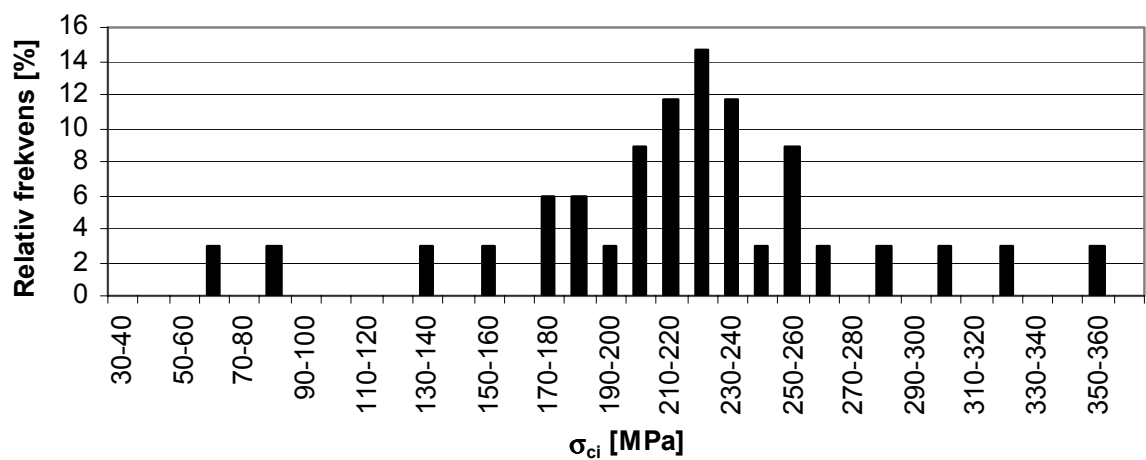
2.4.2 Egenskaper för intakt berg

Som redovisats i avsnitt 2.3.3 har fyra stycken bergarter identifierats inom respektive geologisk domän. Dessa förekommer från och till i kärnborrhålen och har därför inte kunnat lokaliseras och begränsas geografiskt inom respektive domän. Identifierade bergarter kan dessutom förmodas ha olika egenskaper. Därför har det intakta bergets egenskaper uppskattats för respektive domän i två steg:

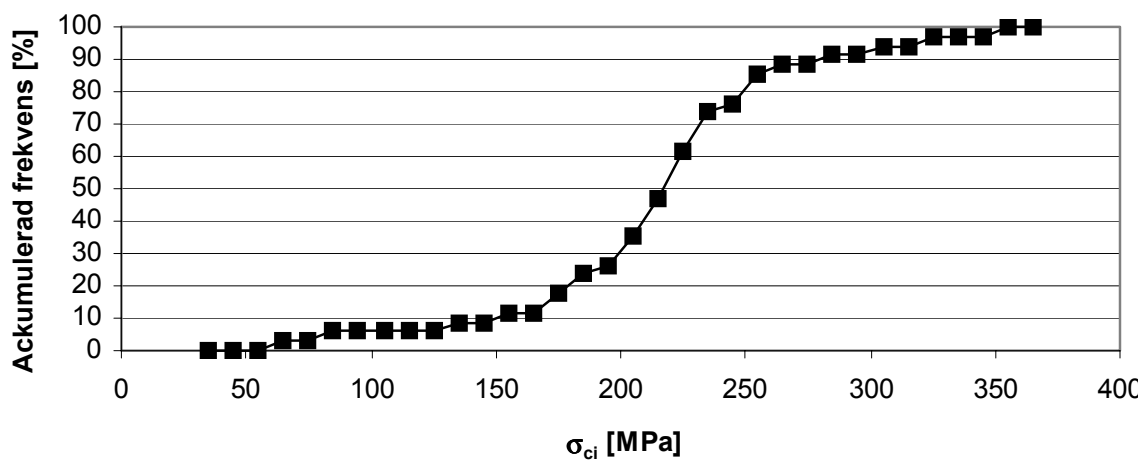
1. Uppskattning av min-, typ- och max-värden avseende enaxiell tryckhållfasthet, σ_{ci} , elasticitetsmodul, E_i , Poissons tal, ν_i och Hoek&Brown-parametern m_i för respektive bergart baserat på utförda laborietester, empiriska samband och erfarenhetsvärden.
2. Uppskattning av det intakta bergets egenskaper för respektive geologisk domän (A och B) genom viktning av parametrarna uppskattade i punkt 1 med hänsyn till de olika bergarternas förekomst i respektive domän.

Uppskattningen av respektive bergarts egenskaper (steg 1 ovan) har främst baserats på resultaten från ett relativt stort antal laborietester (företrädesvis för de mest frekventa bergarterna granit och gnejs). För att erhålla ett så stort statistiskt underlag som möjligt har förutom tester utförda inom Citybanan, även test-resultat från Norra Länken utnyttjats. Detta har bedömts vara rimligt eftersom geologin inom Stockholmsområdet har samma geologiska ursprung och är likartad.

I Figur 2-17 (a och b) visas ett exempel på statistisk fördelning av resultatet från enaxiella tryckhållfasthetstester på granit.



a)



b)

Figur 2-17 **Fördelning av enaxiell tryckhållfasthet för intakt granit från laborietester uttryckt som (a) relativ frekvens och (b) ackumulerad relativ frekvens. (N=34 st)**

I Tabell 2-6 redovisas en sammanställning av egenskaperna för förekommande bergarter.

Tabell 2-6 Sammanställning av förekommande bergarters egenskaper.

Parameter	Bergart				
	Granit	Gnejs	Pegmatit	Glimmer-/Kloritskiffer	
σ_{ci} [MPa]	Min	150	60	85	50
	Typ	215	110	125	70
	Max	280	155	170	100
m_i	Min	20	8	20	6
	Typ	28	14	28	10
	Max	32	20	32	14
E_i [GPa]	Min	65	55	55	45
	Typ	75	75	75	55
	Max	80	85	80	70
ν_i	Min	0,20	0,20	0,20	0,20
	Typ	0,25	0,25	0,25	0,25
	Max	0,30	0,30	0,30	0,30

För att ta fram det intakta bergets övergripande egenskaper för respektive geologisk domän har, som tidigare nämnts, egenskaperna för respektive bergart (se Tabell 2-6) viktats mot bergarternas procentuella förekomst i respektive domän (se Tabell 2-1). Viktningen av respektive egenskap (parameter) har utförts genom att multiplicera den procentuella förekomsten (p) av en bergart (uttryckt som decimaltal) med det numeriska värdet för respektive parameter för samma bergart och sedan summera resultatet för alla fyra förekommande bergarter. Detta har utförts för min- typ och max-värden var för sig, d.v.s. för att t.ex. ta fram min-värdet för den enaxiella tryckhållfastheten för Domän A har min-värdena för den enaxiella tryckhållfastheten för respektive bergart använts enligt uttrycket i Ekvation 2-2. Övriga parametervärden har beräknats på analogt sätt.

$$\sigma_{ci}^{A,min} = (p^{A,granit} \cdot \sigma_{ci}^{min,granit}) + (p^{A,gnejs} \cdot \sigma_{ci}^{min,gnejs}) + (p^{A,peg} \cdot \sigma_{ci}^{min,peg}) + (p^{A,skiff} \cdot \sigma_{ci}^{min,skiff}) \quad (2-2)$$

Tabell 2-7 redovisar det intakta bergets viktade egenskaper för Domän A och B.

Tabell 2-7 Viktade egenskaper för intakt berg i Domän A och B.

Parameter	Domän A			Domän B		
	Min	Typ	Max	Min	Typ	Max
σ_{ci} [MPa]	121	179	237	78	123	169
m_i	17	25	29	12	18	23
E_i [GPa]	61	75	81	55	71	80
ν_i	0,20	0,25	0,30	0,20	0,25	0,30

2.4.3 Egenskaper för sprickor

Allmänt

För att kunna utföra diskontinuumanalyser måste bergsprickornas egenskaper uppskattas separat. Eftersom diskontinuumanalyser är relativt ovanliga i bergbyggnadssammanhang i Sverige ges nedan en relativt omfattande beskrivning av hur egenskaperna för bergsprickorna uppskattats.

Bergsprickors skjuvhållfasthet som funktion av skjuvdeformation respektive normalspänning kan illustreras schematiskt enligt Figur 2-18. Relationen mellan normalspänning, σ_n , och den maximala ("peak") skjuvhållfastheten, τ_p , kan beskrivas av Mohr-Coulombs brottvillkor enligt Ekvation 2-3. Denna typ av brottvillkor för sprickor finns implementerad i 3DEC.

$$\tau_p = c + \sigma_n \cdot \tan \phi_p \quad (2-3)$$

där

c =kohesion

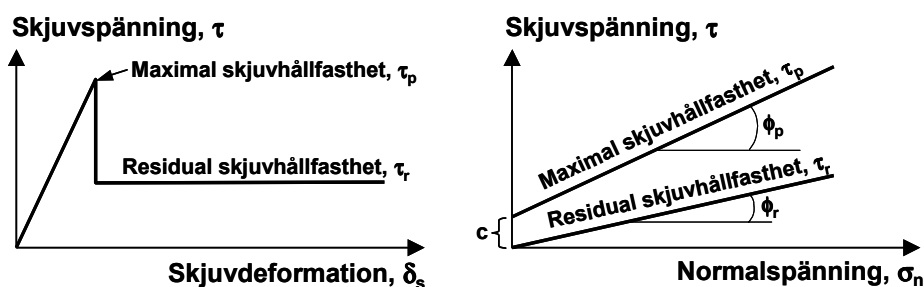
ϕ_p =maximal ("peak") friktionsvinkel.

För den residuala skjuvhållfastheten, τ_r , faller kohesionen till noll, varvid relationen mellan den residuala skjuvhållfastheten och normalspänningen kan beskrivas enligt Ekvation 2-4. Som framgår av Figur 2-18 är både den maximala och residuala skjuvhållfastheten linjära funktioner av normalspänningen.

$$\tau_r = \sigma_n \cdot \tan \phi_r \quad (2-4)$$

där

ϕ_r =residual friktionsvinkel.



Figur 2-18 Schematisk beskrivning av sprickors skjuvhållfasthet.

För att direkt erhålla indata till sambanden i Ekvationerna 2-3 och 2-4 krävs det att omfattande skjuvtester utförs i laboratorium. Inom projekt Citybanan har inga sådana tester utförts. Orsaken till att inga direkta skjuvtester har utförts är att nyttan av sådana tester i förhållande till associerade kostnader bedömdes som relativt liten. Därför har en indirekt (empirisk) metod tillämpats där karterad sprickkaraktistik utnyttjats för att om-

vandla denna till relevanta egenskaper för sprickornas skjuvhållfasthet. Eftersom en relativt stor mängd sprickdata har funnits tillgänglig har detta tillvägagångssätt bedömts vara tillfredsställande.

Barton och hans medarbetare (1973, 1976, 1977 och 1990) har utfört detaljerade studier på naturliga sprickor i berg och föreslagit sambandet i Ekvation 2-5. Detta samband brukar kallas "Barton-Bandis sprickmodell".

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[\phi_r + \text{JRC} \cdot \log_{10} \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) \right] \quad (2-5)$$

där

JRC=sprickyornas råhetskoefficient ("Joint Roughness Coefficient")

JCS=sprickyornas tryckhållfasthet ("Joint Wall Compressive Strength").

Sambandet mellan skjuvhållfastheten och normalspänningen i Ekvation 2-5 utgör en olinjär relation mellan skjuvhållfastheten och normalspänningen där parametrarna ϕ_r , JRC och JCS kan uppskattas utifrån data från utförd kärnkartering och laboratorietester enligt:

- ϕ_r kan uppskattas baserat på karakteriseringsparametern J_a ("Joint alteration number"), se avsnitt 2.3.4
- JRC kan uppskattas baserat på karakteriseringsparametern JRC_{200} (se avsnitt 2.3.4) och kan användas i Ekvation 2-5 efter korrigering med hänsyn till skaleffekter
- JCS kan uppskattas baserat på det intakta bergets hållfasthet, σ_{ci} (se Tabell 2-7) och kan användas i Ekvation 2-5 efter korrigering med hänsyn till vittring på sprickyorna och skaleffekter.

Eftersom den residuala friktionsvinkeln kan uppskattas direkt utifrån karakteriseringsparametern J_a finns alla parametrar tillgängliga för att utnyttja Ekvation 2-4. Kohesionen och den maximala friktionsvinkeln i Ekvation 2-3 kan erhållas genom att anpassa den linjära sprickmodellen enligt Mohr-Coulomb till den olinjära sprickmodellen enligt Barton-Bandis (Ekvation 2-5).

Uppskattning av residual friktionsvinkel

Den residuala friktionsvinkeln, ϕ_r , för sprickor kan som tidigare nämnts uppskattas baserat på karakteriseringsparametern J_a . Barton (2002) redovisar i tabellform ungefärliga intervall för den residuala friktionsvinkeln för olika värden på J_a . Lindfors m.fl. (2003) har översatt denna tabell till svenska (se Figur 2-19).

Sprickomvandlingstal, J_a	Beskrivning	ϕ [°]	J_a
a) Bergkontakt vid skjuvning (inga fyllnadsmineral, endast ytbeläggning).			
A	Tät, läkt, hård, ej deformationsmjuknande, impermeabel fyllning, dvs. kvarts eller epidot.	-	0.75
B	Opåverkade (ej omvandlade) sprickytor, endast missfärgning av sprickytan (beläggning).	25-35	1.0
C	Svagt omvandlade sprickytor. Ej deformationsmjuknande mineralbeläggning, sandiga partiklar, lerfritt krossat berg, etc.	25-30	2.0
D	Siltig eller sandig lerbeläggning, låg lerfraktion (ej deformationsmjuknande).	20-25	3.0
E	Deformationsmjuknande eller lågfriktionsbeläggning av lermineral, dvs. kaolin och glimmer. Även klorit, talk, gips, och grafit, m.m., och små kvantiteter av svällande lera.	8-16	4.0

Figur 2-19 Residual friktionsvinkel, ϕ_r , som funktion av J_a (Lindfors m.fl., 2003), modifierad efter Barton (2002).

I avsnitt 2.3.4 (Tabell 2-3) redovisas uppskattade min-, typ- och max-värde för J_a i respektive domän. Dessa har sedan legat till grund för uppskattning av ϕ_r enligt sambanden i Figur 2-19. Resulterande min-, typ- och max-värde för den residuala friktionsvinkeln redovisas i Tabell 2-8. Lägg märke till att den residuala friktionsvinkeln är ”omvänt proportionell” mot J_a , d.v.s. ett lågt värde för J_a ger ett högt värde för ϕ_r .

Tabell 2-8 Uppskattade min-, typ- och max-värden för residual friktionsvinkel, ϕ_r , i Domän A och B.

	ϕ_r [°] Domän A	ϕ_r [°] Domän B
Min	20	15
Typ	30	25
Max	35	35

Uppskattning av JRC

I avsnitt 2.3.4 (Tabell 2-4) har JRC-värden uppskattats för ”laboratorieskalan” 200 mm (JRC_{200}) utifrån karakteriseringen av sprickorna i borrhärdarna. Eftersom värdet på JRC är skalberoende måste dessa värden korrigeras till aktuell skala, vilken är associerad med den verkliga spricklängden (blockstorleken) i bergmassan. Barton och Bandis (1982) har föreslagit sambandet i Ekvation 2-6 för korrigerad med hänsyn till skala.

$$JRC_n = JRC_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0,02JRC_0} \quad (2-6)$$

där

JRC_n =råhetskoefficient i in situ-skala

JRC_0 =råhetskoefficient i laboratorieskala

L_n =spricklängd i in situ-skala (blockstorlek)

L_0 =spricklängd i laboratorieskala.

I avsnitt 2.3.4 framgår det att det vinkelräta sprickavståndet för olika sprickgrupper uppskattats att ligga i intervallet ca 1-2 m (typ-värden), vilket bedöms resultera i en genomsnittlig maximal spricklängd (blockstorlek) i bergmassan på en till två meter, d.v.s. $L_n=1000-2000$ mm. Eftersom JRC_0 uppskattats i laboratorieskalan 200 mm är $L_0=200$ mm. Om min-, typ- och max-värden för JRC beräknas med hjälp av Ekvation 2-6 i skalorna 1, 1,5 och 2 m erhålls att JRC varierar som funktion av blockstorleken enligt Tabell 2-9. Av tabellen framgår att JRC varierar mellan 5 och 9 i Domän A och mellan 3 och 9 i Domän B. Dessa ytterlighetsvärden har bedömts utgöra min- respektive max-värden för JRC. För Domän A bedöms typ-värdet till $JRC=7$ och till $JRC=6$ för Domän B. Detta resulterar i sammanställningen av JRC-värden för in situ-skala som redovisas i Tabell 2-10. Värdena i Tabell 2-10 har utgjort underlag för beräkning av skjuvhållfastheten i sprickorna med Barton-Bandis sprickmodell (Ekvation 2-5).

Tabell 2-9 Beräknade min-, typ- och max-värden för JRC i skala 1-2 m.

	Domän A			Domän B		
	JRC ₁₀₀₀	JRC ₁₅₀₀	JRC ₂₀₀₀	JRC ₁₀₀₀	JRC ₁₅₀₀	JRC ₂₀₀₀
Min	5,3	5,0	4,8	3,1	3,0	3,0
Typ	7,2	6,7	6,3	6,2	5,8	5,5
Max	9,3	8,2	7,5	9,3	8,2	7,5

Tabell 2-10 Uppskattade min-, typ- och max-värden för JRC i in situ-skala.

	JRC Domän A	JRC Domän B
Min	5	3
Typ	7	6
Max	9	9

Uppskattning av JCS

Sprickyornas tryckhållfasthet, JCS, kan uppskattas baserat på det intakta bergets tryckhållfasthet under förutsättning att sprickyorna har ”bergkontakt”, vilket bedömts vara fallet för sprickorna i aktuell bergvolym. Dock måste korrigering ske med hänsyn till eventuell vittring och skaleffekter. I Tabell 2-7 redovisas den viktade tryckhållfastheten, σ_{ci} , för intakt berg i Domän A och B. Dessa har utnyttjats som utgångspunkt för uppskattningen av JCS och har därmed antagits utgöra tryckhållfastheten för intakt berg i ”laboratorieskalan” 200 mm.

Barton och Choubey (1977) har föreslagit empiriska relationer mellan det intakta bergets ovittrade enaxiella tryckhållfasthet och JCS enligt Tabell 2-11. Vittringsgraden är uttryckt som förändring av bergets densitet i procent.

Tabell 2-11 Empiriska relationer mellan intakta bergets ovittrade tryckhållfasthet och JCS.

Ändring i densitet [%]	σ_{ci}/JCS
0	1-2
-5	2-3
-10	3-4
-20	4-10

För både Domän A och B bedöms ”vittringskvoten” (σ_{ci}/JCS) enligt Tabell 2-11 ligga i intervallet 1-3 (d.v.s. ingen till svag vittring). Dessa värden har utnyttjats för att uppskatta min- och max-värde för de med hänsyn till vittring korrigerade JCS-värdena i skalan 200 mm (JCS_{200}). Typ-värdet för ”vittringskvoten” har bedömts till 2. Lagg märke till att ”vittringskvoten” är ”omvänt proportionell” mot resulterande JCS-värde, d.v.s. lågt värde på ”vittringskvoten” ger högt JCS. Tabell 2-12 redovisar uppskattade min-, typ- och max-värden för JCS i 200 mm-skala för Domän A och B.

Tabell 2-12 Uppskattade min-, typ- och max-värden för JCS i skala 200 mm.

	”Vittringskvot” (σ_{ci}/JCS)	Domän A		Domän B	
		σ_{ci} [MPa]	JCS_{200} [MPa]	σ_{ci} [MPa]	JCS_{200} [MPa]
Min	3	121	40,3	78	26,0
Typ	2	179	89,5	123	61,5
Max	1	237	237,0	169	169,0

Korrigerad med hänsyn till skala har gjorts analogt med korrigeringen för JRC (se ovan), men enligt sambandet i Ekvation 2-7 (Barton och Bandis, 1982). Om min-, typ- och max-värden för JCS beräknas med hjälp av Ekvation 2-7 i skalorna 1, 1,5 och 2 m erhålls att JCS varierar som funktion av blockstorleken enligt Tabell 2-13. Av tabellen framgår att JCS varierar mellan ca 25 och 115 MPa i Domän A och mellan 20 och 80 MPa i Domän B. Dessa ytterlighetsvärden har bedömts utgöra min- respektive max-värden för JCS. För Domän A bedöms typ-värdet till $JCS=50$ MPa och till $JCS=40$ MPa för Domän B. Detta resulterar i sammanställningen av JCS-värden för in situ-skala som redovisas i Tabell 2-14. Värdena i Tabell 2-14 har utgjort underlag för beräkning av skjuvhållfastheten i sprickorna med Barton-Bandis sprickmodell (Ekvation 2-5).

$$JCS_n = JCS_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0,03JRC_0} \quad (2-7)$$

där

JCS_n =sprickytans tryckhållfasthet i in situ-skala
 JCS_0 =sprickytans tryckhållfasthet i laboratorieskala
 JRC_0 =råhetskoefficient i laboratorieskala
 L_n =spricklängd i in situ-skala (blockstorlek)
 L_0 =spricklängd i laboratorieskala.

Tabell 2-13 Beräknade min-, typ- och max-värden för JCS [MPa] i skala 1-2 m.

	Domän A			Domän B		
	JCS ₁₀₀₀	JCS ₁₅₀₀	JCS ₂₀₀₀	JCS ₁₀₀₀	JCS ₁₅₀₀	JCS ₂₀₀₀
Min	29,5	27,2	25,7	22,0	21,0	20,4
Typ	55,2	48,9	44,9	41,8	37,9	35,4
Max	114,9	95,7	84,1	81,9	68,3	60,0

Tabell 2-14 Uppskattade min-, typ- och max-värden för JCS [MPa] i in situ-skala.

	JCS Domän A	JCS Domän B
Min	25	20
Typ	50	40
Max	115	80

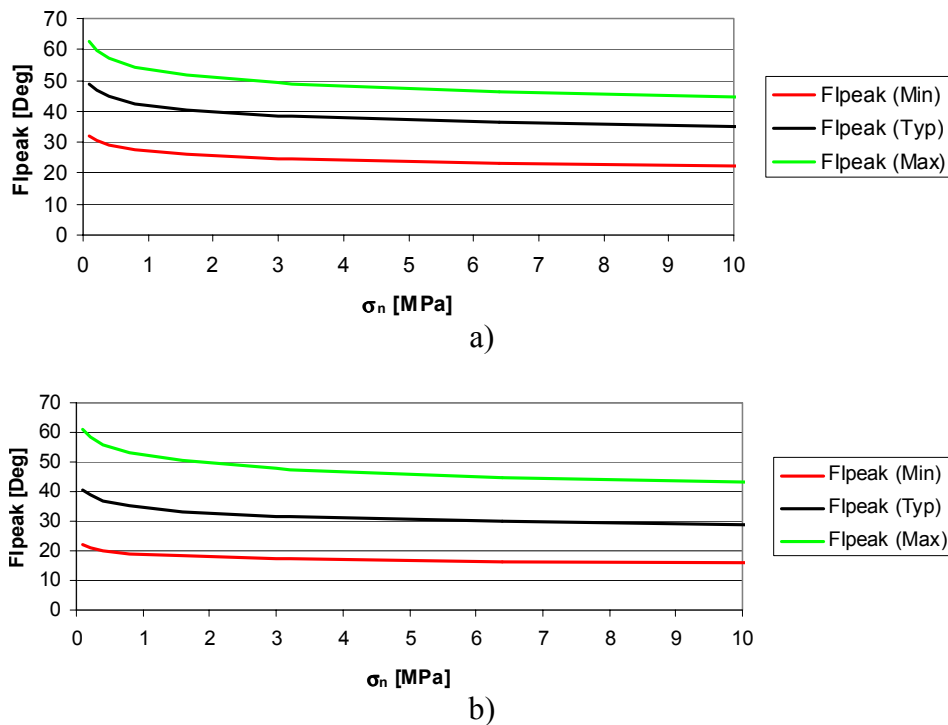
Uppskattning av kohesion och maximal friktionsvinkel

Som tidigare har nämnts har hållfasthetsparametrarna för Mohr-Coulomb:s linjära brottvillkor (Ekvation 2-3) för sprickorna tagits fram genom anpassning till Barton-Bandis olinjära sprickmodell (Ekvation 2-5). Proceduren involverar beräkning av tangenten till den olinjära kurvan. För att kunna göra detta måste dock hänsyn tas till vid vilken normalspänning som tangenten ska beräknas.

Normalspänningarna mot sprickor i närheten av utbrytningar i berg kan antas variera mellan noll och upp till något värde beroende sprickornas orientering och läge i förhållande till utbrytningen, utbrytningens geometri, bergets egenskaper och initialspänningar. Eftersom flera av dessa parametrar varierar inom området för Citybanans korsning med T-blå inser man att det är mycket svårt att uppskatta ett representativt värde för normalspänningen mot sprickorna. Därför har ett förenklat alternativt tillvägagångssätt tillämpats, vilket är baserat på en känslighetsstudie av hur den maximala friktionsvinkeln varierar som funktion av normalspänningen.

Den maximala friktionsvinkeln, ϕ_p , i Barton-Bandis sprickmodell kan beskrivas med uttrycket i Ekvation 2-8 (jämför med termerna inom "hakparantesen" i Ekvation 2-5). Om min-, typ- och max-värden för den maximala friktionsvinkeln beräknas som funktion av normalspänningen (i intervallet 0,1-10 MPa) baserat på uppskattade min-, typ- och max-värden på ϕ_r , JRC och JCS (se ovan) erhålls diagrammen i Figur 2-20 för Domän A och B.

$$\phi_p = \phi_r + JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (2-8)$$



Figur 2-20 Maximal friktionsvinkel, ϕ_p , som funktion av normalspänning i (a) Domän A och (b) Domän B.

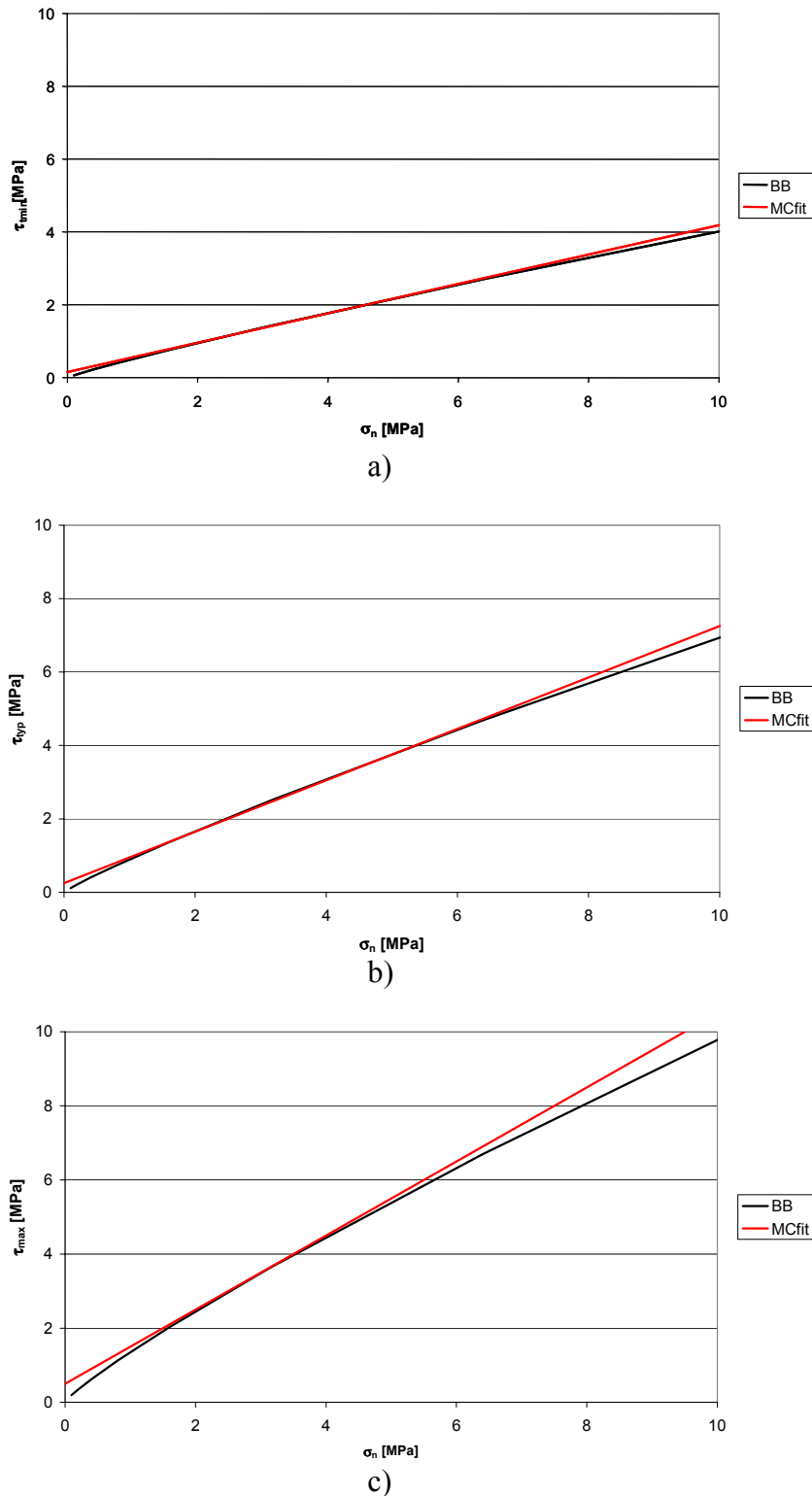
Som framgår av Figur 2-20 är den maximala (peak) friktionsvinkeln som störst vid låga normalspänningar och sjunker sedan asymptotiskt mot den residuala friktionsvinkeln. Detta innebär att om passningen av Mohr-Coulombs brottvillkor sker vid för låg normalspänning finns det risk att friktionsvinkeln överskattas, medan en för hög normalspänning kan resultera i att den underskattas och därmed antar samma värde som den residuala friktionsvinkeln vilket i sin tur innebär att ingen hållfasthetsökning erhålls p.g.a. dilatationen i sprickorna vid skjuvning. En annan viktig observation som kan göras i diagrammen är att den största förändringen av den maximala (peak) friktionsvinkeln sker vid låga normalspänningar och att förändringen är liten för normalspänningar över ca 3 MPa. Om tangenten (enligt Mohr-Coulombs brottvillkor, Ekvation 2-3) beräknas till Barton-Bandis sprickmodell vid en normalspänning på 3 MPa erhålls värden (något avrundande) för kohesionen och friktionsvinkeln enligt Tabell 2-15.

I Figur 2-21 och 2-22 har de anpassade linjära brottvillkoren för Domän A och B (min, typ och max) plottats tillsammans med Barton-Bandis sprickmodell för normalspänningsintervallet 0-10 MPa. Min-, typ- och max-värden för ϕ_r , JRC och JCS enligt Tabellerna 2-8, 2-10 respektive 2-14 har använts som indata för beräkningen av Barton-Bandis brottvelop. Som framgår av figurerna erhålls en relativt god passning mellan de båda brottvillkoren. Det bedöms därför att passning vid en normalspänning av 3 MPa resulterar i att den maximala friktionsvinkeln inte överskattas, men fortfarande ger ett rimligt tillskott till hållfasthetsökningen p.g.a. dilatationen. Om passningen istället hade utförts vid en lägre normalspänning hade högre värden för friktionsvinkeln erhållits,

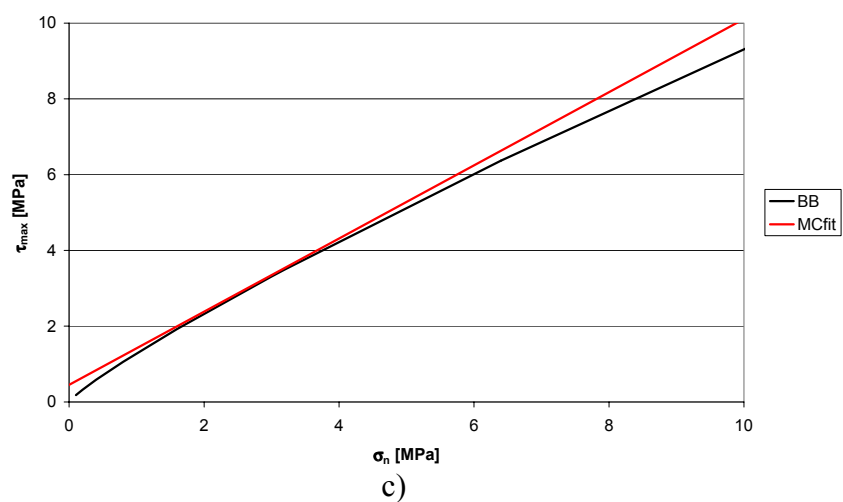
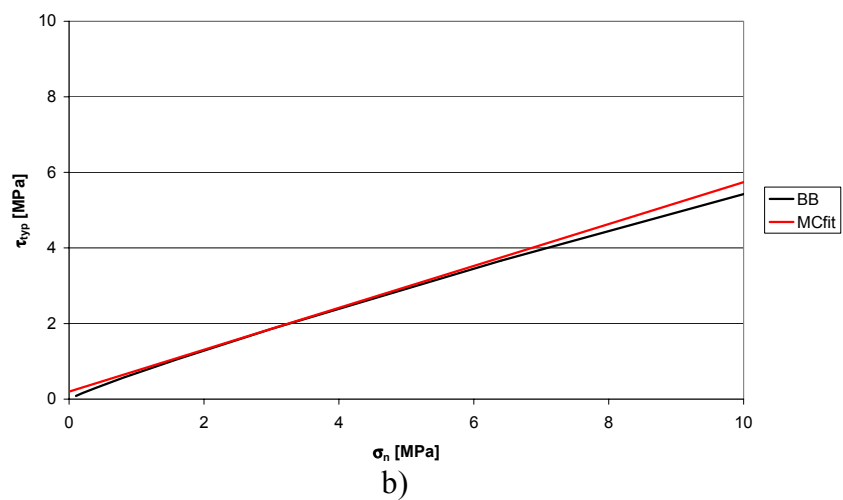
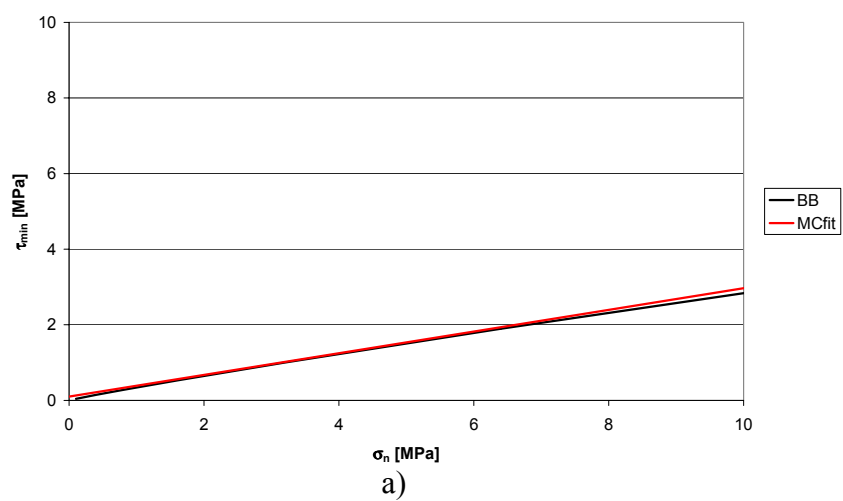
medan värdena för kohesionen hade blivit lägre, och vice versa. Beskrivet utvärderings-sätt bedöms resultera i en rimligt konservativ uppskattning av hållfasthetsparametrarna (c och ϕ_p) till Mohr-Coulombs brottvillkor över ett rimligt stort spänningsintervall. Proceduren för beräkning av kohesion och friktionsvinkel (tangenten) enligt Mohr-Coulombs brottvillkor för anpassning till Barton-Bandis sprickmodell vid en viss normalspänning finns beskriven i bl.a. Hoek et.al. (1995).

Tabell 2-15 Min-, typ- och max-värden för kohesion och maximal friktionsvinkel utvärderad vid en normalspänning av 3 MPa.

	Domän A		Domän B	
	c [MPa]	ϕ_p [°]	c [MPa]	ϕ_p [°]
Min	0,15	22	0,10	16
Typ	0,25	35	0,20	29
Max	0,50	45	0,45	44



Figur 2-21 Mohr-Coulomb brottvillkor anpassad till Barton-Bandis sprickmodell vid en normalspänning av 3 MPa för (a) min-, (b) typ- och (c) max-värden för ϕ_r , JRC och JCS i Domän A.



Figur 2-22 Mohr-Coulomb brottvillkor anpassad till Barton-Bandis sprickmodell vid en normalspänning av 3 MPa för (a) min-, (b) typ- och (c) max-värden för ϕ_r , JRC och JCS i Domän B.

Uppskattning av sprickornas normal- och skjuvstyvhet

Sprickornas normal- och skjuvstyvhet har uppskattats med hjälp analytiska samband (Fossum, 1985) för en slumpvist uppsprucken bergmassa. Sambanden uttrycker relationer mellan sprickornas normal- respektive skjuvstyvhet och bergmassans bulk- och skjuvmodul, E-modul och Poisson:s tal för intakt berg, samt effektivt sprickavstånd. I Bilaga 1 beskrivs hur sprickornas normal- och skjuvstyvhet uppskattats med hjälp av dessa analytiska samband.

Baserat på ovanstående uppskattades en ”nominell” normal- respektive skjuvstyvhet av 20 GP/m vara rimliga värden att användas generellt för både Domän A och B.

I två av de utförda modellerna har inverkan av sprickornas styvhet undersökts för pelarfallet. I dessa modeller multiplicerades respektive dividerades de ”nominella” styvheterna med en faktor 5, d.v.s. en normal- och skjuvstyvhet på 100 respektive 4 GP/m användes för sprickorna. I övrigt användes min-egenskaper för dessa två modeller.

2.4.4 Egenskaper för bergmassa

Bergmassans ekvivalenta kontinuumegenskaper (c_m , ϕ_m , E_m och σ_{tm}) har uppskattats genom en anpassning av Mohr-Coulomb:s linjära brottvillkor till Hoek-Brown:s olinjära brottvillkor. Passningsproceduren som finns bra beskriven i Hoek och Brown (1997) och Hoek et.al. (2002) har implementerats i datorprogrammet RocLab (Rocscience, 2004), vilket använts som analysverktyg vid uppskattningen av egenskaperna. Den grundläggande metodiken för uppskattning av bergmassans egenskaper har följt de riktlinjer som finns beskrivna i Lundman (2006).

Vid utvärderingen har störningsfaktorn, D , som tar hänsyn till spänningsavlastning och eventuella skador från sprängning antagits vara noll. Detta bedöms vara ett rimligt antagande för förhållandena vid Citybanans korsning med T-blå eftersom alla bergschaktarbeten måste utföras med yttersta skonsamhet och försiktighet.

Indata till utvärderingen av bergmassans egenskaper utgörs av GSI (se Tabell 2-5) och de med hänsyn till bergartsfördelningen viktade värdena för parametrarna σ_{ci} och m_i (se Tabell 2-7). Resultatet från utvärderingen är dock beroende av var på den olinjära Hoek-Brown-envelopen som passningen av den linjära envelopen enligt Mohr-Coulomb görs. Därför måste även hänsyn tas till det spänningsintervall, med avseende på den minsta huvudspänningen (σ_3), över vilket utvärderingen utförs. Detta spänningsintervall definieras som $\sigma_{tm} < \sigma_3 < \sigma_{3max}$. σ_{3max} kan uppskattas med hjälp av Ekvation 2-9 (Hoek et.al., 2002).

$$\sigma_{3\max} = 0,47 \cdot \sigma_{\text{cm}} \left(\frac{\sigma_{\text{cm}}}{\sigma_{\text{primär}}} \right)^{-0,94} \quad (2-9)$$

där

σ_{cm} =bergmassans ”global strength” (globala hållfasthet), se Hoek et.al. (2002)

$\sigma_{\text{primär}}$ = den största initiella spänningen på aktuellt djup.

Den globala hållfastheten, σ_{cm} , har beräknats med hjälp av RocLab baserat på σ_{ci} och Hoek-Brown-parametrarna m_b , s och a vilka i sin tur beror av GSI, m_i och D (se Hoek et.al., 2002).

Den primära spänningen, $\sigma_{\text{primär}}$, har beräknats med hjälp av Ekvation 2-10, vilket motsvarar rekommenderad ekvation för den största horisontella spänningen enligt utförd kalibrering mot utförda spänningsmätningar i T-blå, se avsnitt 2.6.

$$\sigma_{\text{primär}} = \sigma_H = 4,3 + 0,0677 \cdot z \quad [\text{MPa}] \quad (2-10)$$

där

z =djupet under bergytan i meter.

Djupet under bergytan varierar något runt Citybanans passage med T-blå, men har för beräkningarna av $\sigma_{\text{primär}}$ satts till 30 m vilket ungefärligen motsvarar en punkt halvvägs upp på Citybanans tunnelväggar. Ekvation 2-10 ger då $\sigma_{\text{primär}}=6,3$ MPa.

Om min-, typ- och max-värden för $\sigma_{3\max}$ beräknas med Ekvation 2-9 baserat på min-, typ- och max-värden för GSI, σ_{ci} och m_i för respektive domän erhålls att σ_{cm} och $\sigma_{3\max}$ varierar enligt Tabell 2-16. Som framgår av tabellen varierar värdet på $\sigma_{3\max}$ mycket lite (mellan 3,2 och 3,6 MPa) trots stor variation i σ_{cm} . Detta indikerar att $\sigma_{3\max}$ är relativt okänsligt för variationer i den globala hållfastheten. Vid utvärdering av bergmassans bergmekaniska egenskaper har därför ett värde mitt i intervallet använts för $\sigma_{3\max}$ (3,4 MPa), oberoende av den globala hållfastheten. Denna approximation har mycket liten inverkan på uppskattade parametrar.

Tabell 2-16 Variation av σ_{cm} och $\sigma_{3\max}$ utifrån min-, typ- och max-värden för GSI, σ_{ci} och m_i .

Parameter	Domän A			Domän B		
	Min	Typ	Max	Min	Typ	Max
σ_{cm} [MPa]	37,5	82,6	150,0	16,5	39,1	85,5
$\sigma_{3\max}$ [MPa]	3,3	3,5	3,6	3,2	3,3	3,5

Tabell 2-17 redovisar de uppskattade egenskaperna för bergmassan i respektive domän. Min-värdena för respektive egenskap är baserad på min-värdena för respektive indata-parameter till RocLab, d.v.s. GSI^{\min} , σ_{ci}^{\min} och m_i^{\min} . På samma sätt är typ- och max-värdena för respektive egenskap baserad på typ- respektive max-värdena för GSI , σ_{ci} och m_i . Detta tillvägagångssätt bedöms resultera i parameteruppsättningar där min- respektive max-egenskaperna representerar det absolut ”sämsta” respektive ”bästa” fallet.

Tabell 2-17 Bergmassans uppskattade egenskaper för Domän A och B.

Parameter	Domän A			Domän B		
	Min	Typ	Max	Min	Typ	Max
c_m [MPa]	2,7	5,0	10,3	1,6	2,7	6,3
ϕ_m [°]	56	63	66	48	57	62
σ_{tm} [MPa]	0,5	1,1	2,6	0,2	0,5	1,6
E_m [GPa]	24	42	75	12	24	56

Poissons tal, ν_m , för bergmassan uppskattas ha samma värden som intakt berg, d.v.s. 0,20, 0,25 och 0,30 (min-, typ- och max-värde). Det föreslås dock att värdet 0,25 används för bergmassan i båda domänerna i samtliga numeriska analyser eftersom min- och max-värdena inte nödvändigtvis är associerade med min- och max-värdena för övriga parametrar. Denna approximation bedöms ha mycket liten inverkan på beräkningsresultaten.

Dilatationsvinkeln, ψ , kan för kristallint berg av god kvalitet uppskattas till 5-10° (Vermeer och de Borst, 1984). Det föreslås att en dilatationsvinkel på 7° används för bergmassan i båda domänerna.

2.4.5 Sammanfattning av bergets materialegenskaper

I avsnitten 2.4.2-2.4.4 har det redovisats hur bergets materialegenskaper uppskattats för det intakta berget, bergmassan och sprickorna. Figur 2-23 redovisar en sammanfattning av de uppskattade materialegenskaperna för respektive geologisk domän. Orientering och sprickavstånd för olika sprickgrupper finns redovisade i Figur 2-16.

Domän A	Domän B
<p>Intakt berg</p> $\sigma_{ci}^{\text{Min/Typ/Max}}=121/179/237$ [MPa] $E_i^{\text{Min/Typ/Max}}=61/75/81$ [GPa] $\nu_i^{\text{Min/Typ/Max}}=0,20/0,25/0,30$ $m_i^{\text{Min/Typ/Max}}=17/25/29$	<p>Intakt berg</p> $\sigma_{ci}^{\text{Min/Typ/Max}}=78/123/169$ [MPa] $E_i^{\text{Min/Typ/Max}}=55/71/80$ [GPa] $\nu_i^{\text{Min/Typ/Max}}=0,20/0,25/0,30$ $m_i^{\text{Min/Typ/Max}}=12/18/23$
<p>Bergmassa</p> $c_m^{\text{Min/Typ/Max}}=2,7/5,0/10,3$ [MPa] $\phi_m^{\text{Min/Typ/Max}}=56/63/66$ [°] $\sigma_{tm}^{\text{Min/Typ/Max}}=0,5/1,1/2,6$ [MPa] $E_m^{\text{Min/Typ/Max}}=24/42/75$ [GPa] $\nu_m=0,25$ $\Psi=7$ [°]	<p>Bergmassa</p> $c_m^{\text{Min/Typ/Max}}=1,6/2,7/6,3$ [MPa] $\phi_m^{\text{Min/Typ/Max}}=48/57/62$ [°] $\sigma_{tm}^{\text{Min/Typ/Max}}=0,2/0,5/1,6$ [MPa] $E_m^{\text{Min/Typ/Max}}=12/24/56$ [GPa] $\nu_m=0,25$ $\Psi=7$ [°]
<p>Sprickor</p> $c^{\text{Min/Typ/Max}}=0,15/0,25/0,5$ [MPa] $\phi_p^{\text{Min/Typ/Max}}=22/35/45$ [°] $\phi_r^{\text{Min/Typ/Max}}=20/30/35$ [°] $k_n=20$ [GPa/m] $k_s=20$ [GPa/m]	<p>Sprickor</p> $c^{\text{Min/Typ/Max}}=0,1/0,2/0,45$ [MPa] $\phi_p^{\text{Min/Typ/Max}}=16/29/44$ [°] $\phi_r^{\text{Min/Typ/Max}}=15/25/35$ [°] $k_n=20$ [GPa/m] $k_s=20$ [GPa/m]

Figur 2-23 Sammanfattning av det intakta bergets, bergmassans och sprickornas egenskaper för Domän A och B vid Citybanans korsning med T-blå.

2.5 Bergförstärkning

Bergbultar har förutsatts bestå av systematiskt installerade fullt ingjutna bultar (K500) med diametern 25 mm. I Tabell 2-18 redovisas samtliga för beräkningarna förutsatta dimensioner och egenskaper avseende bergbultar och ingjutning. De numeriska värdena för egenskaperna i Tabell 2-18 representerar karakteristiska värden. Bultarnas längd i tak respektive väggar har förutsatts vara 4 respektive 3 m. I de områden där bergskivan mellan Citybanans tak och tunnelbanans botten är mindre än 4 m har bultarnas längd i taket justerats så att de inte penetrerar bergskivan. Bultarnas c/c-avstånd har förutsatts vara 2 m, både i tak och i väggar.

Tabell 2-18 Förutsatta dimensioner och egenskaper för bergbultar.

Parameter	Värde
Diameter, D [m]	0,025
Tvårsnittetsarea, A_s [m ²]	4,91E-4
Densitet, ρ_s [kg/m ³]	7800
Elasticitetsmodul, E_{sk} [GPa]	200
Karakteristisk flytdragspänning, f_{vk} [MPa]	500
Karakteristisk dragbärförmåga, F_{vk} [kN]	246
Karakteristisk tryckbärförmåga, F_{ck} [kN]	246
Karakteristisk dragbrottöjning, ϵ_{sk} [%]	5
Ingjutningens styvhet, K_{bond} [GN/m/m]	9,62
Ingjutningens skjuvhållfasthet, S_{bond} [kN/m]	707

Materialmodellen som är implementerad i 3DEC för att simulera bergbultar är baserad på elastisk-perfekt plastisk respons i bultstålet. Hänsyn till ingjutningsmaterialets styvhet och hållfasthet mellan stål/ingjutning och ingjutningberg tas i modellerna. För detaljer angående materialmodell för bultar/ingjutningsmaterial och dess implementering i 3DEC hänvisas till 3DEC-manualen (Itasca, 2008).

Vid utvärdering av bultarnas bärförmåga har de aktuella belastningarna i bultarna jämförts med bultarnas dragbärförmåga och dragbrottöjning.

Sprutbetongen har förutsatts bestå av 100 mm tjock fiberarmerad sprutbetong (C32/40) i tak, väggar och pelare. Sprutbetongens materialegenskaper redovisas i Tabell 2-19. De numeriska värdena för egenskaperna i Tabell 2-19 representerar karakteristiska värden.

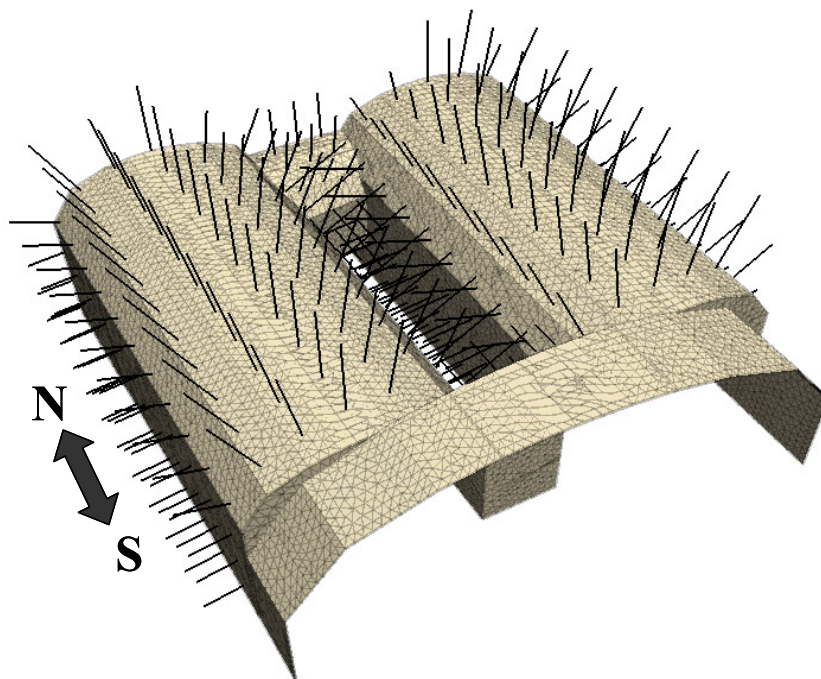
Tabell 2-19 Förutsatta dimensioner och materialegenskaper för fiberarmerad sprutbetong.

Parameter	Värde
Tjocklek i tak, vägg och på pelare, t_c [mm]	100
Densitet, ρ_c [kg/m ³]	2300
Elasticitetsmodul, E_{ck} [GPa]	16
Poisson's tal, ν_c	0,25
Yttröghetsmoment, I [m ⁴]	8,33E-5
Karakteristisk böjdraghållfasthet, f_{fcrk} [MPa] (Spänning vid första spricka)	4,0
Karakteristisk tryckhållfasthet, f_{cck} [MPa]	30,5

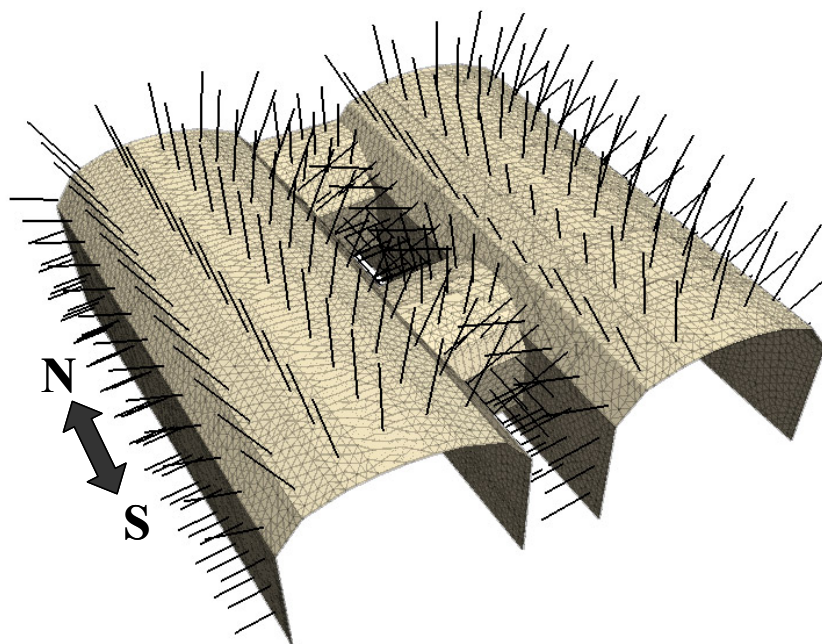
Sprutbetongen har i samtliga analyser simulerats som ett elastiskt material enligt teorierna för tunna skal, se 3DEC-manualen (Itasca, 2008).

De aktuella drag- och tryckbelastningarna i sprutbetongen representeras av de i modellen uppkomna kantspänningarna. Vid utvärdering av sprutbetongens bärförmåga jämförs de aktuella kantbelastningarna med sprutbetongens karakteristiska böjdraghållfasthet (spänning vid första spricka) och i förekommande fall även med dess tryckhållfasthet.

I modellerna har bergförstärkning endast installerats i närheten av där den dynamiska lasten appliceras, d.v.s. i Citybanans tunnlar inom de dynamiska modellregionerna. I Figur 2-24 respektive Figur 2-25 redovisas den i modellerna installerade bergförstärkningen för fallet där den dynamiska lasten appliceras mot pelaren respektive mot taket. Ingen bergförstärkning har simulerats i T-blå med undantag av i diskontinuummodellen med min-egenskaper för fallet då explosionslasten applicerades mot taket (modell Nr 7 i Tabell 3-1). I denna modell applicerades sprutbetong på väggarna i maskinutrymmet vid uppgången mot Vasagatan i samband med att tunnelsystemet i T-blå bröts ut. Detta gjordes för att stabilisera några små block som annars faller ut i samband med utbrytningen av tunnlar, och därmed möjliggöra fortsatt beräkning av den dynamiska responsen p.g.a. explosionslast. Denna åtgärd bedöms dock inte ha någon avgörande effekt på den övergripande modellresponsen. I diskontinuummodellen med max-egenskaper var dessa block stabila utan sprutbetongförstärkning.



Figur 2-24 Installerad förstärkning (bultar och sprutbetong) för fallet där den dynamiska lasten applicerats mot pelaren.



Figur 2-25 Installerad förstärkning (bultar och sprutbetong) för fallet där den dynamiska lasten applicerats mot taket.

I föreliggande arbete har ingen samverkan mellan bultar och sprutbetongen simulerats. Detta innebär att bultar och sprutbetong kan röra sig oberoende av varandra. Detta sätt att simulera bultar och sprutbetong kan jämföras med att bultarna inte har någon bultbricka applicerad utanpå sprutbetongskiktet. Orsaken till att samverkan inte simulerats mellan bultarna och sprutbetongen är att det inte har varit möjligt att åstadkomma koppling mellan de olika förstärkningselementen med befintliga algoritmer i 3DEC. För att koppling ska vara möjlig måste en bultändes nod ha samma start-koordinater som någon nod hos sprutbetongelementen. Detta kan inte åstadkommas systematiskt eftersom bultarna placeras ut med ett specifikt avstånd, medan sprutbetongens noder är kopplade till modellnätets nod-punkter.

Kontakten mellan sprutbetong och berg har, om inget annat anges specifikt, antagits följa en elastisk materialmodell med en normal- och skjuvstyvhet av 30 GPa/m. Detta innebär att sprutbetongen i modellerna har en infinit (obegränsad) hållfasthet både med avseende på skjuvning och på separation, d.v.s. varken skjuvbrott eller vidhäftningsbrott kan uppstå mellan sprutbetongen och berget i dessa modellanalyser.

I en av de utförda modellanalyserna för pelar-fallet (kontinuumanalys med min-egenskaper) har kontakten mellan sprutbetong och berg förutsatts ha en begränsad hållfasthet med en kohesion, $c=1,6$ MPa, friktionsvinkel, $\phi=48^\circ$ och en vidhäftningshållfasthet, $\sigma_t=0,5$ MPa.

I två av de utförda modellerna har den statiska stabiliteten undersökts utan att förstärkning installerats. Detta gjordes för pelar-fallet med min-egenskaper för berget, både med kontinuum- och diskontinuummetod.

2.6 Initialspänningar och dräneringsförhållanden

I samband med förundersökningarna som utfördes i området vid korsningen utfördes spänningsmätningar från plattformsrummet i T-blå. Mätningar utfördes såväl i två av pelarna som under botten och på stort avstånd från T-blå. De initiala spänningarna utvärderades med hjälp av linjär regressionsanalys. Utvärderingen finns beskriven i dokumentet ”Uppskattning av initiala bergspänningar med hjälp av linjär regression” som utgör Bilaga 2 till dokumentet ”PM Bergmekanik korsning T-blå” (WSP, 2007). Ekvationerna 2-11, 2-12 och 2-13 redovisar resulterande spänningsekvationer som funktion av djupet (tryckspänningar är negativa). Den största horisontella spänningen utvärderades till riktningen 145° (d.v.s. N35W).

$$\sigma_H = -(4.3 + 0.0677z) \quad (2-11)$$

$$\sigma_h = -(2.1 + 0.0284z) \quad (2-12)$$

$$\sigma_v = -(\rho gz) \quad (2-13)$$

där

σ_H =största horisontella spänningskomponenten [MPa]

σ_h =minsta horisontella spänningskomponenten [MPa]

σ_v =vertikalspänningskomponenten [MPa]

z =djupet under bergytan [m]

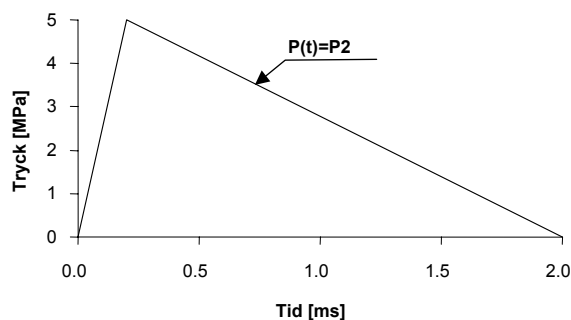
ρ =bergets densitet [kg/m^3]

g =tyngdaccelerationen.

För samtliga analyser har det förutsatts att fullt dränerade förhållanden råder i korsningsområdet. Detta innebär att portrycket i bergmassan förutsatts vara noll, vilket medför att de effektiva bergspänningarna är lika stora som de totala. Detta bedöms vara ett rimligt antagande med tanke på att T-blå existerat i ett stort antal år och torde ha dränerat ut vattnet ur bergmassan runt korsningen.

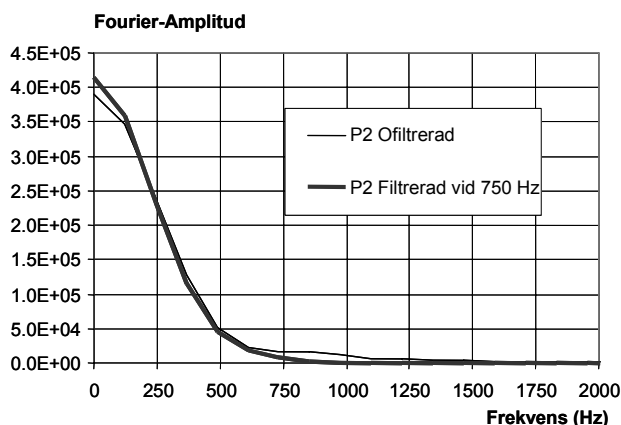
2.7 Dynamisk last

Den dynamiska last som studerats i föreliggande arbete har en maximal amplitud på 5 MPa och en total varaktighet på 2 millisekunder. Denna belastning har i denna rapport liksom i föregående studier benämnts ”P2” (se Rosengren och Brandshaug, 2001 och 2002). I såväl Tunnel 2004 (Vägverket, 2004) som i BV Tunnel (Banverket, 2005) får 10% av den totala varaktigheten utnyttjas som tryckstegringstid. Detta innebär att lasten P2 kan åskådliggöras enligt Figur 2-26.

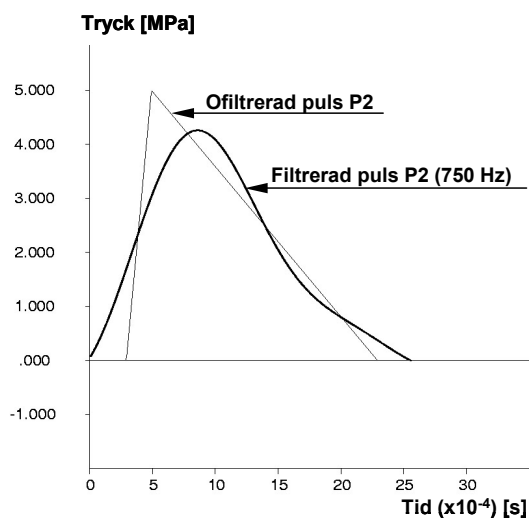


Figur 2-26 Tryck som funktion av tid för den dynamiska lasten P2.

Om frekvensinnehållet i lasten P2 analyseras med hjälp av Fast Fourier Transform (s.k. FFT-analys) kan det konstateras att lasten P2 innehåller frekvenser över 2000 Hz men att den mesta energin är förknippad med frekvenser lägre än ca 750 Hz. Denna insikt kan utnyttjas för att undvika onödigt fin diskretisering (små finita differenszoner) och därmed erhålla rimliga beräkningstider. Problemet med vågpropagering och diskretisering beskrivs mera i detalj i avsnitt 2.9. För att erhålla en effektiv modell med rimliga beräkningstider filterades därför lasten P2 så att den inkommande pulsen inte innehöll några frekvenser över 750 Hz. Figur 2-27 redovisar en jämförelse mellan Fourieramplituderna för lasten P2 som funktion av frekvensen för ofiltrerad och filtrerad puls. Det bör noteras att den filtrerade pulsen innehåller 93% av den integrerade ofiltrerade ”kraften” (”power”) mellan 0 och 3500 Hz, vilket innebär att endast en liten del av energin har gått förlorad genom att filterar bort frekvenser större än 750 Hz. I Figur 2-28 jämförs den ofiltrerade pulsen med den filtrerade för lasten P2. Den filtrerade lasten har använts för samtliga dynamiska analyser i föreliggande studie.



Figur 2-27 Fourieramplitud som funktion av frekvensen för den dynamiska lasten P2.

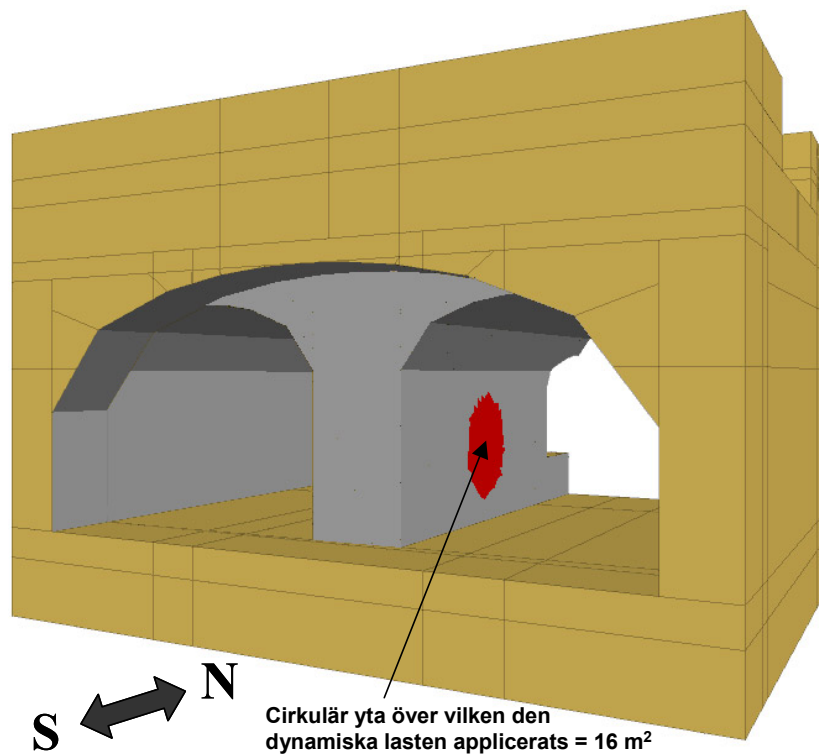


Figur 2-28 Ofiltrerad och filtrerad puls för lasten P2.

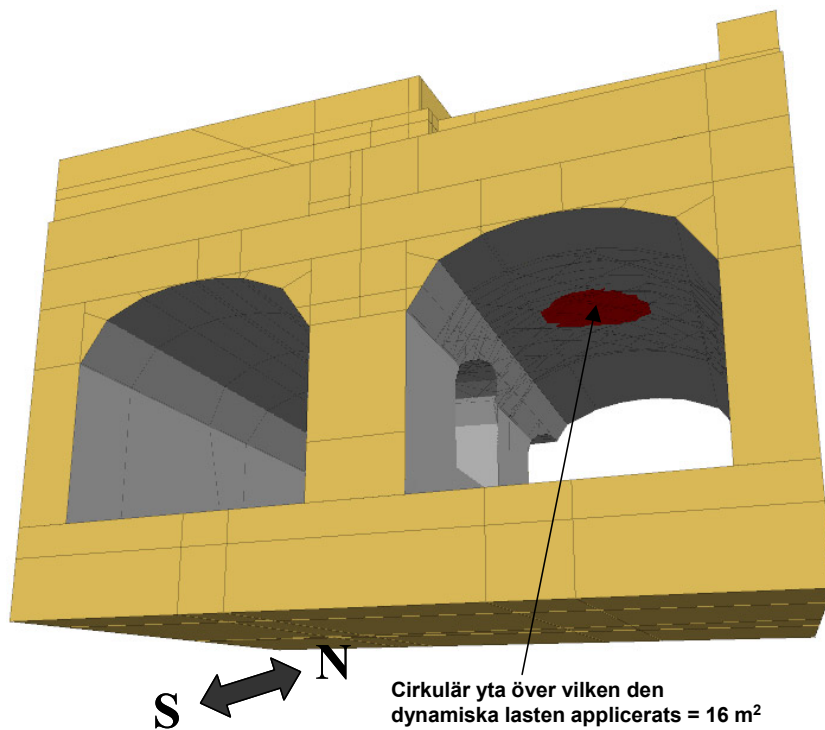
2.8 Dynamiska belastningsfall

Som tidigare nämnts har två olika belastningsfall studerats: 1) dynamisk last P2 applicerad horisontellt mot pelare i den östra spårtunneln i den västra stationstunneln och 2) dynamisk last P2 applicerad vertikalt i den östra spårtunnelns tak i den västra stationstunneln.

Enligt Tunnel 2004 och BV Tunnel ska lasten P2 appliceras på en yta av 4x4 m. Denna form på belastningsytan utgör en förenkling och generalisering. För tredimensionella förhållanden som analyseras i föreliggande studie torde en cirkulär form på belastningsytan vara mer realistisk. Därför har den dynamiska lasten applicerats på en cirkulär yta med samma area som den föreskrivna kvadratiska, d.v.s. 16 m^2 (radie=2,26 m). I Figur 2-29 respektive 2-30 indikeras den yta över vilken den dynamiska lasten P2 applicerats för det fall lasten applicerats mot pelaren respektive mot taket.



Figur 2-29 Yta över vilken den dynamiska lasten applicerats mot pelaren.



Figur 2-30 Yta över vilken den dynamiska lasten applicerats mot taket.

2.9 Vågpropagering och diskretisering

Vid dynamiska analyser av ett diskretiserat medium kan den valda diskretiseringsgraden (storleken på finita differenszonerna) påverka noggrannheten hos den propagerande vågen. Ju högre frekvensinnehåll som ska modelleras desto finare diskretisering krävs. För att maximera zonstorleken i modellen och därmed erhålla rimliga beräkningstider har som tidigare nämnts den dynamiska lasten filtrerats vid 750 Hz med hjälp av s.k. FFT-analys (Fast Fourier Transform), se avsnitt 2.7.

För att få en korrekt vågpropagering genom ett diskretiserat medium måste, enligt Kuhlemeyer och Lysmer (1973), den största zonstorleken i modellen vara mindre än 1/8-1/10 av våglängden associerad med den högsta frekvensen i den inkommande vågen. Detta innebär att den största zonstorleken åtminstone bör uppfylla villkoret i Ekvation 2-14.

$$\Delta l \leq \frac{C}{8f^{\max}} \quad (2-14)$$

där

f^{\max} =högsta frekvensen i den inkommande vågen

C =utbredningshastigheten associerad med tillståndet för oscillationen, d.v.s. S-vågshastigheten, C_s , eller P-vågshastigheten, C_p , i det aktuella mediet.

Eftersom lasten P2 skall appliceras vinkelrät mot bergytan kan det förväntas att den dynamiska lasten huvudsakligen genererar en stötvåg (P-våg) i berget. Eftersom lasten appliceras över en begränsad yta är det dock sannolikt att även S-vågor induceras.

P- respektive S-vågens utbredningshastighet kan beräknas ur sambanden i Ekvation 2-15 respektive 2-16.

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (2-15)$$

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2-16)$$

där

K =mediets bulkmodul

G =mediets skjuvmodul

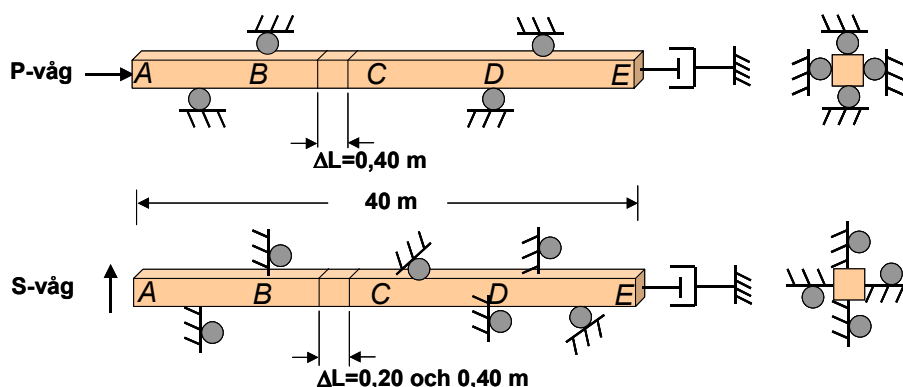
ρ =mediets densitet.

Om de lägsta egenskaperna (min-värden) för bergmassan appliceras erhålls att $K=8$ GPa och $G=4.8$ GPa. Bergets densitet har förutsatts vara 2650 kg/m^3 . Ekvation 2-14 ger då

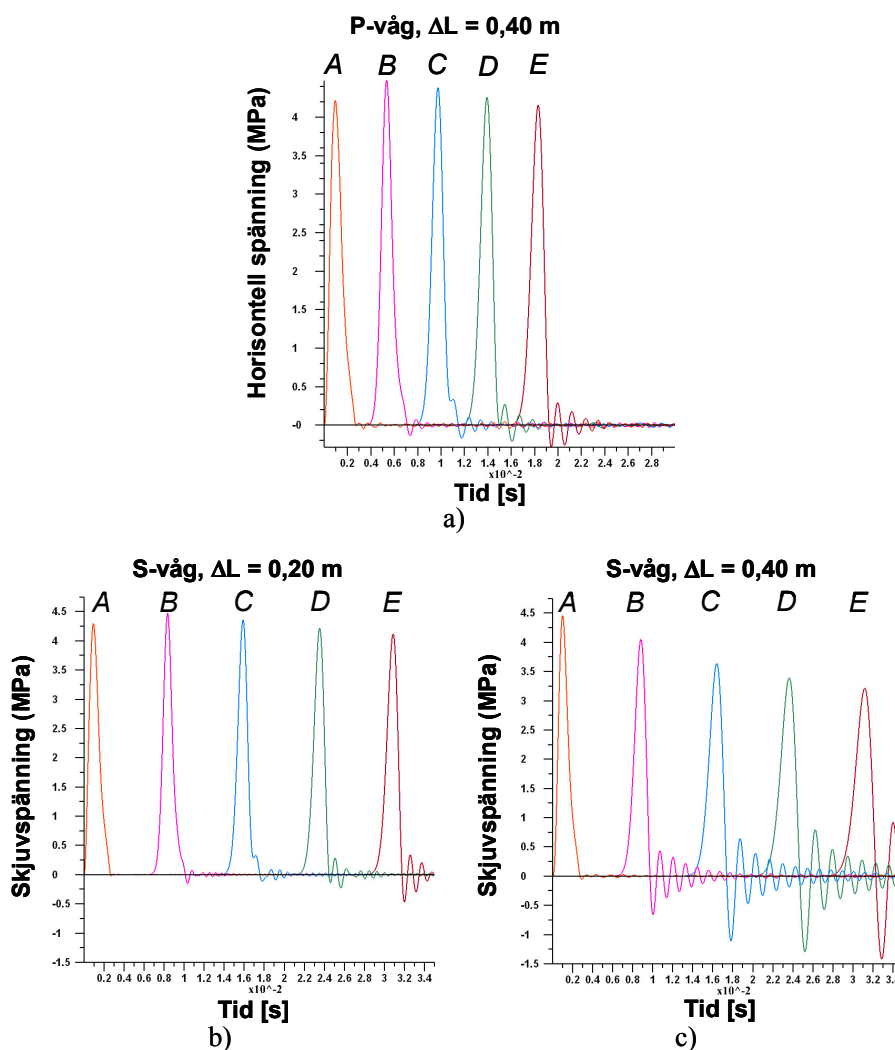
tillsammans med $f^{\max}=750$ Hz att den största zonstorleken får vara 0,39 m respektive 0,22 m för att propagera P-vågen respektive S-vågen korrekt.

För att verifiera att en korrekt propagering av den applicerade pulsen erhålls i modellen och för att optimera zonstorleken med hänsyn till erforderlig beräkningstid analyserades en 40 m lång endimensionell numerisk testmodell (se Figur 2-31) där den dynamiska lasten P2 applicerades dels som en plan tryckvåg (P-våg), dels som en skjuvvåg (S-våg), i ena änden av modellen. För testet med P-vågen undersöktes modellen för en diskretisering (zonstorlek) på 0,4 m, medan modellen med S-vågen diskretiserades med både 0,2 m och 0,4 m zonstorlek. Under simuleringarna med P-vågen mättes horisontell tryckspänning på fem ställen i modellen, d.v.s. i punkterna A, B, C, D och E enligt Figur 2-31. Avståndet mellan mätpunkterna motsvarar ca 10 meter. För modellerna med S-vågen mättes istället skjuvspänningen på motsvarande ställen.

Tidsfunktionen för den dynamiska lasten som applicerades i testmodellerna motsvarade den filtrerade lasten P2 (se avsnitt 2.7), d.v.s. en puls med en högsta frekvens på 750 Hz. Materialet i testmodellen antogs vara elastiskt med en elasticitetsmodul på 12 GPa (min-värde för bergmassan i Domän B) och ett Poisson:s tal på 0,25. Ingen dämpning applicerades i modellen. Resultaten i form av horisontell spänning respektive skjuvspänning i punkterna A, B, C, D och E redovisas som funktion av tiden i Figur 2-32.



Figur 2-31 Konceptuell modell för endimensionell analys av propagering av plan vågutbredning.



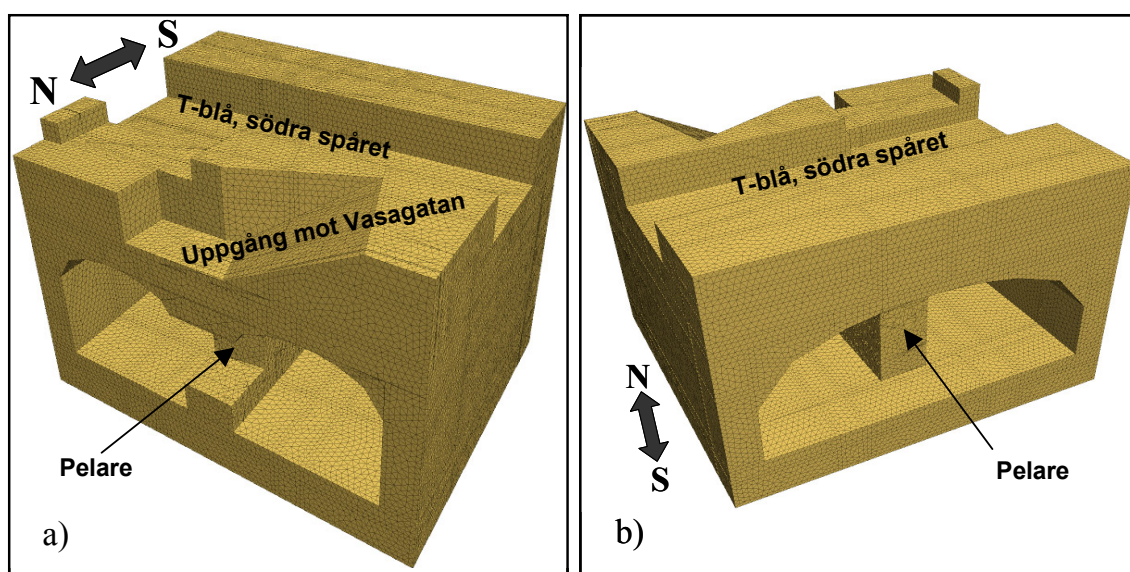
Figur 2-32 Horisontell spänning respektive skjuvspänning som funktion av tiden i punkterna A, B, C, D och E för a) P-våg, $\Delta L=0,40$ m; b) S-våg, $\Delta L=0,20$ m; c) S-våg, $\Delta L=0,40$ m.

Av Figur 2-32a framgår att en zonstorlek på 0,4 m ger en nästan perfekt propagering av tryckvågen (P-vågen) genom hela testmodellen. Detsamma gäller för skjuvvågen (S-vågen) vid en zonstorlek på 0,2 m, se Figur 2-32b. Om zonstorleken ökas till 0,4 m minskar skjuvvågsamplituden med ca 9% i punkt B, d.v.s. på ca 10 m avstånd från belastningspunkten (se Figur 2-32c). I punkt C, d.v.s. på ca 20 m avstånd från belastningspunkten blir minskningen i skjuvvågsamplituden ca 18%.

En modell med en zonstorlek på 0,2 m innebär signifikant fler antal zoner än en modell med en zonstorlek på 0,4 m. Detta innebär också att beräkningstiderna för en modell blir signifikant längre vid en zonstorlek på 0,2 m jämfört med 0,4 m. Därför är det önskvärt att försöka hålla nere antalet zoner så mycket som möjligt utan att signifikant minska noggrannheten i vågpropageringen. Detta innebär att försöka hitta en kompromiss baserat på resultaten från testmodellen som redovisats ovan. Testkörningar av den fullstora

modellen visade bl.a. att områden med plasticerat berg sträcker sig maximalt ca en halv tunnelbredd, d.v.s. mindre än 5 m, ut från tunnelnans periferi. Detta avstånd motsvarar halva avståndet mellan punkt B och belastningspunkten i testmodellen ovan. En zonstorlek på 0,4 m ger enligt Figur 2-32c en minskning av skjuvvågsamplituden på ca 4,5% på detta avstånd. Som tidigare nämnts är tryckvågens propagering vid en zonstorlek på 0,4 m nästan perfekt genom hela testmodellen.

Eftersom denna studie huvudsakligen fokuserar på stabilitetsförhållandena i tunnelnans närområde och på vilka eventuella skador som kan uppstå i förstärkningen, är noggrannheten i vägpropageringen på stort avstånd från tunnelnarna av mindre intresse. Pelaren på vilken den dynamiska lasten appliceras i denna studie har en tjocklek på ca 4 m, medan bergskivan mellan Citybanans tak och botten på T-blå har en mäktighet på 3-5 m. Detta innebär att bergvolymerna som är av störst intresse ligger inom ca 5 m från den yta som belastas dynamiskt. Dessutom är det sannolikt att den dynamiska lasten huvudsakligen genererar en tryckvåg (P-våg) eftersom lasten appliceras vinkelrät mot bergytorna. Baserat på ovanstående tester och resonemang valdes en zonstorlek på 0,4 m för samtliga numeriska modeller som redovisas i föreliggande rapport. Figur 2-33 visar som exempel diskretiseringen (zonindelningen) i det dynamiska området för fallet då den dynamiska lasten appliceras mot pelaren i kontinuummodellerna.

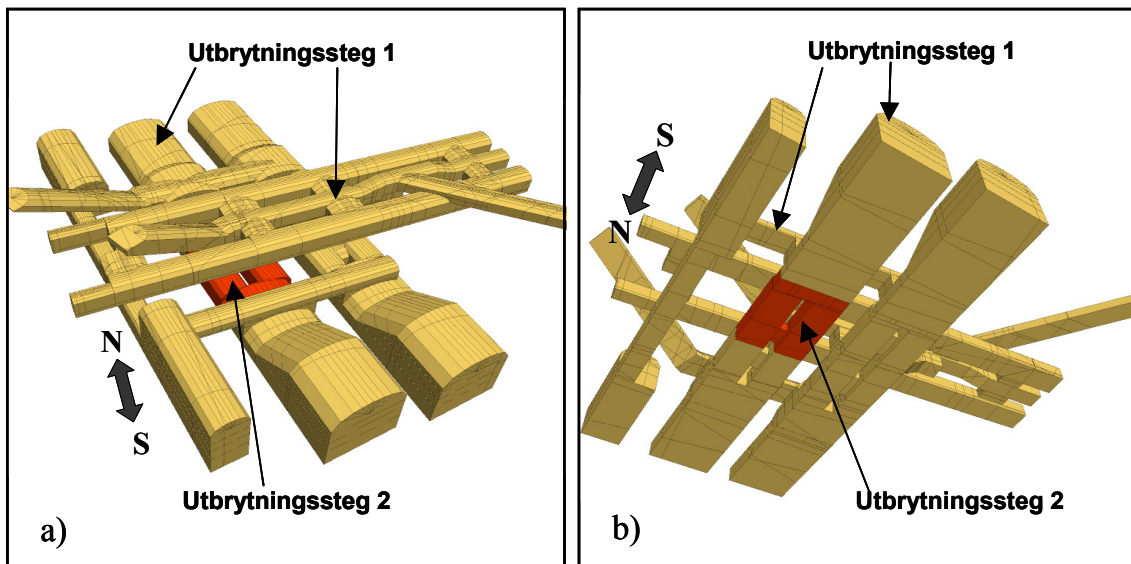


Figur 2-33 Diskretisering av det dynamiska området för fallet då den dynamiska lasten appliceras mot pelaren i kontinuummodellerna; a) vy från nordost och b) vy från sydväst.

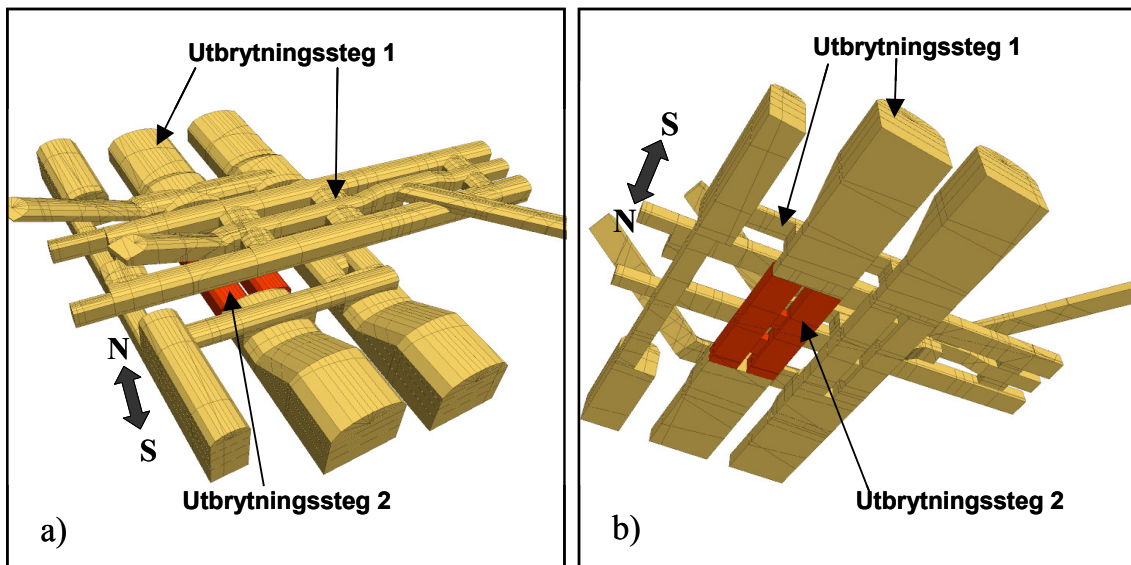
2.10 Utbrytnings- och modelleringssekvens

Som tidigare nämnts består varje fullständig numerisk analys av huvudsakliga delar: (1) statisk analys och (2) dynamisk analys. För varje kombination analysmetod (kontinuum/diskontinuum), materialegenskaper för berget, dynamiskt belastningsfall (pelare/tak) har först en ”unik” statisk analys utförts. Denna utgör sedan startpunkten för de dynamiska analyserna av de olika belastningsfallen.

All utbrytning av berget i modellerna görs i den statiska delen av beräkningarna och har i föreliggande arbete gjorts i två steg: (1) utbrytning av hela T-blå och de delar av Citybans tunnlar som befinner sig utanför den dynamiska modellregionen och (2) utbrytning av Citybanans tunnlar inuti den dynamiska modellregionen. I Figur 2-34 visas de två utbrytningsstegen för det fall då den dynamiska lasten appliceras mot pelaren. Figur 2-35 redovisar de båda utbrytningsstegen för det fall då den dynamiska lasten appliceras mot taket. Utbrytningsstegen är identiska för kontinuum- respektive diskontinuummodellerna inom respektive belastningsfall.



Figur 2-34 Utbrytningssteg för modeller (kontinuum och diskontinuum) i vilka den dynamiska lasten applicerats mot pelaren; a) vy snett uppifrån och b) vy snett underifrån.



Figur 2-35 Utbrytningssteg för modeller (kontinuum och diskontinuum) i vilka den dynamiska lasten applicerats på mot taket; a) vy snett uppifrån och b) vy snett underifrån.

För varje fullbordad analys har en modelleringssekvens bestående av totalt 8 delsteg använts, där delstegen 1-4 hör till den statiska delen av analyserna och stegen 5-8 hör till den dynamiska delen:

- 1 Modellen konsolideras för initialspänningstillståndet under elastiska förhållanden med statiska randvillkor. Efter jämviktsberäkning sätts alla deformationer till noll.
- 2 Utbrytning av berget för utbrytningssteg 1 och beräkning till jämvikt under elastiska förhållanden.
- 3 Utbrytning av berget i utbrytningssteg 2 och beräkning till jämvikt under elastiska förhållanden.
- 4 Installation av bergförstärkning (bultar och sprutbetong) och beräkning till jämvikt under elastiska-perfekt plastiska förhållanden i det dynamiska modellområdet. Resten av modellen har representerats av ett elastiskt material.
- 5 Reduktion av den statiska modellens storlek till dynamiskt modellområde.
- 6 Dynamiskt modellområde beräknas med statiska randvillkor för att kontrollera att modellen fortfarande befinner sig i jämvikt efter modelleringssteg 5.
- 7 Ändring av randvillkor från statiska till dynamiska (s.k. ”viskösa dämpare”). Alla deformationer i berget sätts till noll. Applicering av dynamisk last. Dynamisk beräkning i ca 50 millisekunder.
- 8 Ändring av randvillkor från dynamiska till statiska. Beräkning till statisk jämvikt.

3 UTFÖRDA MODELLER

I Tabell 3-1 redovisas en sammanställning av utförda modellanalyser. Som framgår av tabellen har totalt 13 stycken modeller utförts. Modellerna 1-11 omfattar både statisk och dynamisk beräkning, medan modellerna 12 och 13 endast har beräknats statiskt. Modellerna 1-8 analyserar effekten av att den dynamiska lasten appliceras mot pelare respektive mot tak. Dessa modeller har utförts med både kontinuummetod och diskontinuummetod för såväl min- som max-egenskaper för berget. Modellerna 9 och 10 avser analyser av inverkan av sprickornas styvhet och har endast utförts för fallet då den dynamiska lasten appliceras mot pelaren och med diskontinuummetod. I dessa modeller har de normal- respektive skjuvstyvheter som använts för sprickorna i modellerna 1-8 multiplicerats respektive dividerats med en faktor 5. I modell 11 har effekten av en begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg undersökts för pelar-modellen med min-egenskaper. Denna analys har endast utförts med kontinuummetod. Modellerna 12 och 13 analyserar effekten av att ingen förstärkning installeras i modellerna. Dessa båda modeller har utförts med kontinuum- respektive diskontinuummetod med min-egenskaper för berget. Som nämnts ovan har dessa modeller endast omfattat den statiska delen av beräkningarna.

Tabell 3-1 Sammanställning av utförda numeriska modeller.

Modell Nr.	Analysmetod	Egenskaper för berget	Dynamiskt belastningsfall	Anmärkning
1	Kontinuum	Min	Pelare	Statisk och dynamisk beräkning.
2	Kontinuum	Max	Pelare	Statisk och dynamisk beräkning.
3	Diskontinuum	Min	Pelare	Statisk och dynamisk beräkning.
4	Diskontinuum	Max	Pelare	Statisk och dynamisk beräkning.
5	Kontinuum	Min	Tak	Statisk och dynamisk beräkning.
6	Kontinuum	Max	Tak	Statisk och dynamisk beräkning.
7	Diskontinuum	Min	Tak	Statisk och dynamisk beräkning.
8	Diskontinuum	Max	Tak	Statisk och dynamisk beräkning.
9	Diskontinuum	Min	Pelare	Statisk och dynamisk beräkning. $k_n=100$ GPa/m, $k_s=100$ GPa/m
10	Diskontinuum	Min	Pelare	Statisk och dynamisk beräkning. $k_n=4$ GPa/m, $k_s=4$ GPa/m
11	Kontinuum	Min	Pelare	Statisk och dynamisk beräkning. Begränsad hållfasthet i kontakten mellan sprutbetong och berg ($c=1,6$ MPa, $\phi=48^\circ$, $\sigma_{ad}=0,5$ MPa).
12	Kontinuum	Min	Pelare	Endast statisk beräkning. Ingen förstärkning.
13	Diskontinuum	Min	Pelare	Endast statisk beräkning. Ingen förstärkning.

4 RESULTAT

4.1 Allmänt

Resultaten som presenteras i detta kapitel fokuserar på syftet med denna studie, nämligen att med olika analysmetoder undersöka effekten på det bärande huvudsystemet vid applicering av de dynamiska laster som föreskrivs i BV Tunnel och Tunnel 2004. Som redovisats i tidigare avsnitt har den dynamiska lasten applicerats på två olika ställen vid den planerade Citybanans korsning med blå tunnelbanelinje vid Station City i Stockholm, dels på en pelare mellan den östra och västra spårtunneln i Citybanans västra stationstunnel, dels mot taket i den östra spårtunneln i den västra stationstunneln. För att undersöka bergets respons med hänsyn till variationerna i bergets kvalitet har analyserna utförts för ett intervall med avseende på bergets mekaniska egenskaper (min- och max-egenskaper). Bergets mekaniska egenskaper har huvudsakligen uppskattats utifrån resultat från en omfattande förundersökning och karakterisering av berget i korsningsområdet (se avsnitt 2.3 och 2.4).

Karakteriseringen av berget har resulterat i en uppskattning av bergmassans egenskaper dels för att representera berget som ett "ekvivalent kontinuum", dels för att representera berget som en naturligt uppsprucken bergmassa bestående av intakta bergblock separerade av flera diskreta sprickgrupper ("diskontinuum"). Dessa båda sätt att representera berget differentierar den mekaniska grunden för bergets respons. Vid representation av berget med hjälp av ett "ekvivalent kontinuum", vilket är det vanligaste i samband med numerisk modellering, måste metodens lämplighet i detta sammanhang värderas omsorgsfullt. Beroende på problemets geometriska skala, belastningssituation och sprickornas frekvens och orientering kan en representation med hjälp av ett "ekvivalent kontinuum" vara lämplig, eller inte lämplig. Föreliggande studie tillför värdefull insikt avseende denna aspekt av numerisk modellering då det aktuella problemet har analyserats både med kontinuum- och en diskontinuummetod, där den sist nämnda metoden tar hänsyn till diskreta sprickor och relativ rörelse mellan intakta block.

Samtliga resultat som presenteras och diskuteras i detta kapitel avser responsen inom de lokala modellområden som är av intresse. Dessa motsvarar de dynamiska modellregioner som redovisas i avsnitt 2.2. Eftersom analyserna har utförts för två olika dynamiska belastningsfall: (1) belastning av pelare och (2) belastning av tak, benämns de olika modellerna i nedanstående avsnitt "pelar-modell" respektive "tak-modell".

För de olika fall som undersökts redovisas bergmassans respons huvudsakligen i form av konturer av deformationer och spänningar samt områden för vilka berget plasticerar. Redovisningen omfattar såväl resultat inducerade av: (1) utbrytningen av tunnelsystemen (d.v.s. statisk beräkning efter utbrytning av T-blå och Citybanans tunnlar) och (2) explosionslasten (d.v.s. dynamisk beräkning). Deformationer är i enheten meter [m] och spänningar i Pascal [Pa]. Tryckspänningar i berget är negativa i modellerna. Detta innebär att den "minsta huvudspänningen" representerar den mest "tryckta spänningen". Responsen i bergförstärkningen (d.v.s. bultar och sprutbetong) redovisas på liknande sätt. Notera att krafter i bultar är i enheten Newton [N] och att dragkrafter är negativa. Spänningar i sprutbetongen representerar s.k. "kantspänningar" resulterande från kom-

binerad normal- och böjbelastning. Dessa är i enheten [Pa] och negativa för dragspänningar. Även s.k. "histories" av spänningar och deformationer som registrerats i specifika lägen (punkter) under explosionen redovisas. Som komplement till denna rapport medföljer även en CD-skiva innehållande animerat resultat (s.k. "movies") under de första ca 52 ms av explosionen. I Bilaga 2 finns en lista över vilka "movies" som finns på CD-skivan. "Movie"-filerna kan spelas upp med t.ex. Microsoft:s "Windows Media Player".

I de två närmast följande avsnitten (4.2 och 4.3) redovisas och diskuteras de två belastningsfallen "pelare" och "tak" (d.v.s. modellerna 1-8 enligt kapitel 1) i separata avsnitt. För varje belastningsfall redovisas och diskuteras även resultaten från kontinuum- respektive diskontinuummodellerna i separata underavsnitt, i vilka resultaten från modeller med min-egenskaper redovisas först, följt av resultat från modeller med max-egenskaper. Varje avsnitt avslutas med en sammanfattning av analyserna och jämförelse av resultaten för det aktuella belastningsfallet.

Resultaten från respektive analys presenteras i den omfattning som är nödvändig för att uppfylla syftet med denna studie, även om responsen i vissa av de studerade fallen är mycket små och kanske utan konsekvens avseende dimensioneringsaspekter. Den parametriska uppbyggnaden av studien gör repetition av såväl resultat som diskussion av de olika fallen oundviklig, och hänvisning mellan de olika fallen nödvändig.

Sist i detta kapitel (avsnitt 4.4) redovisas ytterligare modellaspekter, d.v.s. resultaten från analyserna av: (1) inverkan av sprickornas styvhet, (2) begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg, samt (3) den statiska stabiliteten utan bergförstärkning (d.v.s. modellerna 9-13 enligt kapitel 1).

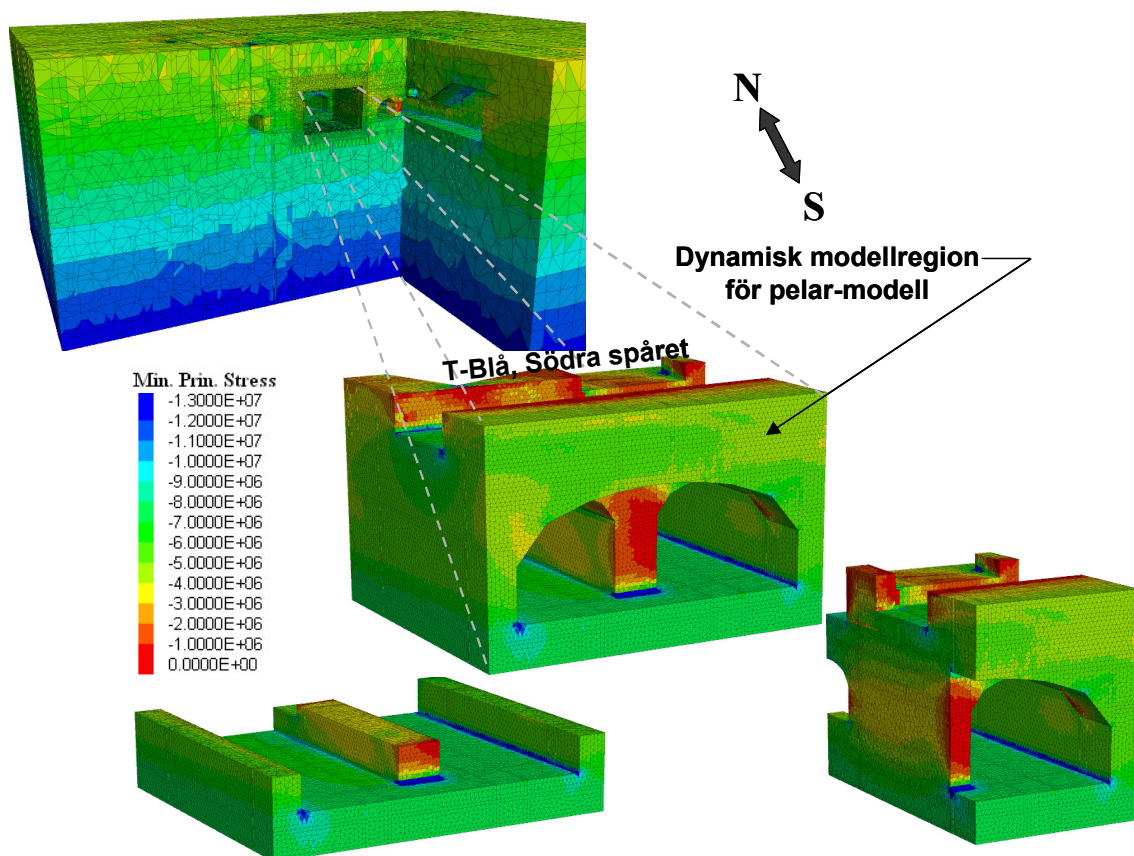
4.2 Pelar-modell

4.2.1 Kontinuummodell med min-egenskaper

I föreliggande avsnitt redovisas och diskuteras först resultaten från den statiska beräkningen (d.v.s. responsen i berget och i bergförstärkningen p.g.a. utbrytningen av tunnel-systemen). Därefter följer redovisning av den dynamiska beräkningen (explosionslast mot pelaren).

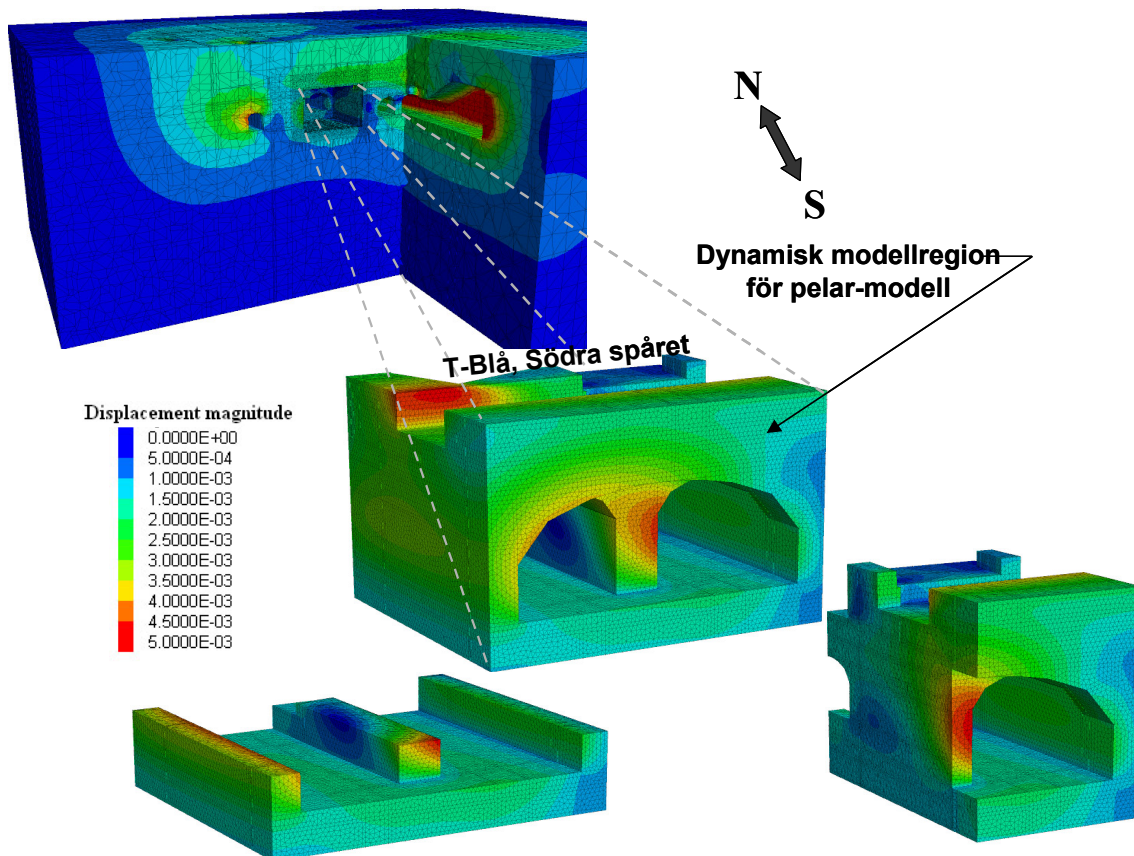
Statisk beräkning (resultat efter utbrytning och innan explosionen)

I Figur 4-1 redovisas konturer för den beräknade minsta huvudspänningen (mest tryckta) i pelar-modellen efter det att alla tunnlar brutits ut. Den största tryckspänningen i pelaren är ca 3,5 MPa (i vertikal riktning). I den södra änden av pelaren som har en fri yta mot stationsrummet är tryckspänningarna relativt låga. Fastän initialspänningarna har relativt höga horisontalkomponenter (se avsnitt 2.6) är belastningssituationen i pelaren efter utbrytning av tunnelarna mer eller mindre endimensionell och med huvudsakligen vertikal riktning. Med undantag av hörnområden är den största tryckspänningen runt Ciybanans tak och golv i storleksordningen 6 MPa.



Figur 4-1 Konturer för den minsta huvudspänningen [Pa] (mest tryckta) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Figur 4-2 redovisar korresponderande konturer för deformationernas magnitud (totala deformationer, ej komponenter). Som framgår av figuren är deformationerna generellt små. Den största deformationen i Citybanans pelare är lokaliserad till dess södra ände vilken avslutas som en vertikal yta där de två spårtunnlarna går ihop till ett större plattformsrum. Den maximala deformationen är här ca 5 mm. I den norra väggen på den södra tunnelbanetunneln har deformationer av liknande storlek beräknats.



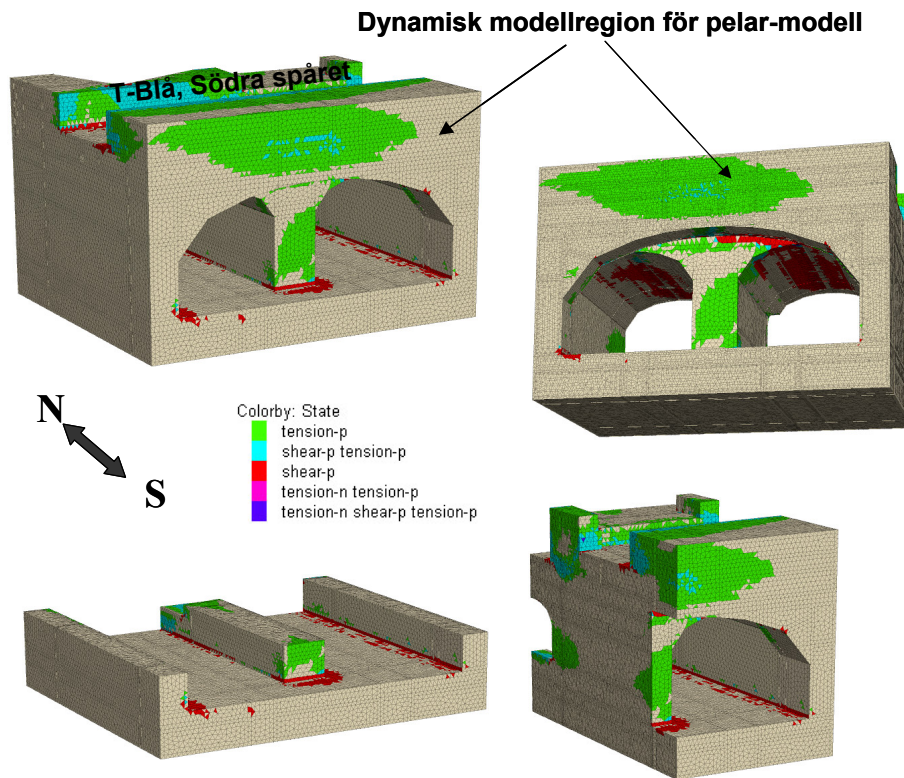
Figur 4-2 Konturer för deformationernas magnitud [m] (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnlar. Statisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Som tidigare har nämnts representeras bergmassan i den dynamiska modellregionen av ett "ekvivalent kontinuum", vilket karakteriseras av Mohr-Coulomb materialmodell (elastiskt-perfekt plastiskt material). Utanför denna har berget representerats av en linjärelastisk materialmodell. Detta innebär att plasticering endast kan uppstå i de dynamiska modellområdena. Bergmassans hållfasthet definieras i Mohr-Coulomb materialmodell av kohesionen, friktionsvinkeln och draghållfastheten i enlighet med Tabell 2-17.

När tunnlar bryts ut i modellen måste spänningarna omfördelas till den kvarvarande bergmassan. Denna omfördelning av spänningarna orsakar oelastiska (d.v.s. plastiska) deformationer då spänningarna når bergets hållfasthet, vilket i sin tur resulterar i ytterli-

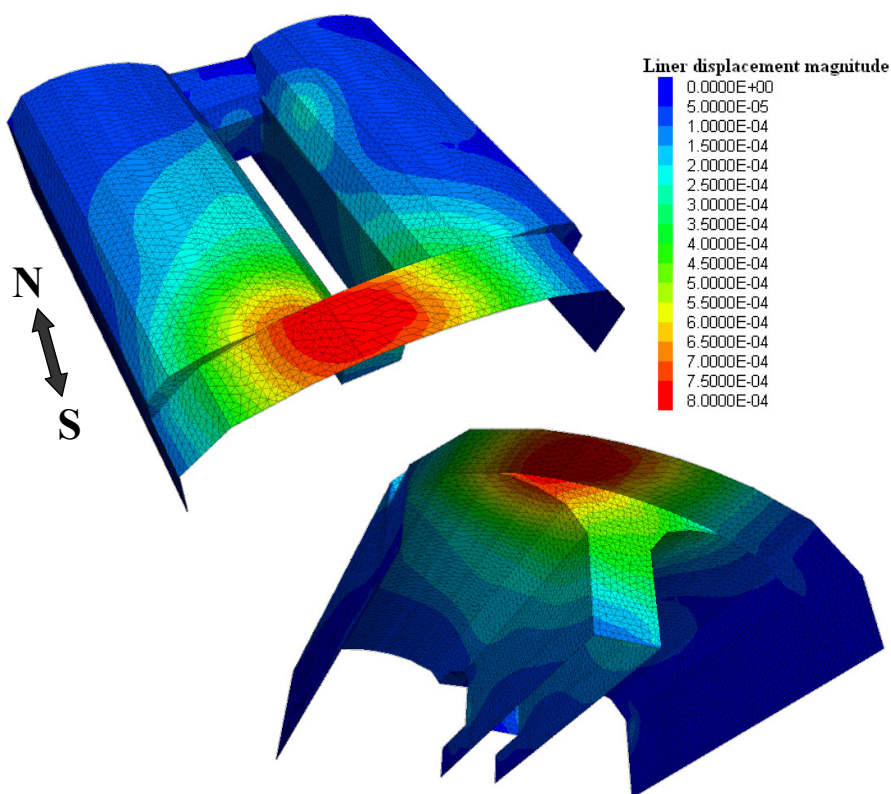
gare justeringar av spänningarna. Denna process pågår tills dess att ett stabilt spänningstillstånd kan uppnås. Samma omfördelningsmekanismer sker i verkligheten då berg bryts ut. För tunnlar på litet djup i kompetent kristallint berg sker de plastiska deformationerna i allmänhet i form av glidning och separation längs sprickplan. Det är av intresse att förstå var någonstans de plastiska deformationerna uppstår eftersom de kan avslöja viktiga deformationsmekanismer och därmed identifiera potentiellt instabila områden i bergmassan. Att förstå sådana mekanismer kan också vara till hjälp vid planering av stabiliserande åtgärder. I detta sammanhang är det dock viktigt att påpeka att plasticering inte är ekvivalent med kollaps utan en indikation på att bergmassans hållfasthet överskrids.

Under den cykliska beräkningen mot jämvikt håller 3DEC reda på modellområden (finita differenszoner) i vilka spänningarna orsakar plastiska deformationer (d.v.s. orsakar plasticering av bergmassan). Programmet skiljer på om berget plasticerar i form av skjuvbrott eller dragbrott och indikerar dessutom om brottet sker just nu eller om det hänt tidigare under beräkningen. Figur 4-3 illustrerar områden med olika plasticeringstillstånd för pelar-modellen. Som framgår av Figur 4-3 sker både skjuv- och dragplasticering i pelaren och i Citybanans tak som ett resultat av utbrytning av tunnlarna. De olika plasticeringstillstånden indikeras med hjälp av olika färger. Ett modellområde som har ett spänningstillstånd som just nu satisfierar Mohr-Coulomb brottkriterium (d.v.s. ligger på brottenvelopen) identifieras i legenden med ”-n” (som i ”now”). Om spänningarna sedan omfördelas så att de faller under brottenvelopen indikeras plasticeringstillståndet i legenden med ”-p” (som i ”past”), vilket innebär att berget tidigare har utsatts för plasticering men nu befinner sig i ett elastiskt spänningstillstånd. Samma modellområde kan under beräkningsgången ha erfårit olika typer av brott (skjuvbrott och dragbrott). Sådana modellområden är också identifierade i Figur 4-3. De plasticerade områdena är inte genomgående och pelaren förblir huvudsakligen intakt. Beräkningen når jämvikt, vilket indikerar att tunnlarna är stabila.



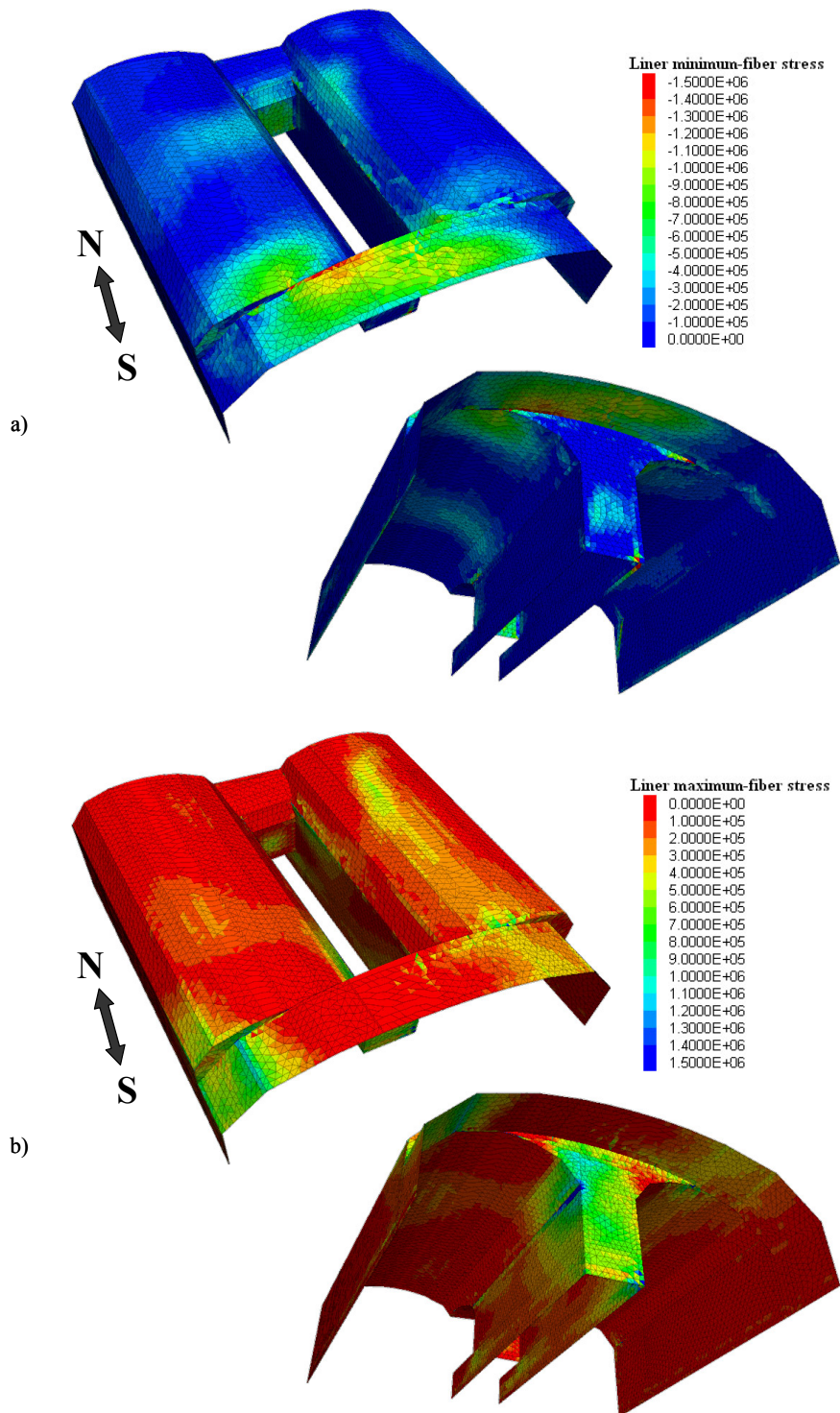
Figur 4-3 Plasticeringstillstånd efter utbrytning av tunnarna. Statisk beräkning av kontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

Som diskuterats tidigare i avsnitt 2.5 har bergförstärkning i form av ingjutna bultar ($\phi=25$ mm) och stålfiberarmerad sprutbetong ($t_c=100$ mm) använts i modellerna. Bergförstärkningen har installerats efter det att de elastiska deformationerna utvecklats fullt ut (elastisk jämvikt) efter utbrytning av samtliga tunnlar. Bultar och sprutbetong har installerats samtidigt. Efter installationen av bergförstärkningen har bergmassan i den dynamiska modellregionen tilldelats begränsad hållfasthet (i detta fall min-egenskaper) och återigen beräknats till jämvikt under elasto-plastiska förhållanden (Mohr-Coulomb). Under detta beräkningssteg överförs last till förstärkningen endast om plasticering uppstår i bergmassan. Figur 4-4 visar konturer för de beräknade deformationernas magnitud i sprutbetongen som uppstår i detta fall under sådan lastöverföring. Den största deformationen är mycket liten, endast 0,8 mm, och uppstår i tunneltaket söder om pelaren där plattformrummet har stor spännvidd. Styvheten i den 100 mm tjocka sprutbetongen erbjuder endast ett litet mothåll till bergmassans deformationer varför den helt enkelt anpassar sig efter bergets rörelser. Därför kan sprutbetongens deformationer betraktas som ett ”fingeravtryck” av bergmassans oelastiska deformationer.



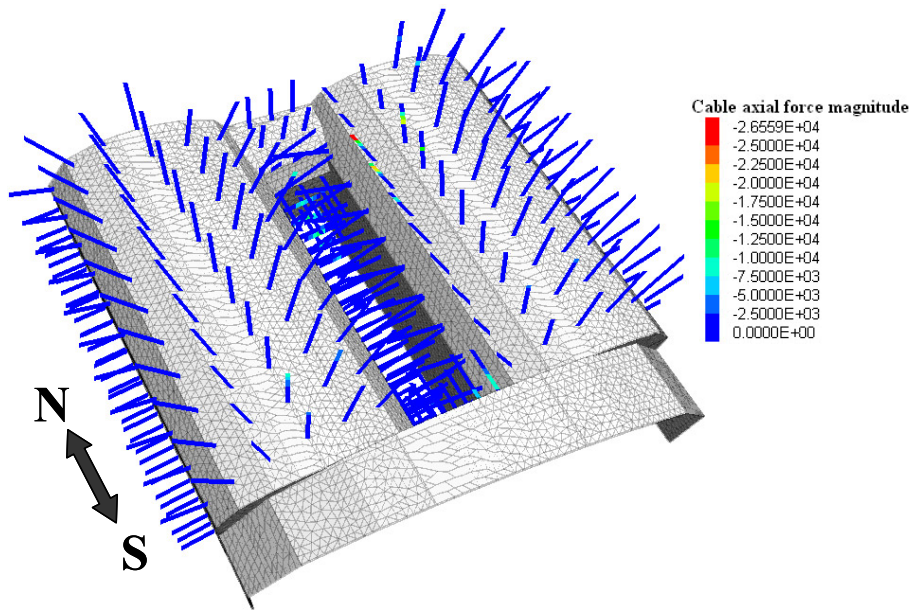
Figur 4-4 Konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen [m] (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Figur 4-5 illustrerar konturerna för de beräknade minsta och största kantspänningarna i sprutbetongen (d.v.s. mest dragna respektive mest tryckta spänningarna). Kom ihåg att, till skillnad mot spänningarna i berget, är dragspänningar i sprutbetongen negativa. Dessa spänningar representerar den kombinerade effekten av normalspänningar och böjspänningar som uppstår p.g.a. av moment i sprutbetongen. Den största dragspänningen är ca 1,5 MPa och den största tryckspänningen är också ca 1,5 MPa. Notera att sprutbetongen följer en elastisk materialmodell. En jämförelse mellan de elastiskt beräknade spänningarna i sprutbetongen och sprutbetongens karakteristiska böjdraghållfastheten på 4 MPa (se Tabell 2-19) indikerar att ingen potentiell uppsprickning (d.v.s. böjdragbrott) sker i detta fall.



Figur 4-5 Konturer för (a) minsta kantspänning [Pa] och (b) största kantspänning [Pa] i sprutbetongen efter utbrytning av tunnlarna. (Dragspänningar är negativa.) Statisk beräkning av kontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

Beräknade axiella krafter [N] i bultarna redovisas i Figur 4-6. Dragkrafter är negativa. Liksom för sprutbetongen sker lastöverföring till bultarna endast om plasticering sker i bergmassan. Mycket låga axiella krafter induceras i de flesta bultar. Största dragkraft i bultarna är ca 27 kN, vilket är långt under bultarnas karakteristiska dragbärförmåga på 246 kN (se Tabell 2-18). Eftersom bultarna följer en elasto-plastisk materialmodell i 3DEC kommer de att plasticera (flyta) om dragkrafterna når stålets dragbärförmåga. Bultlogiken i 3DEC tillåter även att glidning (brott) kan uppstå mellan bultarna och ingjutningen eller mellan ingjutningen och berget. Ingen sådan glidning uppstår för det aktuella fallet.



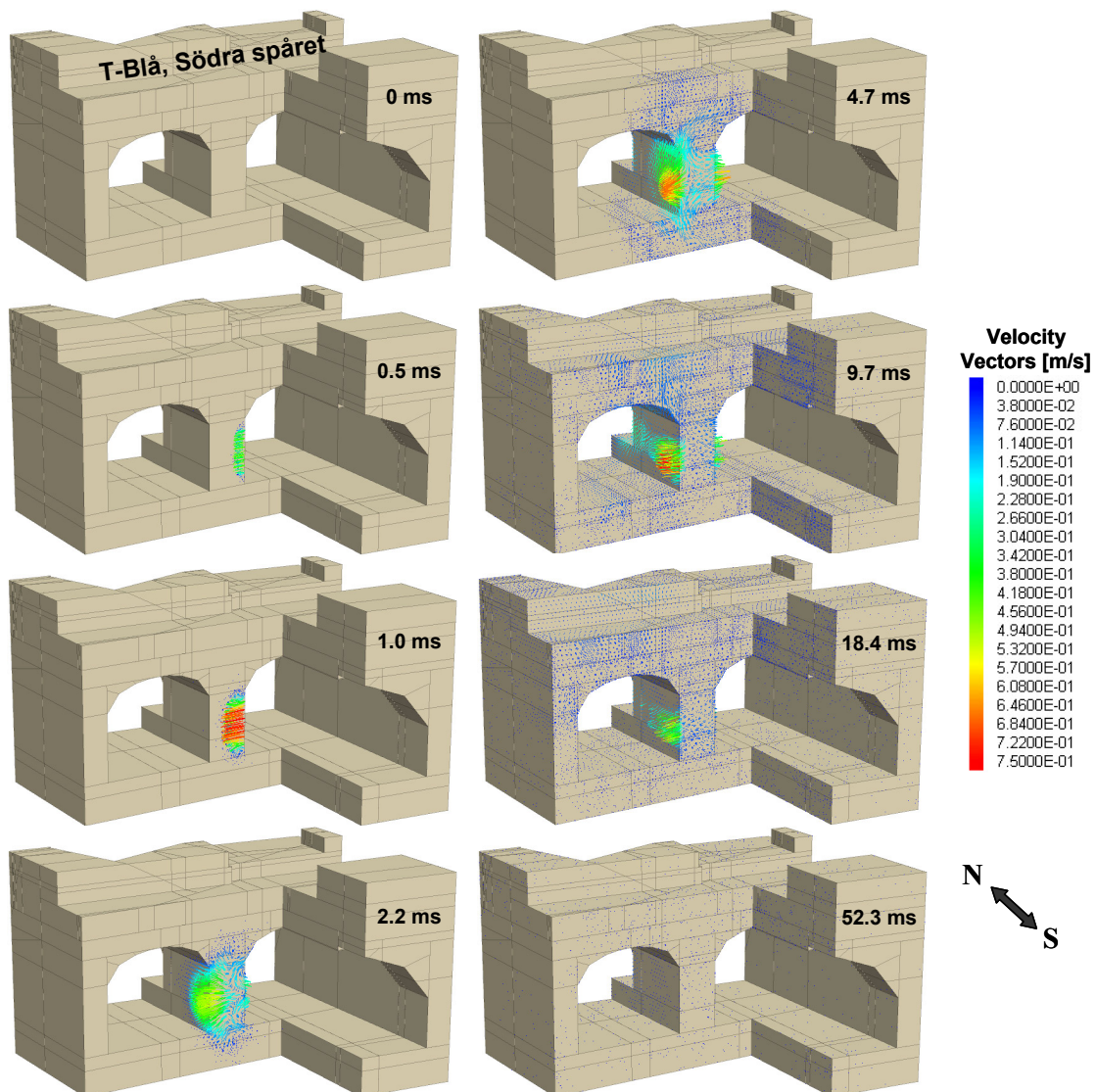
Figur 4-6 Axiella krafter i bultar [N] efter utbrytning av tunnlarna. (Dragkrafter är negativa.) Statisk beräkning av kontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

Allmänna observationer efter utbrytning av tunnlarna i ”pelar-modellen” med min-egenskaper är att bergmassans deformationer är små och att inducerade laster i bergförstärkningen är låga. Den största deformationen i berget är ca 5 mm. Inducerade kantspänningar i sprutbetongen är ca 1,5 MPa både i tryck och drag. De inducerade axiella krafterna i bultarna är låga. Maximal dragkraft är ca 27 kN, vilket motsvarar ca 11% av bultstålets dragkapacitet. Inga brott uppstår mellan bultar och bultingjutning. Tunnlarna är stabila.

Dynamisk beräkning (resultat under och efter explosionen)

Den dynamiska delen av analyserna omfattar endast den fint diskretiserade dynamiska modellregionen. Berget utanför denna region har tagits bort efter den statiska beräkningen varefter den dynamiska modellregionen har försetts med viskösa ränder (se avsnitt 2.2). Spänningstillståndet i den dynamiska modellregionen förblir dock det samma efter det att det omgivande berget tagits bort och randvillkoren ändrats. Spänningstillståndet representerar i detta läge av analyserna ”start-tillståndet” före applicering av explosionslasten. Före applicering av den dynamiska lasten har alla deformationer i bergmassan satts till noll i den dynamiska modellregionen. Applicerad explosionslast och dynamiska belastningsfall har tidigare diskuterats i avsnitten 2.7 och 2.8. Den filtrerade tryckpulsen som visas i Figur 2-28 har i analysen applicerats i centrum av pelaren över en cirkulär yta motsvarande 16 m^2 (radie=2,26 m), se Figur 2-29. Det maximala trycket för denna puls är ca 4,3 MPa med en stigtid av ca 1 ms och en total varaktighet av ca 2,5 ms. Den dynamiska analysen har utförts under en total tidsperiod av 52,3 ms. Ingen artificiell dämpning har applicerats i modellen. Detta innebär att den kinetiska energin endast dämpas genom den plasticering som sker i Mohr-Coulomb:s materialmodell och att den kvarvarande kinetiska energin propagerar ut mot modellens ränder där den absorberas av de viskösa dämparna.

Figur 4-7 redovisar en serie ”ögonblicksbilder” av hastighetsvektorer genererade av explosionslasten vid olika tidpunkter mellan 0 och 52,3 ms efter initieringen av explosionen. För att visa rörelsen som sker inuti modellen, speciellt i pelaren, har en del av modellen tagits bort. Notera att den vertikala sektionen tvärs pelaren går igenom centrum av den cirkulära yta på vilken den dynamiska lasten applicerats. Den maximala hastigheten är ca 0,75 m/s. Fast den dynamiska pulsen propagerar genom hela modellen är hastigheterna relativt små i berget utanför pelaren.



Figur 4-7 Hastighetsvektorer [m/s] vid olika tidpunkter under explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

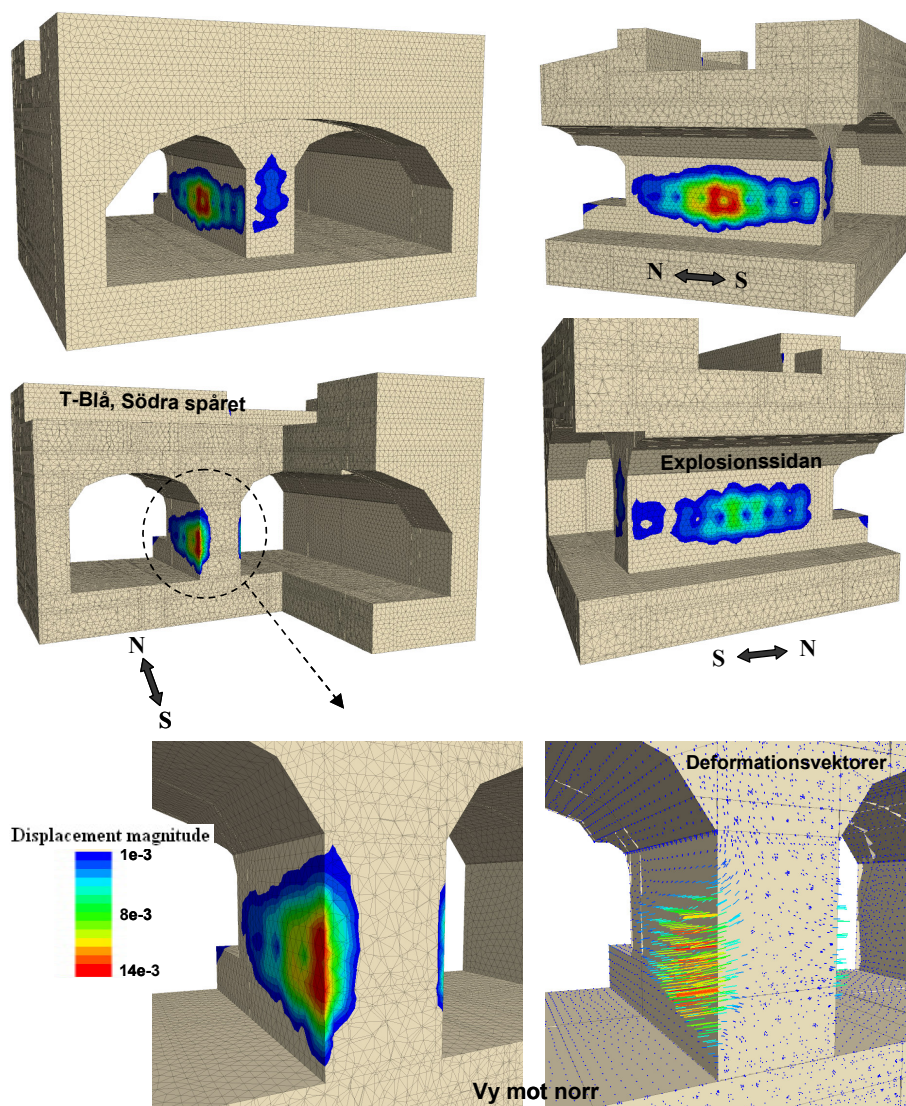
För att beräkna modellen till slutlig jämvikt efter den dynamiska perioden har modellens randvillkor ändrats från viskösa ränder till s.k. rullränder, varefter modellen beräknats till statisk jämvikt (se även avsnitt 2.10). Resultaten som redovisas nedan är från detta slutliga jämviktstillstånd.

Konturer av deformationernas magnitud i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) samt deformationsvektorer som induceras av explosionslasten visas i Figur 4-8. Notera att dessa deformationer endast är ett resultat av explosionslasten eftersom alla deformationer satts till noll innan den dynamiska analysen påbörjades. Notera också att konturerna i Figur 4-8 har valts så att endast deformationer större än 1 mm visas. En maximal deformation av ca 13 mm har beräknats på pelarväggen motsatta sida från där explosionslasten appliceras, och ca hälften så stora deformationer på samma sida som

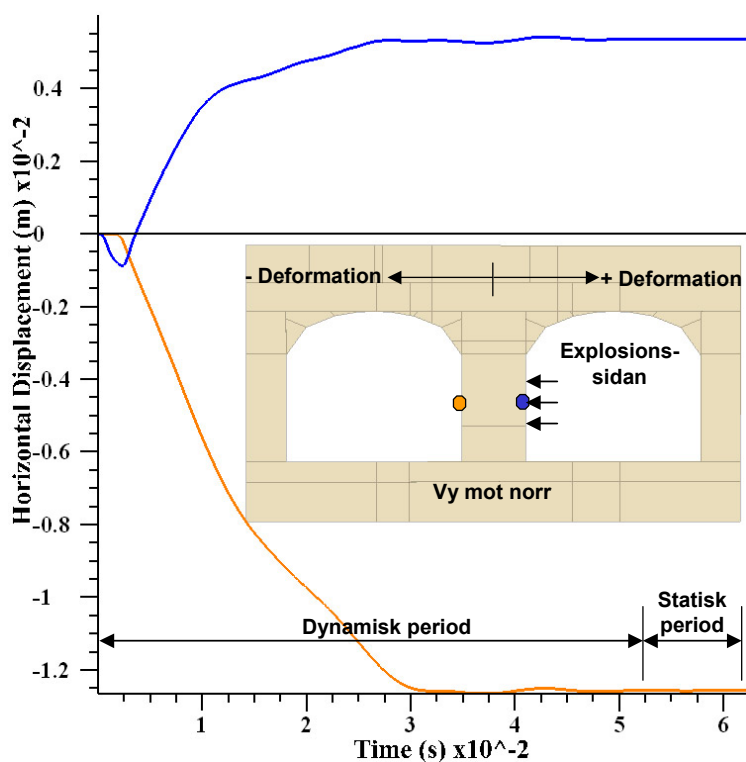
explosionslasten. Som också framgår av figuren uppvisar deformationskonturerna ett ”vågigt” mönster längs pelarens längd och höjd. Detta mönster sammanfaller med bultarnas placering. I närheten av bultarnas placering tenderar deformationerna att vara mindre. Bultarna verkar alltså ge ett effektivt lokalt mothåll till pelaren, vilket också är deras syfte. Vektorplotten som är inkluderad längst ned till höger i Figur 4-8 indikerar deformationernas riktning.

De förstörade bilderna av pelaren (längst ned) i Figur 4-8 visar att betydande horisontella deformationer sker till ett djup av ca 0,5 m i pelarväggen på motstående sida från explosion och endast till ca 0,1 m djup på explosionssidan. Denna respons är konsistent med den dragplasticering som uppstår i pelaren. Då tryckvågen från explosionen transporteras genom pelaren och når den andra sidan reflekteras den i den fria ytan på den motstående sidan och återvänder som en dragvåg. När amplituden på den återvändande dragvågen når bergmassans draghållfasthet uppstår dragbrott i bergmassan, vilket orsakar en gradvis försvagning av vågen. De horisontella deformationerna i pelaren på explosionssidan är också en dragbrottsrespons. Denna orsakas av den våg som induceras under bergets återgång (eng: ”rebound”) p.g.a. det initiala explosionstrycket. Effekten är dock inte lika betydande som reflektionen av tryckvågen när den träffar väggen på motsatta sidan.

Figur 4-9 visar s.k. ”histories” av horisontella deformationer [m] som funktion av tiden [s] i två punkter, en på varje sida av pelaren. Dessa ”history”-punkter ligger i linje med centrum av explosionslasten. Notera att tiden i denna figur omfattar både den dynamiska perioden och den efterkommande statiska perioden i vilken modellen beräknas till slutlig jämvikt. Under den statiska perioden har, som tidigare nämnts, de dynamiska randvillkoren (viskösa dämpare) ändrats till statiska randvillkor. Under denna period dämpas modellen artificiellt. Efter ca 30 ms är deformationerna i allt väsentligt konstanta. Detta konfirmerar att den dynamiska perioden av 52,3 ms är tillräcklig för att fånga effekterna av explosionen.

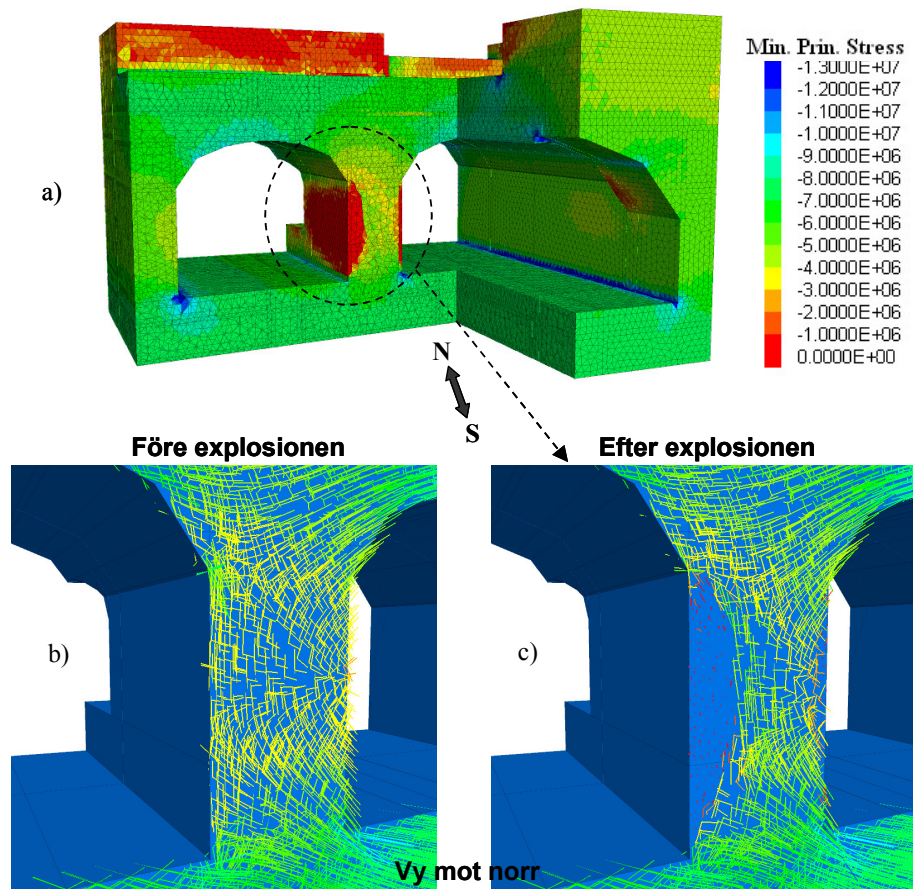


Figur 4-8 Konturer av deformationernas magnitud i bergmassan [m] (totala deformationer, ej komponenter) samt deformationsvektorer som induceras av explosionslasten. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.



Figur 4-9 ”Histories” av horisontella deformationer [m] som funktion av tiden [s] i två punkter, en på varje sida av pelaren. Dynamisk beräkning av kontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

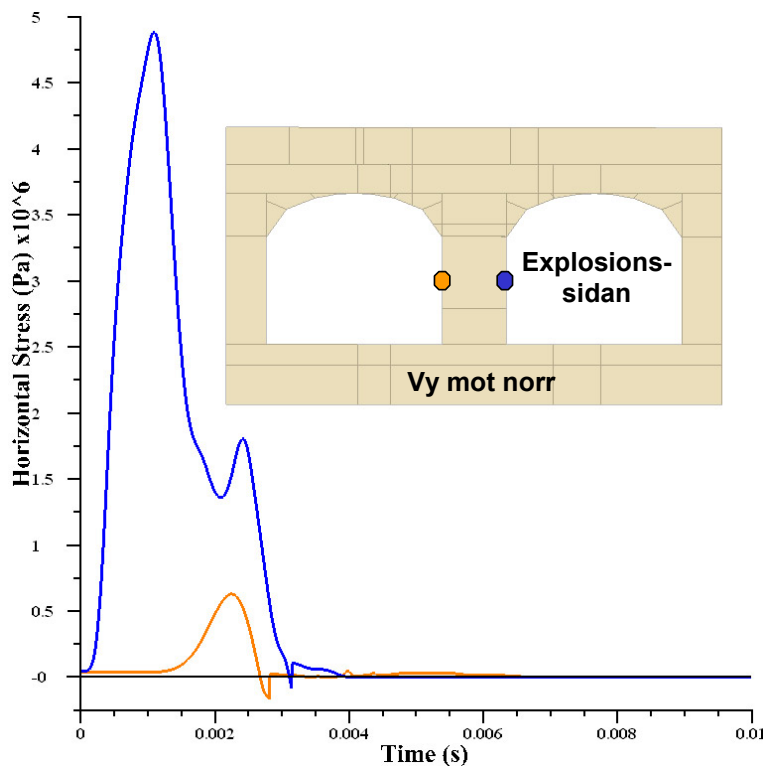
Figur 4-10 visar konturerna för den minsta huvudspänningen (mest tryckta) efter explosionen (a) samt spänningssensorerna före och efter explosionen (b och c). Notera att spänningssensorerna har färgskalats med avseende på den minsta huvudspänningen. Av Figur 4-10 framgår att explosionen orsakar en asymmetrisk förflyttning eller omfördelning av spänningarna mot pelarens mitt. Denna omfördelning av spänningarna är konsistent med en oelastisk respons i pelarens bergmassa. Den oelastiska responsen karaktäriseras i detta fall huvudsakligen av dragbrott i bergmassan.



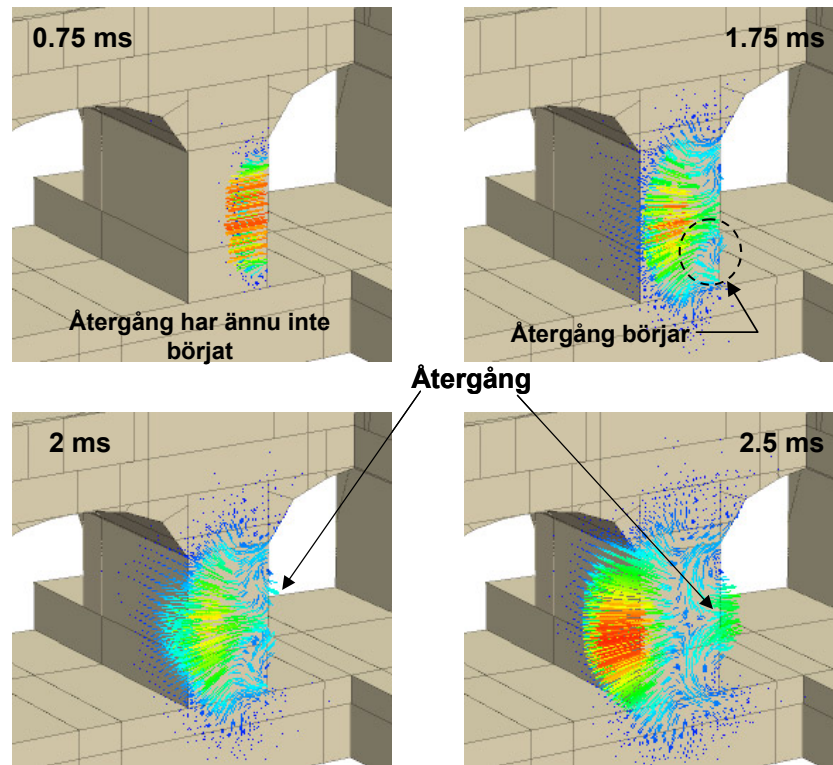
Figur 4-10 (a) Konturer av den minsta huvudspänningen (mest tryckta) [Pa] efter explosionen och detaljer av spänningstensorer i pelaren (b) före explosionen och (c) efter explosionen. Dynamisk (och statisk) beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

"Histories" av de horisontella spänningarna [Pa] i två punkter, en på ömse sidor av pelaren, visas i Figur 4-11. Spänningarna är registrerade i finita differenszoner som gränsar till pelarväggarnas bergytter och ligger i linje med explosionslastens centrum. Spänningen på explosionssidan representeras av den blåa grafen. Notera att tryckspänningar är positiva i Figur 4-11. En maximal tryckspänning på ca 4,8 MPa uppstår efter ca 1 ms, vilket är konsistent med den applicerade pulsen som visas i Figur 2-28. Den maximala spänningen är dock något större än den maximala spänningen i den applicerade pulsen. Detta beror på att den applicerade pulsen integreras över de finita differenszonernas fria yta och appliceras i modellen som koncentrerade krafter i zonernas nodpunkter. En liten variation i zonstorlek resulterar därför i en liten variation i det applicerade trycket i lokal skala. Över den 4 m² stora yta över vilken pulsen applicerats är dock medeltrycket 4,3 MPa. Efter ca 2,4 ms inträffar en andra distinkt spänningstopp. Denna är relaterad till elastisk återgång (eng: "rebound") av deformationer i tunnelväggen i närheten av explosionen och startar efter ca 1,75 ms (d.v.s. före det att den applicerade pulsen avslutats). Utvecklingen av denna återgång illustreras i Figur 4-12 med hjälp av en tidssekvens av hastighetsvektorer.

Den horisontella spänningen på motstående sida från explosionen representeras av den orangefärgade grafen i Figur 4-11. Denna spänning skulle vara noll om den verkligen hade registrerats på en fri bergyta utan bergförstärkning. Registreringen sker dock inne i en tredimensionell finita differenszon på ett litet avstånd från bergväggen. På pelarens bergvägg finns också bergförstärkning applicerad, vilken genom sin styvhet ger ett litet mothållande tryck. Av dessa orsaker registreras därför en maximal spänning på ca 0,6 MPa i denna punkt istället för noll.

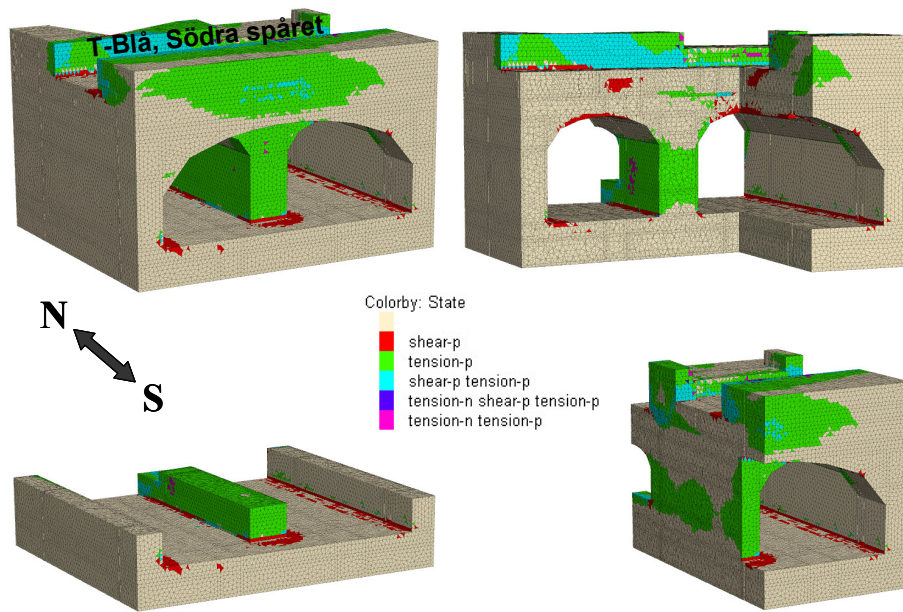


Figur 4-11 "Histories" av horisontell spänning [Pa] som funktion av tiden [s] i två punkter, en på varje sida av pelaren. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.



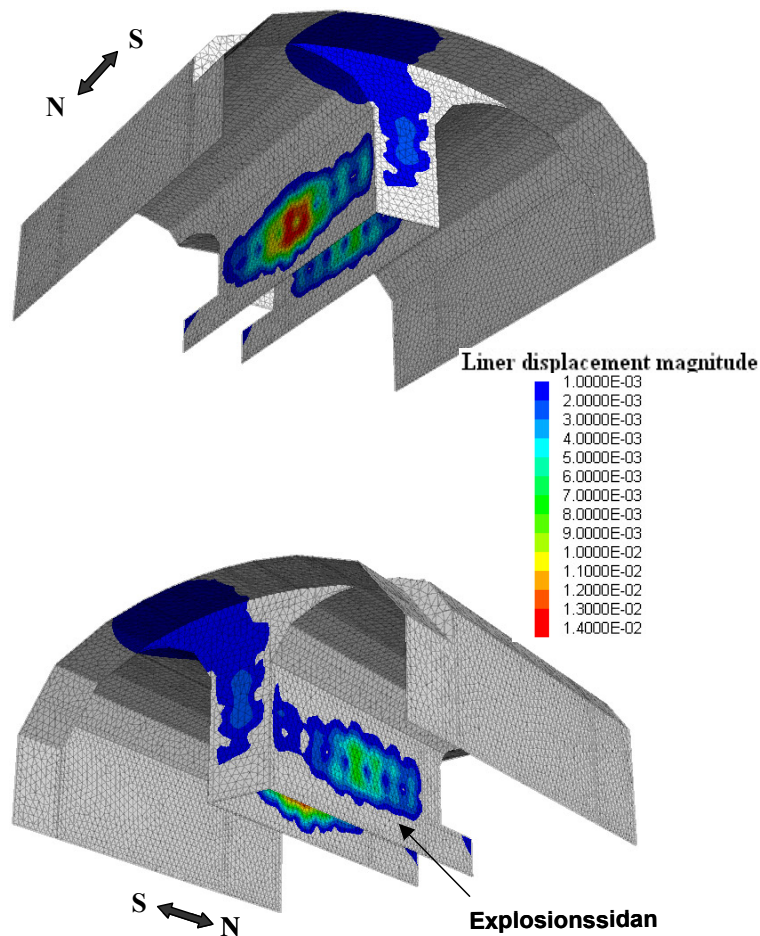
Figur 4-12 Tidssekvens av hastighetsvektorer som illustrerar återgång av rörelser i väggen vilka orsakar den andra spänningstoppen för "history"-punkten på explosionssidan av pelaren i Figur 4-11. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Figur 4-13 visar områden med plasticerad bergmassa. Denna plasticering är ett resultat både från utbrytningen av tunnlar, som visats tidigare i Figur 4-3, och från explosionen. Vid jämförelse med Figur 4-3 framgår att explosionen orsakar signifikant tillkommande plasticering i pelaren. Det plastiska tillståndet är huvudsakligen indikerat som dragbrott. Övriga delar av bergmassan runt tunnlar påverkas från plasticeringssynpunkt i mycket liten omfattning av explosionen.



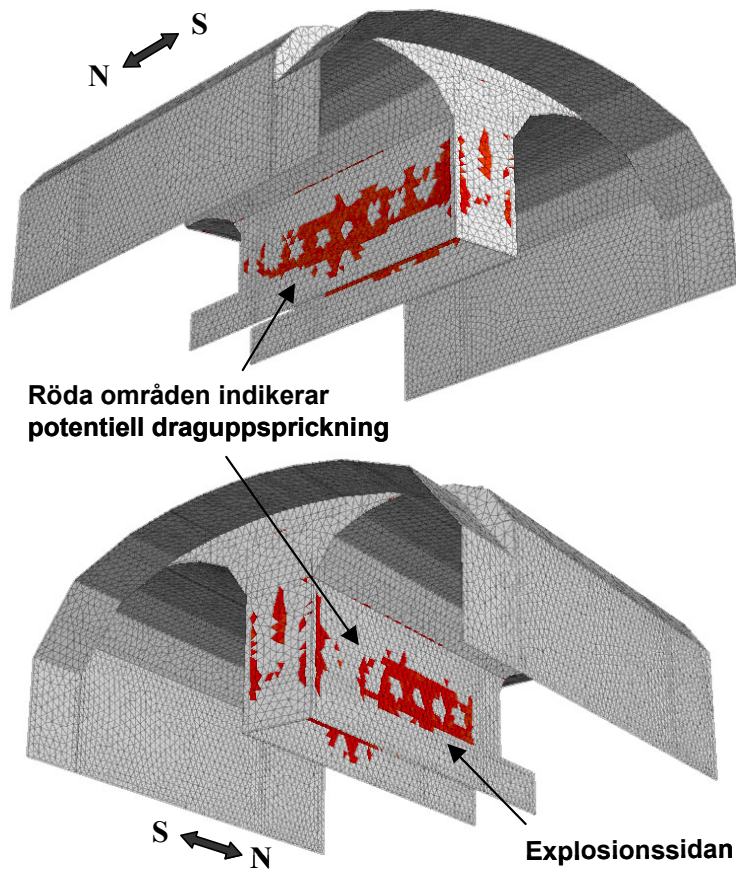
Figur 4-13 Plasticeringstillstånd efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Explosionslasten påverkar även bergförstärkningen. Figur 4-14 redovisar konturer av deformationernas magnituder i sprutbetongen efter explosionen. Endast deformationer större än 1 mm visas. Notera att de deformationer som visas inkluderar effekten både från de oelastiska deformationerna i bergmassan p.g.a. utbrytningen av tunnlarna och från explosionen. Eftersom de oelastiska deformationerna i bergmassan från utbrytningen av tunnlarna genererar små deformationer i sprutbetongen (mindre än 1 mm, se Figur 4-4) är konturens magnitud och placering för sprutbetongen i Figur 4-14 nästan identiska med dem som redovisas för bergmassan i Figur 4-8, med ett maximalt värde på ca 13 mm på pelarväggen på motsatt sida från explosionen. Detta indikerar att den 100 mm tjocka sprutbetongen följer bergmassans deformationer.



Figur 4-14 Konturer av deformationernas magnitud i sprutbetongen [m] (totala deformationer, ej komponenter) efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

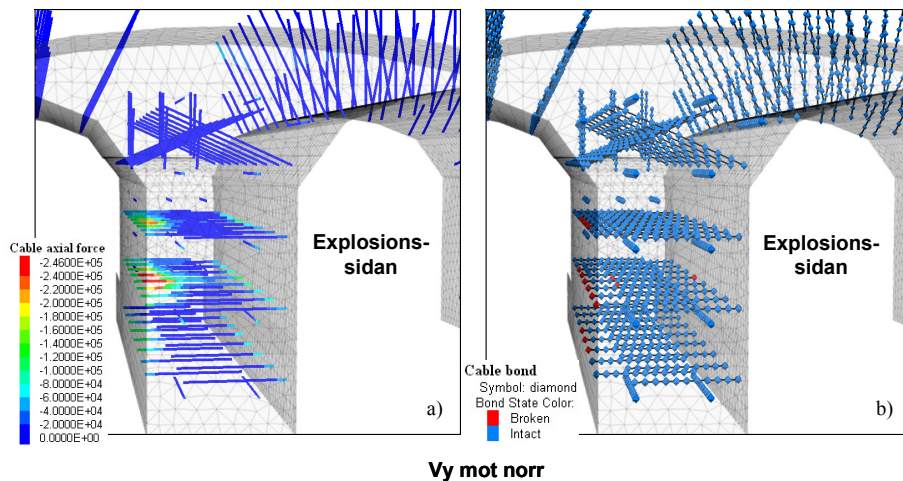
Eftersom sprutbetongen följer en elastisk materialmodell kan den i modellerna motstå vilka belastningsnivåer som helst. Om sprutbetongens dragkantspänningar utvärderas och jämförs med dess karakteristiska böjdraghållfasthet på 4 MPa kan dock potentiell uppsprickning i sprutbetongen uppskattas. Notera att denna procedur endast utgör en jämförelse mellan de elastiskt beräknade spänningarna i sprutbetongen och sprutbetongens karakteristiska böjdraghållfasthet. I Figur 4-15 indikeras, med rött, de områden i sprutbetongen där sådan potentiell draguppsprickning uppskattats. Lägg märke till att sprutbetongens draghållfasthet innan applicering av explosionslasten inte överskreds i någon del (se Figur 4-5). Detta innebär att den potentiella uppsprickningen helt och hållet är ett resultat som orsakats av explosionen. Som tidigare diskuterats påverkar bultarna deformationerna i pelaren och därmed även mönstret av den potentiella uppsprickningen, vilket framgår av Figur 4-15.



Figur 4-15 Områden med potentiell uppsprickning i sprutbetongen efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

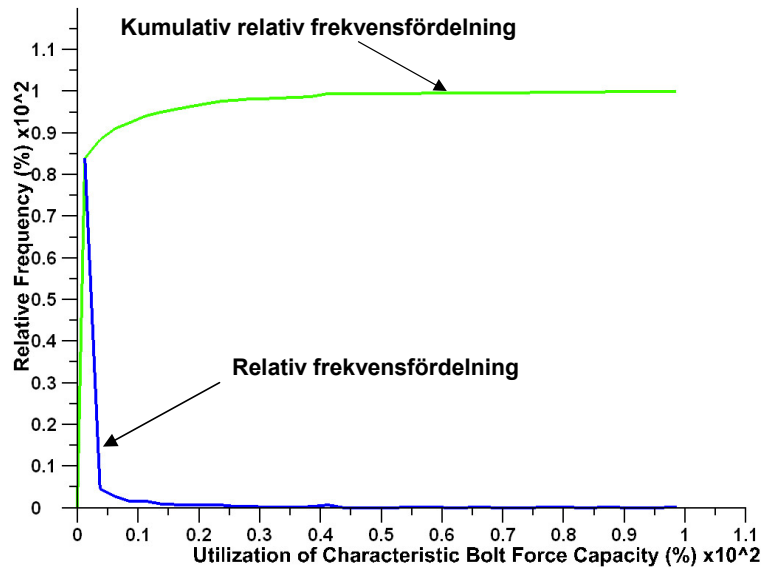
Effekten på bergbultarna p.g.a. explosionen är begränsad till de bultar som är installerade i pelaren. Figur 4-16a redovisar en "närbild" på inducerade axiella krafter [N] i bultarna. Figuren visar tydligt att bultkrafternas fördelning är konsistent med explosionslastens placering. Efter explosionen är de axiella krafterna i två av bultarna i pelarens mitt, på motstående sida från explosionen, 246 kN, d.v.s. lika med den karakteristiska flytkraften (dragbärförmågan). Under explosionen uppnås flytkraften i 5 bultsegment. Töjningen vid vilken bultarna börjar flyta är 0,25 %. Maximal axiell töjning i bultarna är 0,48%. Detta är långt under den karakteristiska dragbrottöjningen för bultarna på 5 %.

Figur 4-16b redovisas indikatorer (med rött), vilka symboliserar glidning (brott) mellan bultar och ingjutning. Under explosionen uppstår brott i ingjutningen på 15 ställen längs bultarna. Bultarna i pelaren är 3 m långa och diskretiserade (indelade) i 10 stycken segment, varför varje brott representerar en bultlängd på 0,3 m. Lokaliseringen av brotten i ingjutningen sammanfaller med uppkomna bultkrafter och explosionslastens placering. Det bör påpekas att responsen i ingjutningen följer en elastisk-perfekt plastisk materialmodell varför bultarnas förmåga att bära last utmed de bultavsnitt där glidning uppstår inte försvinner.



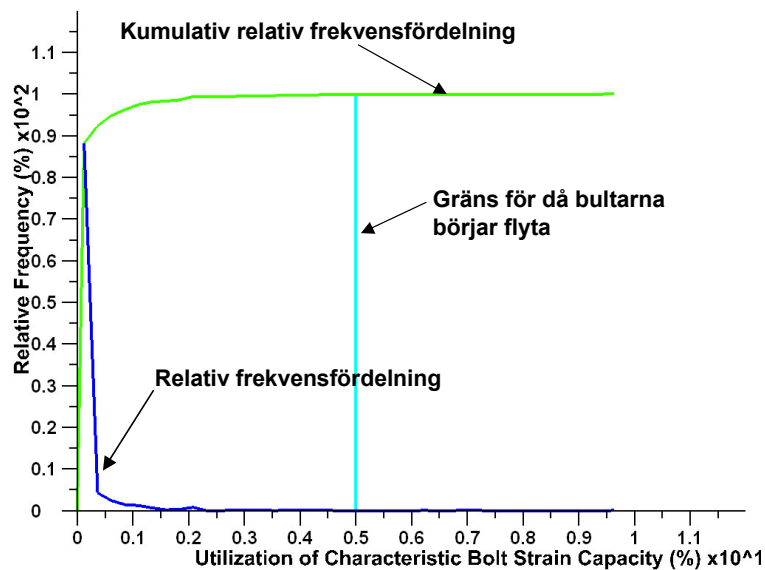
Figur 4-16 (a) Axiella krafter i bultar [N] efter explosionen (dragkrafter är negativa); (b) Indikatorer för glidning (brott) mellan bultar och ingjutning efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

Figur 4-17 och 4-18 har inkluderats för att ge en annan och kanske bättre uppfattning om bultarnas utnyttjande. Dessa figurer ger en integrerad bild av utnyttjandegraden av bultarnas strukturella kapacitet. För att framställa Figur 4-17 har den axiella bultkraften utvärderats i varje bultsegment och sedan dividerats med sin karakteristiska dragbärförmåga (246 kN). Denna kvot representerar bultsegmentens aktuella utnyttjandegrad efter explosionen, uttryckt i procent. Notera att varje bult har delats in i tio segment (strukturella element). Om kraften i ett bultsegment är lika med dragbärförmågan är bulten 100% utnyttjad med avseende på bultkraften. Genom att utvärdera utnyttjandegraden i varje bultsegment på ovan beskrivna sätt och sedan sortera dem efter storleksordning i ”lådor” från 0 till 100%, och dividera antalet i varje låda med det totala antalet bultsegment, erhålls den relativa frekvensfördelningen för utnyttjandegraden (den blå kurvan i Figur 4-17). Notera att även den relativa frekvensen är uttryckt i procent. Genom att integrera värdena för ordinatan (y-axeln) i den blå kurvan i Figur 4-17 erhålls den kumulativa (ackumulerade) frekvensfördelningen (den gröna kurvan). Dessa båda kurvor ger en uppfattning om den totala utnyttjandegraden i alla bultsegment som är inkluderade i modellen (d.v.s. belastningsnivån i bultsystemet som helhet). Figur 4-17 visar att ca 95% av bultsegmenten har en utnyttjandegrad som är mindre än 15% av bultarnas dragbärförmåga och att 99% av segmenten är utnyttjade till mindre än 50% av dragbärförmågan.



Figur 4-17 Relativ och kumulativ frekvensfördelning av utnyttjandegrad av karakteristisk dragbärförmåga i bultar (246 kN) efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

I Figur 4-18 visas samma sak som i Figur 4-17 men med avseende på de axiella töjningarna i bultsegmenten. Med en karakteristisk dragbrottöjning på 5% framgår det tydligt av Figur 4-18 att bultarna är mer underutnyttjade med avseende på töjningar än med avseende på axiella bultkrafter. I 95% av bultsegmenten är den töjningen mindre än 0,7% av den karakteristiska töjningskapaciteten och 99,8% mindre än 5% av töjningskapaciteten. Eftersom bultarna börjar flyta (plasticera) vid en töjning av 0,25% (d.v.s. vid $f_{yk}/E_{sk} \times 100\%$) är den utnyttjandegrad med avseende på töjning vid vilken bultarna börja flyta lika med 5% ($0,25/5 \times 100\%$). Denna relativa töjningsgräns har markerats som en vertikal linje i Figur 4-18. Vid eller ovanför (till höger om) denna gräns flyter bultarna, medan de förblir i ett elastiskt tillstånd under denna gräns (till vänster). Av Figur 4-18 framgår också att det bultsegment som har den största töjningen har en utnyttjandegrad av ca 9,6% av den karakteristiska töjningskapaciteten (d.v.s. 0,48% töjning).



Figur 4-18 Relativ och kumulativ frekvensfördelning av utnyttjandegrad av karakteristisk dragbrottöjning i bultar (5%) efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

För den dynamiska beräkningen av pelar-modellen med kontinuummetod och min-egenskaper kan följande observationer göras. Explosionslasten genererar maximalt ca 13 mm deformation i bergmassan och i sprutbetongen i pelarväggen på motsatt sida från explosionen. Spänningarna i pelaren omfördelas asymmetriskt in mot mitten av pelaren som ett resultat av den signifikanta dragplasticering (med stora associerade dragtöjningar) som uppstår i pelarväggarna, företrädesvis i den från explosionslasten motsatta sidan. Sprutbetongens böjdraghållfasthet överskrids på ca 1/3 av pelarens höjd och utmed hela sin längd, vilket indikerar potential för draguppsprickning på dessa sprutbetongytter. Bultarnas dragbärförmåga på 246 kN överskrids i 5 bultsegment under explosionen, medan inducerad maximal töjning i bultarna (0.48%) ligger långt under bultstålets brottöjning (5%). Glidning (brott) mellan bultar och ingjutning uppstår på 15 ställen längs bultarna p.g.a. explosionen. Tunnlarna förblir stabila efter explosionen.

Det är intressant att notera att, trots vissa olikheter avseende bl.a. geometrier och bergets egenskaper, liknar responsen i bergförstärkningen efter explosionen den som rapporterades från tvådimensionella kontinuumanalyser utförda av Rosengren och Brandshaug (2001) och (2002).

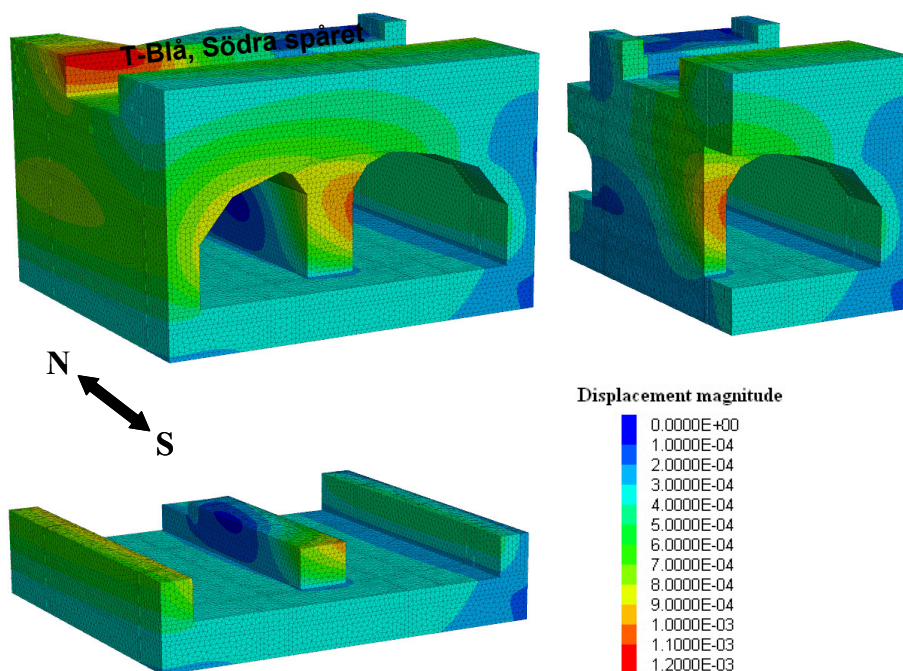
4.2.2 Kontinuummodell med max-egenskaper

Statisk beräkning (resultat efter utbrytning och innan explosionen)

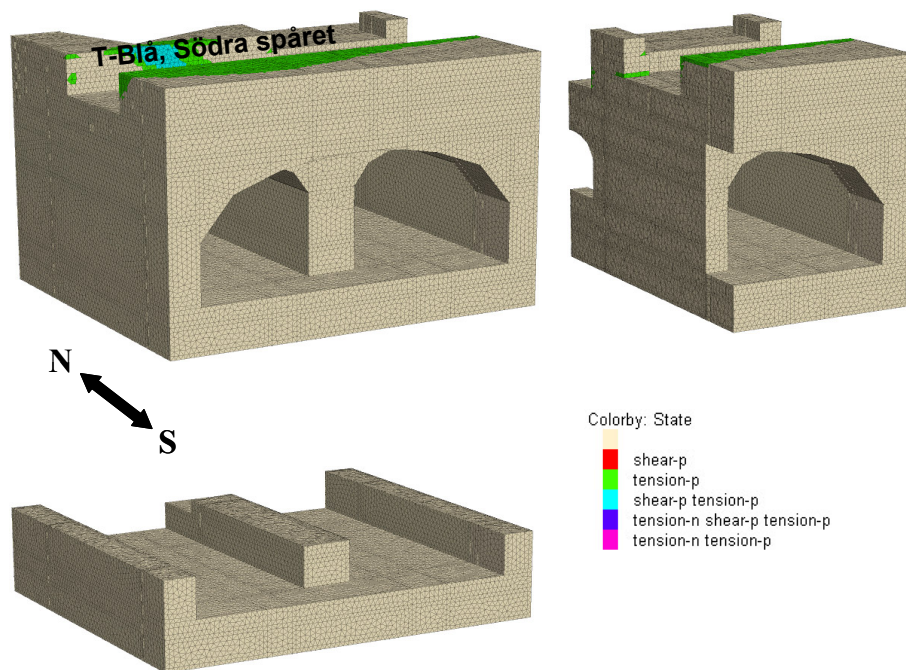
Max-egenskaperna representerar en mycket kompetent högkvalitativ bergmassa. Medan spänningssituationen för detta beräkningsfall skiljer sig väldigt lite jämfört med fallet med min-egenskaperna, är de beräknade deformationerna och områdena med plasticerat berg signifikant mindre, både före och efter explosionen. Detta illustreras tydligt i Figur 4-19 som visar konturerna för deformationernas magnitud i bergmassan efter utbrytning av tunnelarna. Som framgår av figuren är konturmönstret liknande det som beräknades för min-egenskaperna i Figur 4-2, men storleken på deformationerna är endast ca en femtedel (ca 20%) jämfört med fallet med min-egenskaperna. Maximal deformation i Figur 4-19 är endast ca 1 mm.

Figur 4-20 visar att det inte sker någon plasticering av bergmassan på Citybanans nivå p.g.a. utbrytning av tunnelarna. Endast mindre områden med plasticerat berg kan observeras på nivån för T-blå.

Eftersom responsen i berget karakteriseras av mycket små deformationer, och i stort sett opåverkad bergmassa med avseende på plasticering, är även inducerade laster i bergförstärkningen mycket små, d.v.s. långt under bergförstärkningens karakteristiska hållfasthetsvärden. Inga brott induceras mellan bultar och ingjutning p.g.a. utbrytningen av tunnelarna.



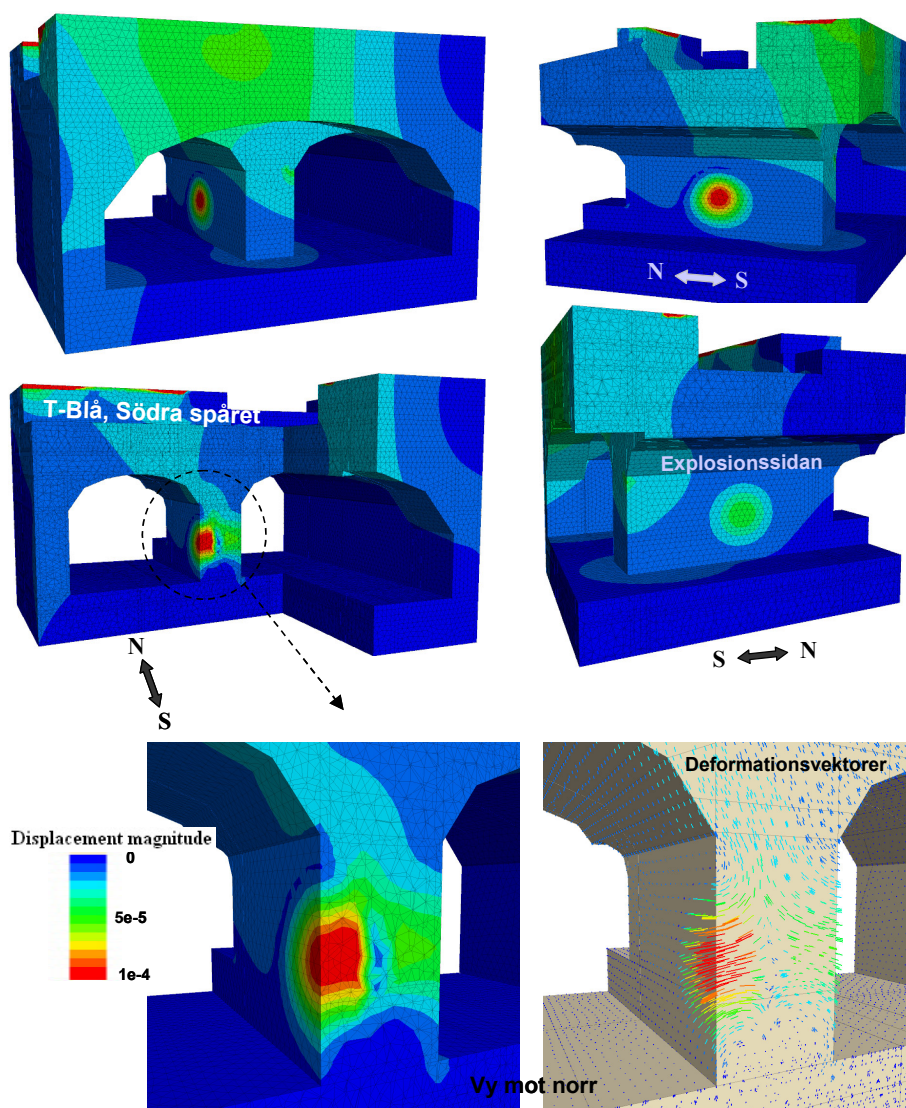
Figur 4-19 Konturer för deformationernas magnitud [m] i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med max-egenskaper.



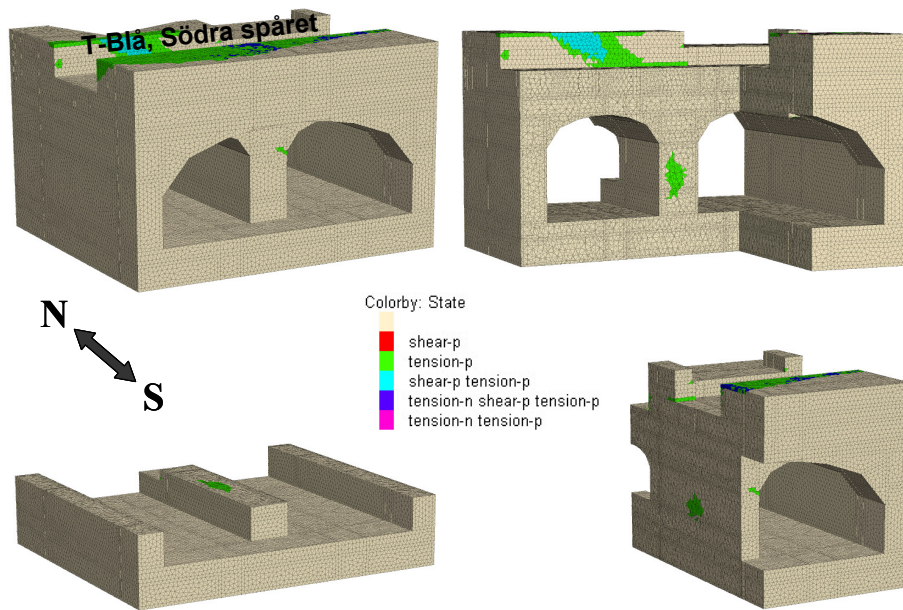
Figur 4-20 Plasticeringstillstånd efter utbrytning av tunnarna. Statisk beräkning av kontinuum ”pelar-modell” med max-egenskaper.

Dynamisk beräkning (resultat under och efter explosionen)

Figur 4-21 och 4-22 visar konturerna för deformationernas magnitud respektive det plastiska tillståndet i bergmassan efter explosionen. Kom ihåg att de deformationer som redovisas i Figur 4-21 endast är orsakade av explosionen eftersom deformationerna har satts till noll mellan den statiska och dynamiska beräkningen. Deformationerna p.g.a. explosionen är mycket små (maximalt ca 0,1 mm) och sammanfaller med explosionslastens cirkulära form och placering. Responsen i modellen är huvudsakligen elastisk vilket är tydligt i Figur 4-22 där endast ett litet område i pelarens mitt är plasticerad. Den inducerade responsen i bergförstärkningen är obetydlig, d.v.s. lasterna i förstärkningen är inte i närheten av sina hållfasthetsvärden. Explosionen inducerar inte heller några brott i bultingjutningen. Tunnarna förblir stabila.



Figur 4-21 Konturer för deformationernas magnitud (totala deformationer, ej komponenter) inducerade av explosionslasten. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med max-egenskaper.



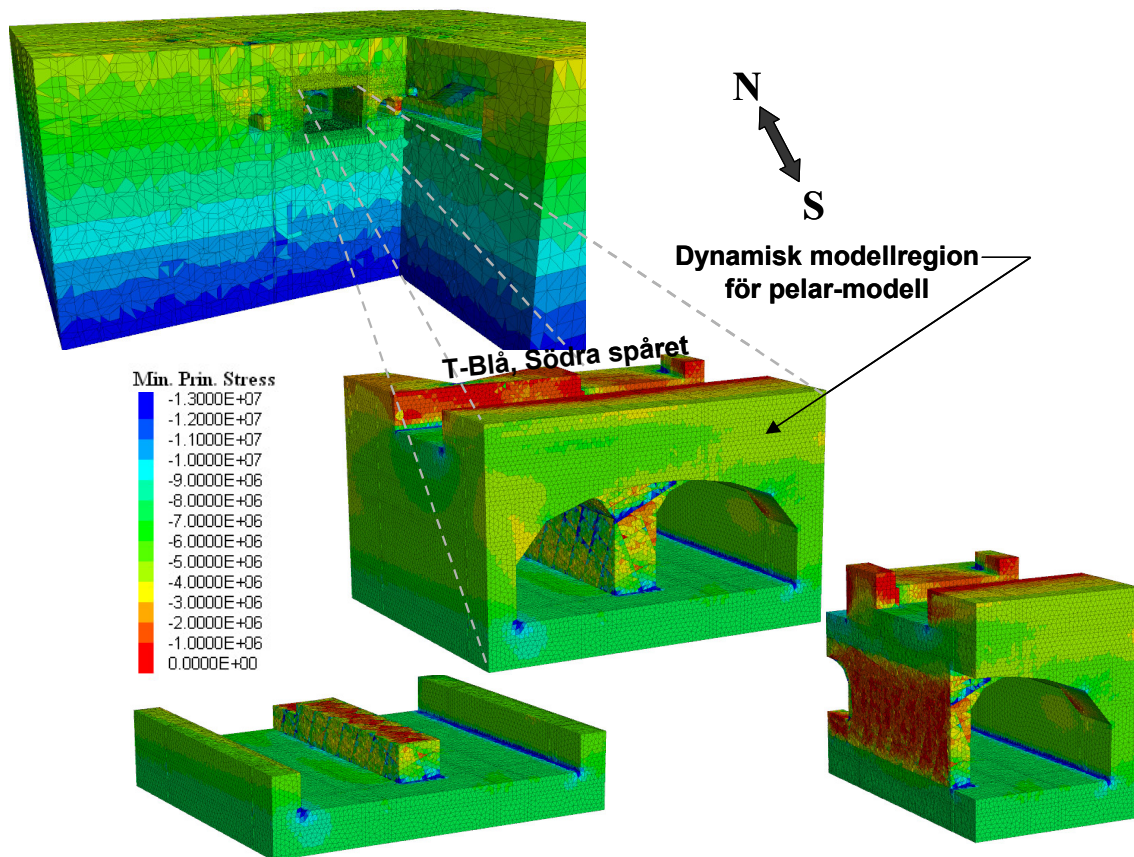
Figur 4-22 Plasticeringstillstånd efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med max-egenskaper.

4.2.3 Diskontinuummodell med min-egenskaper

Statisk beräkning (resultat efter utbrytning och innan explosionen)

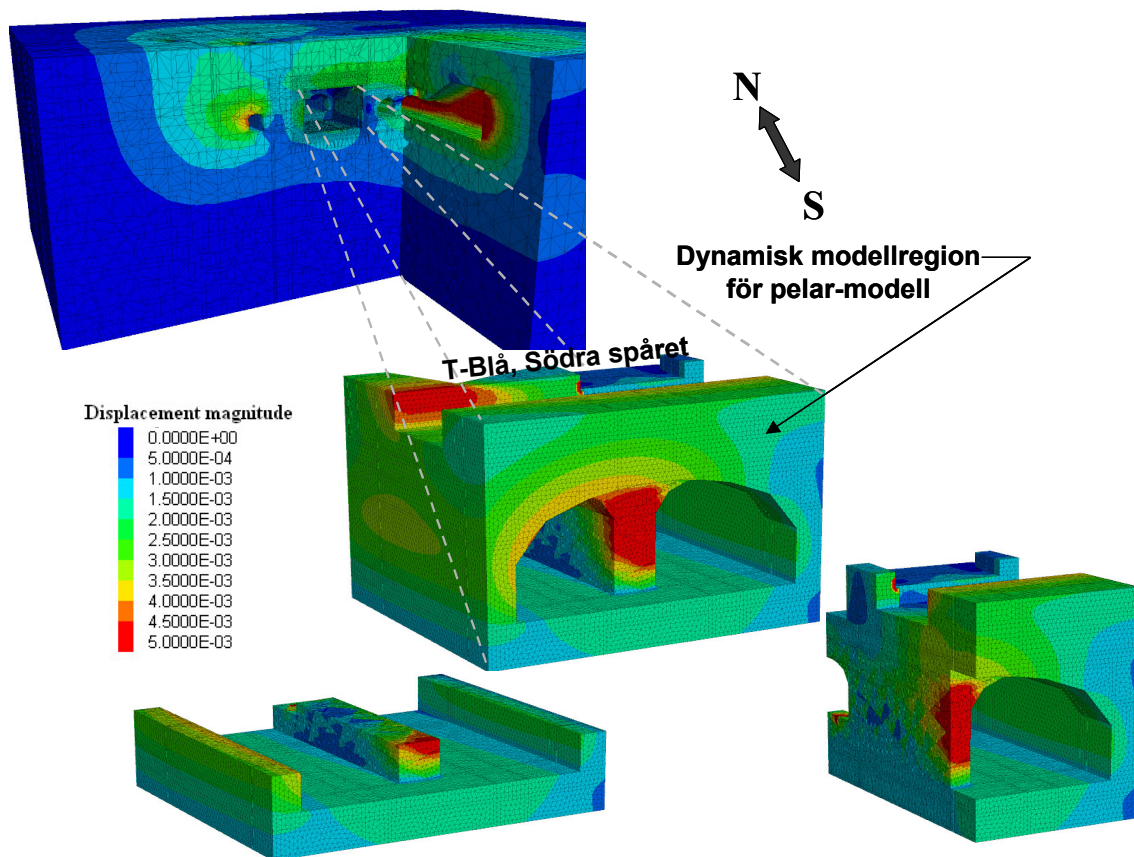
I diskontinuummodellen där explosionslasten appliceras mot pelaren är sprickor explicit representerade endast i pelaren (se avsnitten 2.2). Berget mellan sprickorna (d.v.s. blocken) representerar intakt berg. I diskontinuummodellen kan blocken rotera, glida och separera relativt varandra om förhållandena tillåter. Sprickorna följer en elastisk-perfekt plastisk materialmodell (s.k. "Coulomb slip model") där friktionsvinkeln är representerad av "peak"-friktionsvinkeln (ϕ_p). Fem sprickgrupper är representerade i respektive geologisk domän (A och B). Sprickgruppernas orientering och sprickavstånd har i modellerna representerats av sina "typ-värden" enligt Tabell 2-2. Berget som omger pelaren inom den dynamiska modellregionen har representerats av ett "ekvivalent" elastiskt-perfekt plastiskt kontinuum, medan berget utanför den dynamiska modellregionen har representerats av ett elastiskt kontinuum.

I Figur 4-23 redovisas konturer för den beräknade minsta huvudspänningen (mest tryckta) i pelar-modellen med sprickor, efter det att alla tunnlar brutits ut. Som framgår av figuren är tryckspänningarna oregelbundet fördelade mellan ca 0 och 13 MPa. De största tryckspänningarna är lokaliserade till pelarens utsida och sammanfaller med sprickmönstret. I den största delen av pelaren ligger dock tryckspänningarna i intervallet mellan 1 och 4 MPa med de lägre spänningarna lokaliserade i pelarens mitt och de högre närmare pelarens väggytor. De oregelbundet fördelade spänningarna är ett resultat blockens oregelbundna deformationer inducerade av utbrytningen av tunnlar.



Figur 4-23 Konturer för den minsta huvudspänningen [Pa] (mest tryckta) efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

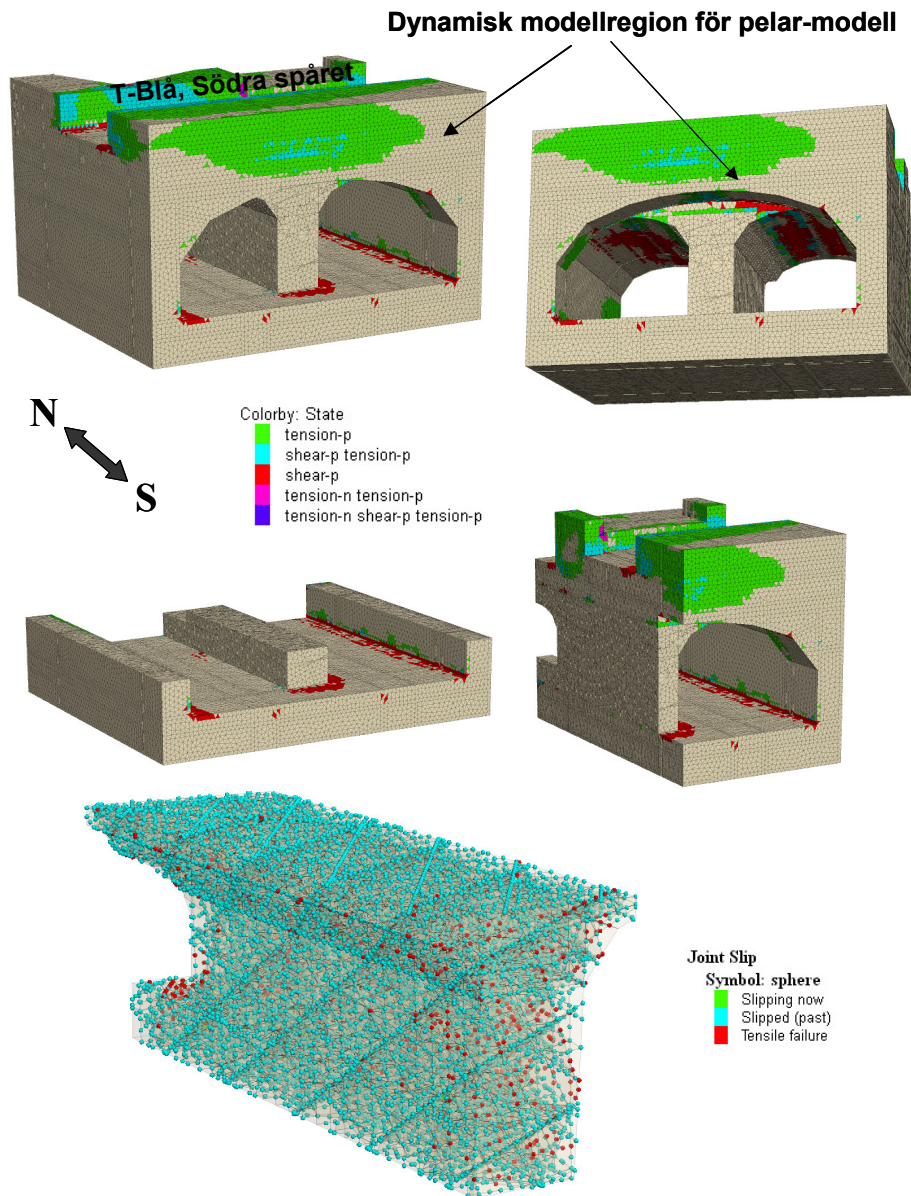
Konturer för deformationernas magnitud visas i Figur 4-24. Deformationerna är i stora drag liknande dem som beräknades med motsvarande kontinuummodell med min-egenskaper (se Figur 4-2). Diskontinuummodellen uppvisar dock diskontinuerliga deformationer i pelaren, vilket är ett resultat av relativa blockrörelser. Maximal deformation är, liksom för kontinuummodellen, ca 5 mm. Den största deformationen uppstår i pelarens södra ände.



Figur 4-24 Konturer för deformationernas magnitud [m] i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Som nämnts ovan kan blocken rotera, glida och separera i förhållande till varandra. Blocken själva är däremot modellerade som elastiskt intakt berg. Detta innebär att det inte är möjligt att uppskatta det plastiska tillståndet i finita differenszoner i pelaren i detta fall. Det är dock möjligt att identifiera glidning (skjuvbrott) och separation (dragbrott) längs sprickplanen i pelaren. Vidare är, som tidigare nämnts, berget vilket omger pelaren representerat av ett "ekvivalent" elasto-plastiskt kontinuum (Mohr-Coulomb material).

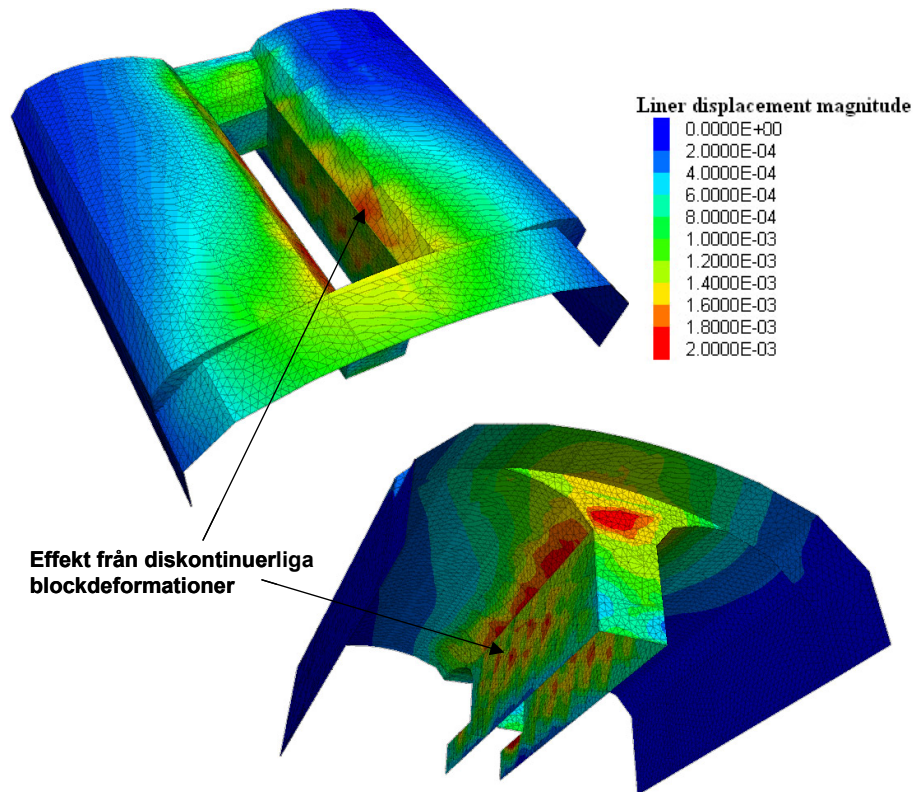
Figur 4-25 redovisar det plastiska tillståndet i det omgivande berget samt var glidning (skjuvbrott) och separation (dragbrott) sker längs sprickplanen i pelaren efter utbrytning av tunnlarna. Det plastiska tillståndet i det omgivande berget är mycket lika det som beräknades för kontinuummodellen med min-egenskaper. Brott i sprickorna sker relativt likformigt i hela pelaren. Detta är inte helt konsistent med det plastiska tillstånd som beräknades för kontinuummodellen med min-egenskaper (se Figur 4-3), där pelaren till största delen är intakt efter utbrytningen av tunnlarna.



Figur 4-25 Plasticeringstillstånd samt skjuv- och dragbrott (glidning och separation) av sprickor efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Bultar och sprutbetong har använts för att förstärka berget i modellen. Tidpunkten för installation av bergförstärkningen är densamma som för kontinuummodellen (d.v.s. efter elastisk jämviktsberäkning efter utbrytning av tunnlarna). Detta innebär att all belastning som berget utövar på förstärkningen endast är ett resultat från oelastiska deformationer. För pelaren utgörs denna oelastiska respons av permanent glidning och separation av block längs sprickplan. Denna distinkta blockrörelse har fångats i Figur 4-26 i form av konturer av deformationernas magnitud i sprutbetongen. Distinkta "avtryck"

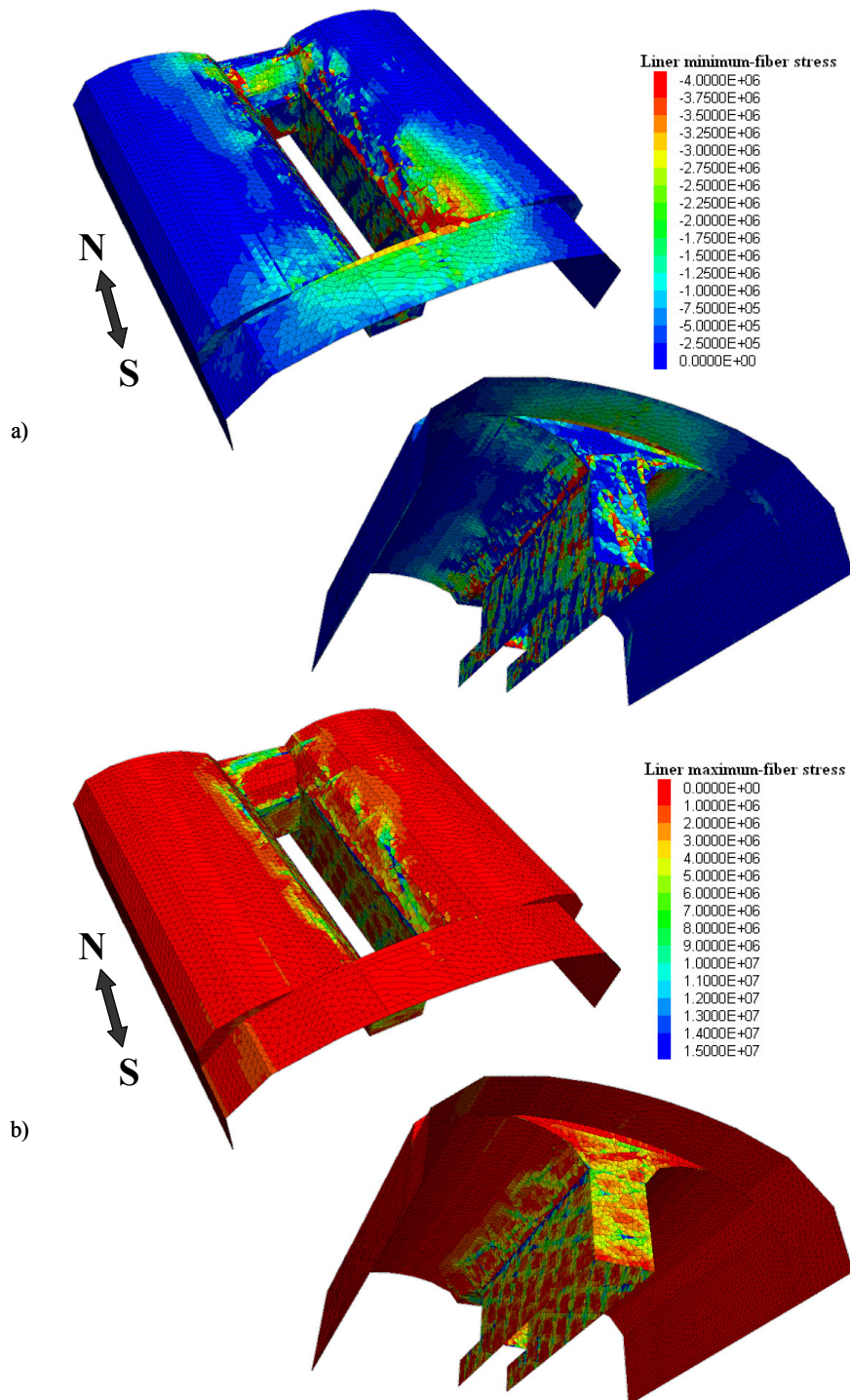
från individuella blocks rörelser syns tydligt. Maximal deformation i sprutbetongen är ca 2 mm.



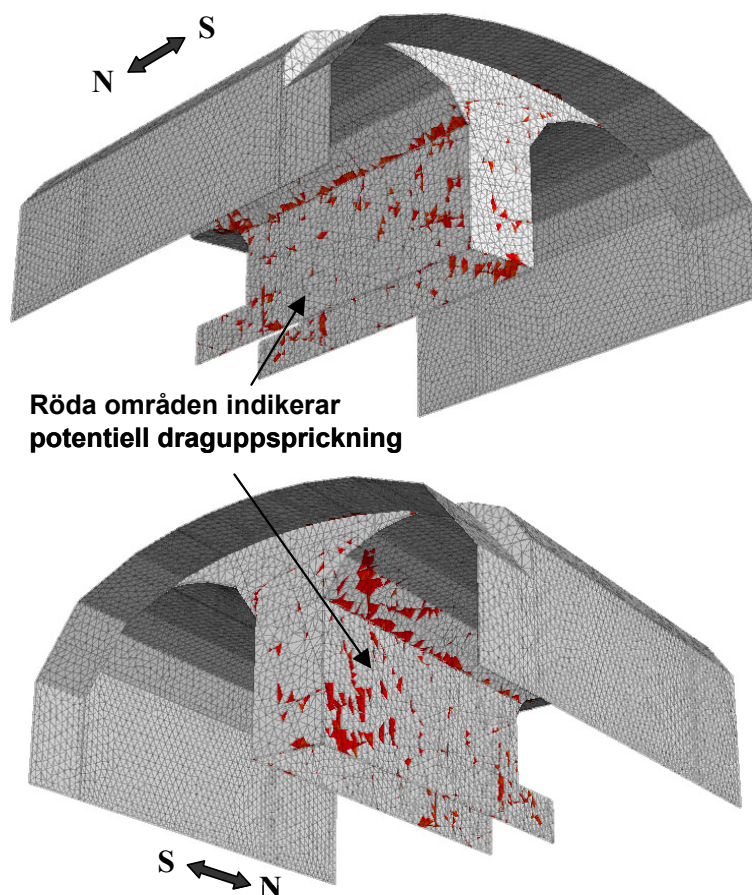
Figur 4-26 Konturer för deformationernas magnitud [m] i sprutbetongen (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Den diskontinuerliga responsen från sprickorna i pelaren syns också tydligt i Figur 4-27 där konturer för minsta (mest dragna) respektive största (mest tryckta) kantspänningarna redovisas. P.g.a. den relativa rörelsen mellan blocken uppstår spänningskoncentrationer i sprutbetongen längs sprickorna. Dragspänningsnivåerna i Figur 4-27a indikerar att dragsprickor kan uppstå i sprutbetongen som resultat av de oelastiska deformationerna p.g.a. utbrytningen av tunnelarna (d.v.s. på grund av blockrörelser i detta fall). Detta är inte fallet för motsvarande kontinuummodell där maximal dragspänning var endast ca 1,5 MPa efter utbrytning av tunnelarna (se Figur 4-5a). Maximal tryckkantspänning i sprutbetongen är ca 15 MPa (se Figur 4-27b), medan den största tryckkantspänningen i kontinuummodellen är endast ca 1,5 MPa.

Den röda färgen i Figur 4-28 indikerar områden i sprutbetongen där beräknade dragkantspänningar överskrider sprutbetongens böjdraghållfasthet på 4 MPa och representerar därför områden där potentiell uppsprickning kan uppstå. Ingen potentiell uppsprickning beräknades för kontinuummodellen med min-egenskaper för berget.

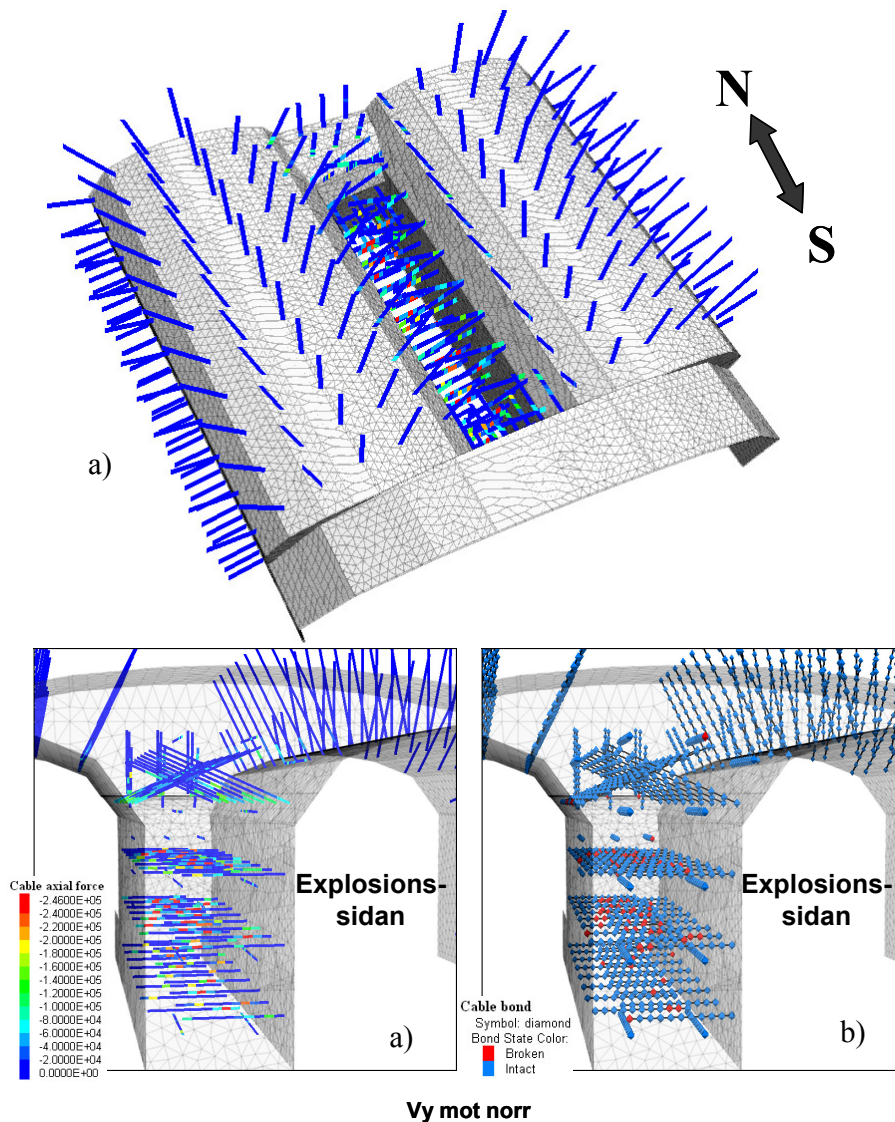


Figur 4-27 Konturer för (a) minsta kantspänning [Pa] och (b) största kantspänning [Pa] i sprutbetongen efter utbrytning av tunnlarna. (Dragspänningar är negativa.) Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.



Figur 4-28 Områden med uppskattad potentiell uppsprickning i sprutbetongen efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

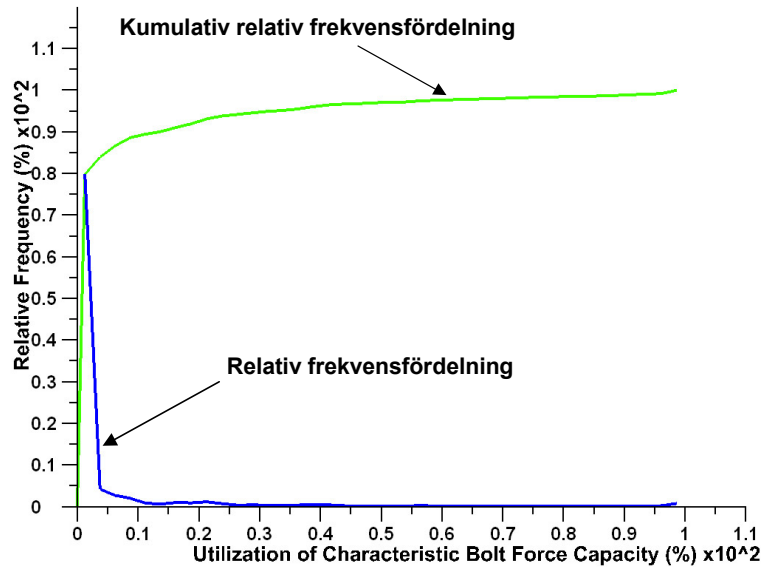
Beräknade axiella krafter i bultarna redovisas i Figur 4-29 tillsammans med indikatorer för glidning (brott) mellan bultar och ingjutningsmaterialet. Utbrytningen av tunnlarna inducerar brott i bultingjutningen på 79 ställen längs bultarna. Liksom för sprutbetongen är responsen i bultarna orsakade av de oelastiska deformationerna i berget p.g.a. utbrytningen av tunnlarna. Relativt höga bultkrafter uppstår i de bultar som är placerade i pelaren som ett resultat av att bergets blocksystem anpassar sig till spänningsförändringarna p.g.a. utbrytningen av tunnlarna. Efter utbrytningen av tunnlarna har bultsegment längs två horisontellt installerade bultar en axiell kraft motsvarande bultstålets karakteristiska flytkraft (dragbärförmåga) på 246 kN. I flera bultsegment är den axiella kraften i storleksordningen 100 kN. Under utbrytningen när omfördelning av spänningarna sker plasticeras bultarna i 27 stycken bultsegment. Den maximala töjningen i bultarna är 0,56%. Eftersom brotttöjningen är 5% återstår mycket av bultarnas töjningskapacitet och bultarna kan därför anses förbli funktionsdugliga. I kontinuummodellen med min-egenskaper är belastningarna i bultarna efter utbrytningen av tunnlarna betydligt lägre, maximalt endast ca 27 kN (se Figur 4-6).



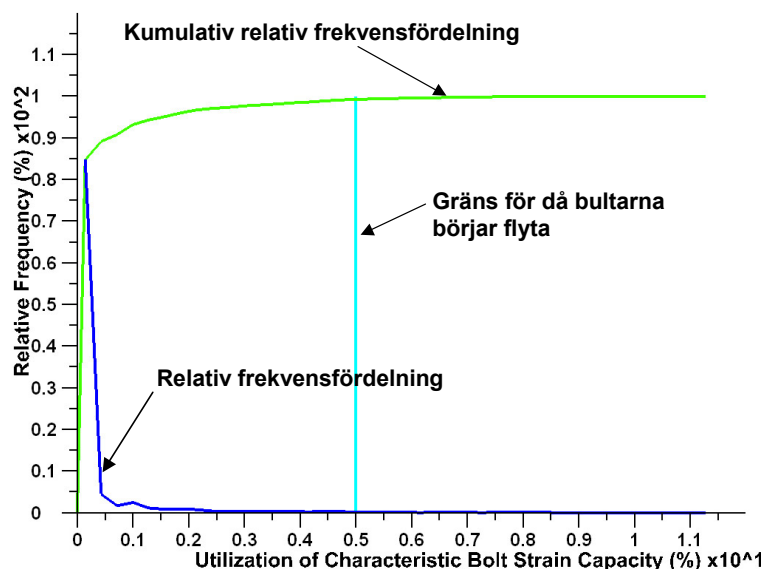
Figur 4-29 (a) Axiella krafter i bultar [N] efter utbrytning av tunnlarna (dragkrafter är negativa); (b) Indikatorer för glidning (brott) mellan bultar och ingjutning efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

I Figur 4-30 respektive 4-31 redovisas utnyttjandegraden i bultarna i form av relativa och kumulativa frekvensfördelningen med avseende på axiella krafter respektive töjningar i bultsegmenten. Hur dessa diagram konstruerats har tidigare förklarats i avsnitt 4.2.1 i samband med Figur 4-17 och 4-18. Diagrammen ger en uppfattning om den totala utnyttjandegraden av alla bultsegment i modellen (d.v.s. belastningsnivån i bultsystemet som helhet) efter utbrytningen av tunnlarna. Figur 4-30 indikerar att ca 90% av alla bultsegment (varje bult har tio segment) har en utnyttjandegrad som är mindre än 15% av den karakteristiska dragbärförmågan och att ca 97% av segmenten är utnyttjade till mindre än 50%. Av Figur 4-31 framgår vidare att bultarna även är underutnyttjade med avseende på töjningar. I 95% av bultsegmenten är endast 1,5% töjningskapaciteten

utnyttjad och i ca 99% av segmenten utnyttjas mindre än 5% av töjningskapaciteten. Figur 4-31 visar också att det mest töjda bultsegmentet har en töjning av ca 11,3% av töjningskapaciteten (d.v.s. 0,56% töjning).



Figur 4-30 Relativ och kumulativ frekvensfördelning av utnyttjandegrad av karakteristisk dragbärförmåga i bultar (246 kN) efter explosionen. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.



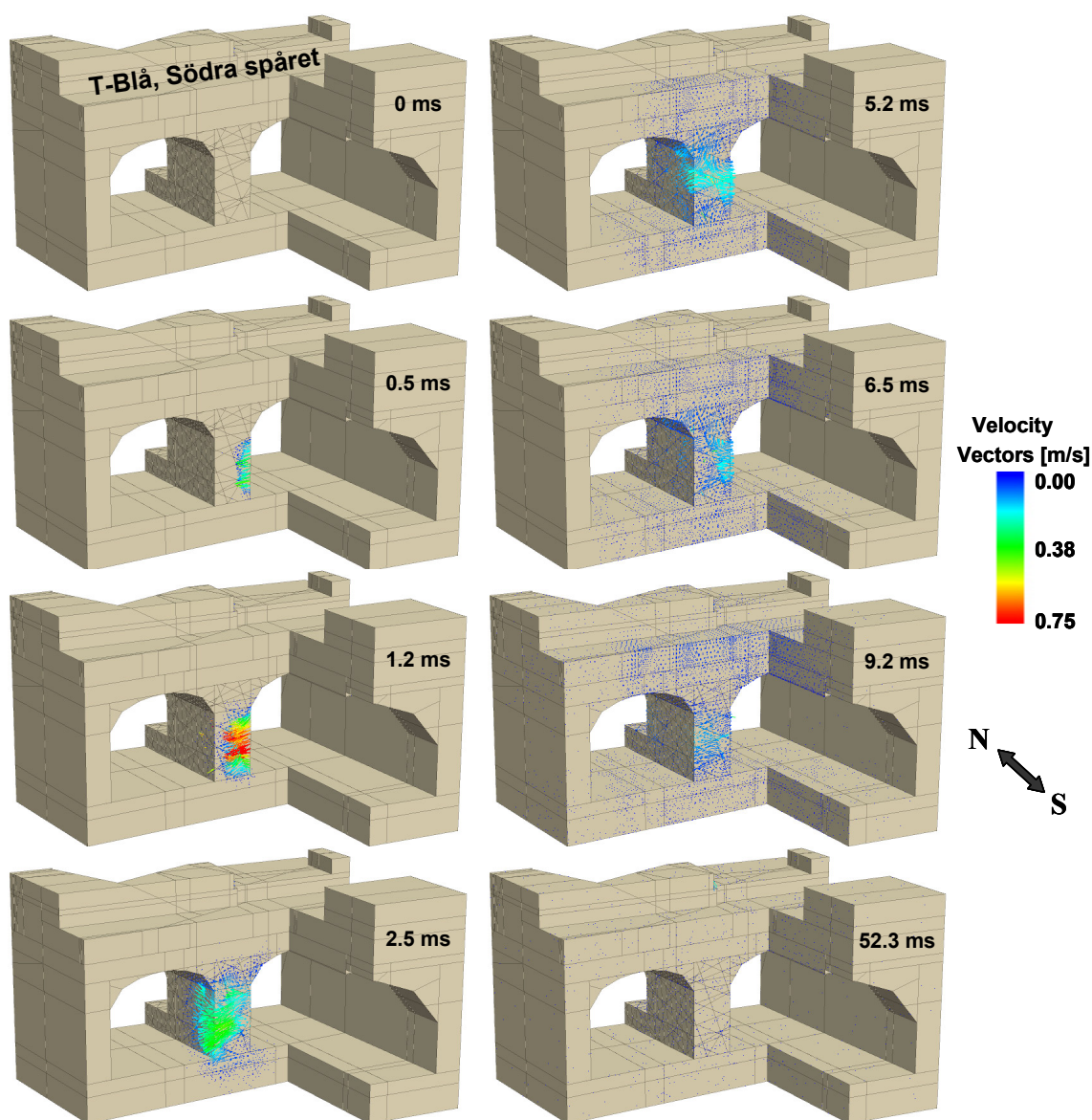
Figur 4-31 Relativ och kumulativ frekvensfördelning av utnyttjandegrad av karakteristisk dragbrottöjning i bultar (5%) efter explosionen. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Allmänna observationer efter utbrytning av tunnlarna i den diskontinuerliga ”pelar-modellen” med min-egenskaper är att bergmassans deformationer är små men att inducerade laster i bergförstärkningssystemet är relativt höga jämfört med i den statiska beräkningen av kontinuummodellen. Den största deformationen i berget är ca 5 mm. Sprickorna plasticerar relativt likformigt i hela pelaren, både i form av glidning (skjuvbrott) och separation av sprickplanen. Inducerade kantspänningar i sprutbetongen överskrider dess draghållfasthet på 4 MPa, medan tryckhållfastheten inte överskrids. Flera bultar i pelaren har en last runt 100 kN och däröver. Bultarnas karakteristiska dragbärförmåga (246 kN) uppnås i 27 stycken bultsegment under utbrytningen av tunnlarna. Bultsegment med höga axiella laster är associerade med de ställen där de korsar sprickor. Töjningarna i bultarna är dock maximalt ca 0.56%, d.v.s. långt under deras töjningskapacitet på 5%. Utbrytningen av tunnlarna inducerar brott mellan bult och in-gjutning på 79 ställen längs bultarna. Tunnlarna är stabila.

Dynamisk beräkning (resultat under och efter explosionen)

Den dynamiska diskontinuumanalysen avser samma geometriska region och dynamisk last som i kontinuumanalysen. Före applicering av den dynamiska lasten har alla deformationer i bergmassan satts till noll i den dynamiska modellregionen. Den filtrerade tryckpulsens som visas i Figur 2-28 har i analysen applicerats i centrum av pelaren över en cirkulär yta motsvarande 16 m^2 (radie=2,26 m), se Figur 2-29. Det maximala trycket för denna puls är ca 4,3 MPa med en stigtid av ca 1 ms och en total varaktighet av ca 2,5 ms. Den dynamiska analysen har utförts under en total period av ca 52,3 ms. Ingen artificiell dämpning har applicerats i modellen. Detta innebär att den kinetiska energin endast dämpas genom den plasticering som sker i de elastiska-perfekt plastiska materialmodellerna som representerar sprickorna i pelaren (”Coulomb slip model”) och det omgivande berget i den dynamiska modellregionen (Mohr-Coulomb ekvivalent kontinuum) samt genom att den kvarvarande kinetiska energin propagerar ut mot modellens ränder där den absorberas av de viskösa dämparna.

Figur 4-32 redovisar en serie ”ögonblicksbilder” av hastighetsvektorer genererade av explosionslasten vid olika tidpunkter mellan 0 och 52,3 ms efter initieringen av explosionen. För att visa rörelsen som sker inuti modellen, speciellt i pelaren, har en del av modellen tagits bort. Notera att den vertikala sektionen tvärs pelaren går igenom centrum av den cirkulära yta på vilken den dynamiska lasten applicerats. Den maximala hastigheten är ca 0,75 m/s. Fast den dynamiska pulsen propagerar genom hela modellen är hastigheterna relativt små i berget utanför pelaren. I slutet av den dynamiska perioden (52,3 ms) har hastigheterna i stort sett klingat ut i hela modellen. Jämfört med kontinuummodellen (se Figur 4-7) är rörelserna i diskontinuummodellen mer olikformigt fördelade i pelaren och avtar fortare. Den oregelbundna responsen är orsakad av sprickornas närvaro, vilka har såväl en ”böljformig” kanalisering som en dispergerande effekt på rörelserna i berget. Det snabba avtagandet av rörelsen är huvudsakligen relaterad till en effektiv ”absorbering” av kinetisk energi genom glidning (plasticering) i sprickorna.

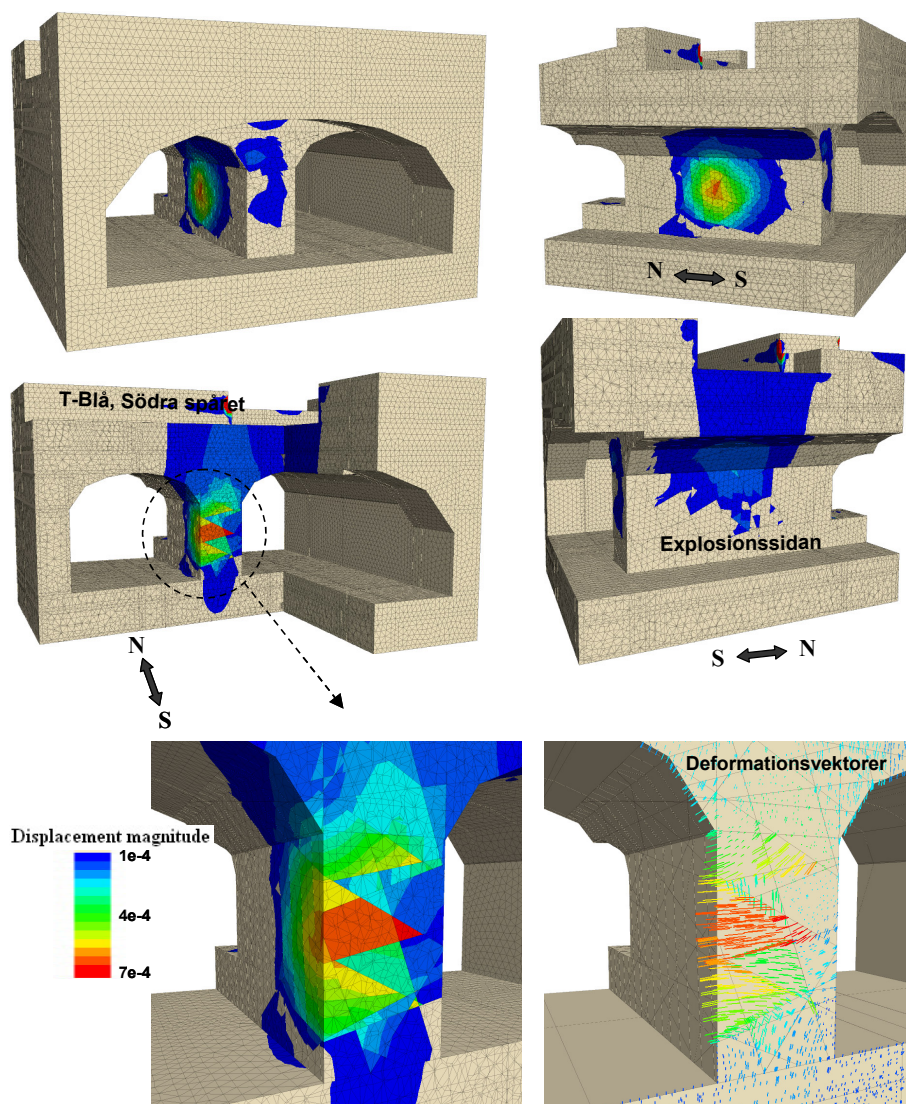


Figur 4-32 Hastighetsvektorer [m/s] vid olika tidpunkter under explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Notera att efter det att de dynamiska rörelserna avtagit har de dynamiska randvillkoren ändrats till statiska randvillkor varefter modellen körts till statisk jämvikt. Resultaten som följer nedan är från detta slutliga jämviktstillstånd.

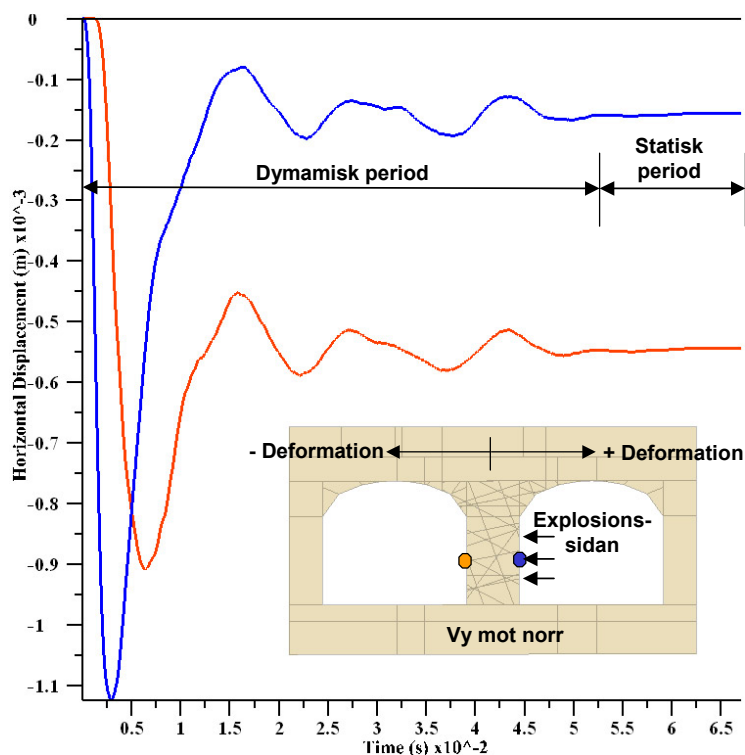
Konturer av deformationernas magnitud i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) samt deformationsvektorer som induceras av explosionslasten visas i Figur 4-33. Notera att dessa deformationer endast är ett resultat av explosionslasten eftersom alla deformationer satts till noll precis innan den dynamiska analysen påbörjades. Notera också att konturerna i Figur 4-33 har valts så att endast deformationer större än 0,1 mm visas. Som framgår av figuren är deformationerna mycket små. En tydlig differentiering

av blockrörelserna framträder genom de diskontinuerliga konturerna. Största deformation är ca 0,7 mm, vilken uppstår i ett block inne i pelaren. På pelarväggen på motsatta sidan från explosionen är deformationen maximalt ca 0,6 mm, vilket är endast ca 1/20 av vad som induceras av explosionslasten i kontinuummodellen med min-egenskaper. P.g.a. dispersionen av rörelserna och de små deformationerna är ingen effekt från bultarna på deformationernas konturmönster urskiljbar i detta fall.



Figur 4-33 Konturer av deformationernas magnitud [m] i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) samt deformationsvektorer som induceras av explosionslasten. Dynamisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

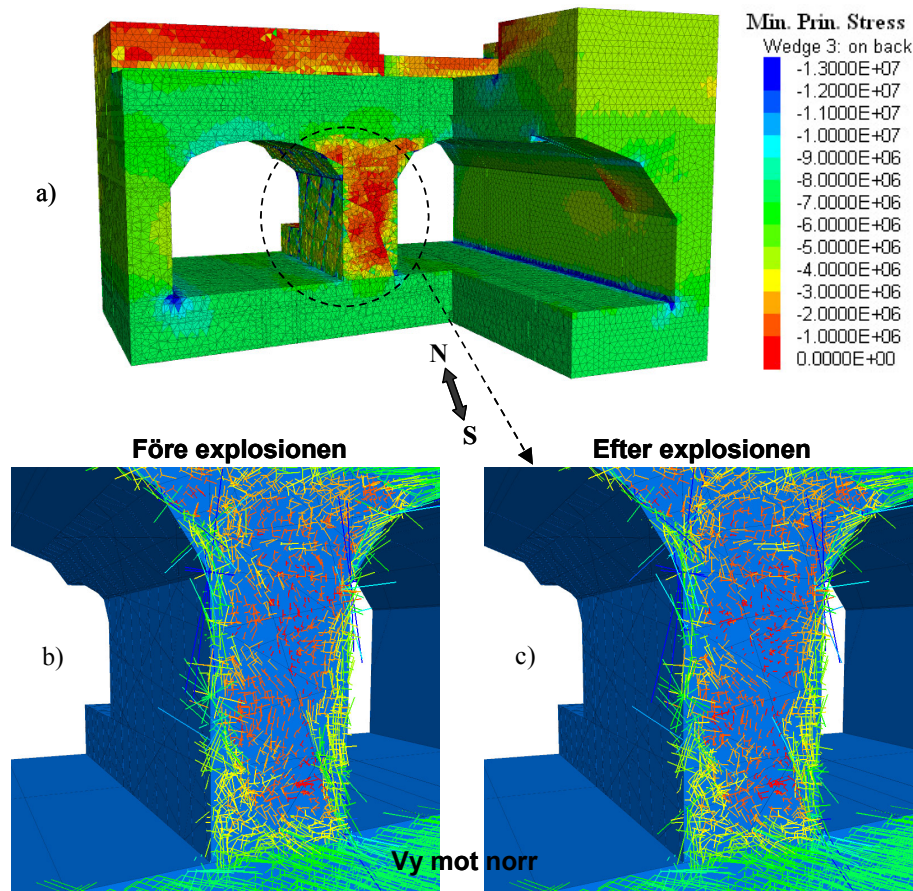
Figur 4-34 visar s.k. ”histories” av horisontella deformationer [m] som funktion av tiden [s] i två punkter, en på varje sida av pelaren. Dessa history-punkter ligger i linje med centrum av explosionslasten. Notera att tiden i denna figur omfattar både den dynamiska perioden och den efterkommande statiska perioden i vilken modellen beräknas till slutlig jämvikt. Under den statiska perioden (>52,3 ms) har, som tidigare nämnts, de dynamiska randvillkoren (viskösa dämpare) ändrats till statiska randvillkor. Under denna period dämpas modellen artificiellt. Efter ca 30 ms är deformationerna i allt väsentligt konstanta. Detta konfirmerar att den dynamiska perioden av 52,3 ms är tillräcklig för att fånga effekterna av explosionen. Graferna visar distinkta toppar (eller rättare sagt ”dalar”) med efterföljande återgång till mycket små konstanta deformationer. Återgången av deformationerna är relaterade till den elastiska responsen i blocken och skiljer sig avsevärt från den monotona responsen i kontinuummodellen (se Figur 4-9).



Figur 4-34 ”Histories” av horisontella deformationer [m] som funktion av tiden [s] i två punkter, en på varje sida av pelaren. Dynamisk beräkning av diskontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

I Figur 4-35 redovisas konturer av den minsta huvudspänningen (mest tryckta) efter explosionen (a) samt spänningssensorer före och efter explosionen (b och c). Notera att spänningssensorerna har färgskalats med avseende på den minsta huvudspänningen. Spänningstillståndet före och efter explosionen är mycket lika varandra, vilket är konsistent med de små deformationerna som induceras p.g.a. explosionen (d.v.s. i form av relativa blockrörelser) och den elastiska responsen i de intakta blocken. Detta innebär att de små relativa blockrörelserna orsakade av explosionen inte påverkar pelarens bärande

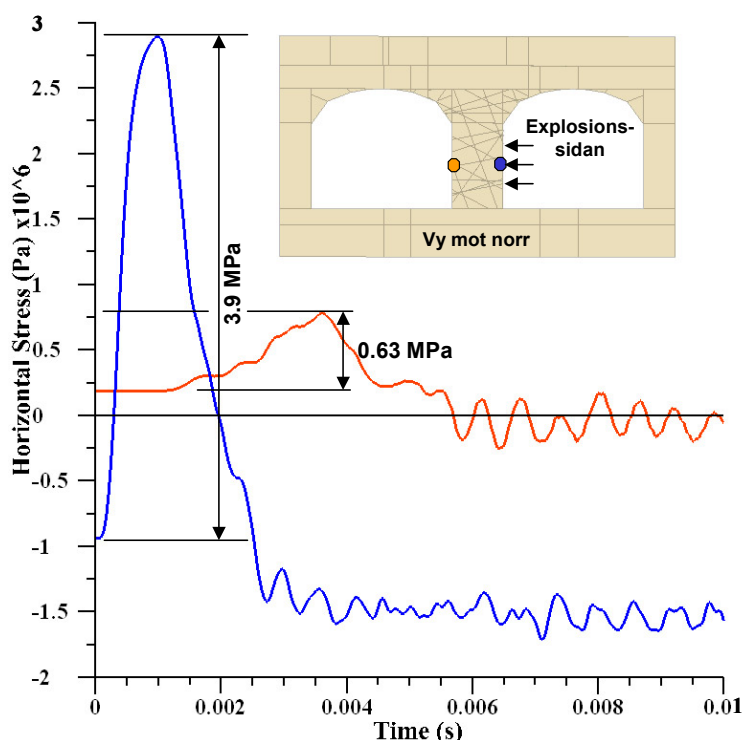
förmåga jämfört med före explosionen. I kontinuummodellen, däremot, omfördelas spänningarna till mitten av pelaren efter explosionen (se Figur 4-10).



Figur 4-35 (a) Konturer av den minsta huvudspänningen (mest tryckta) [Pa] efter explosionen och detaljer av spänningstensorer i pelaren (b) före explosionen och (c) efter explosionen. Dynamisk (och statisk) beräkning av diskontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

”History” av horisontella spänningar [Pa] i två punkter, en på ömse sidor av pelaren, visas i Figur 4-36. Spänningarna är registrerade i finita differenzoner som gränsar till pelarens väggar, vilka ligger i linje med explosionslastens centrum. Eftersom zonernas dimensioner sträcker sig ca 0,3 m in i pelaren har en begränsad spänning registrerats innan explosionslasten appliceras (ca 1 MPa dragspänning på explosionsidan och ca 0,2 MPa tryckspänning på den motsatta sidan). Notera att det råder ett mycket heterogent spänningstillstånd i pelaren. Spänningspulsens amplitud på den sida av pelaren som explosionslasten appliceras är ca 3,9 MPa. Som tidigare förklarats påverkas spänningspulsens amplitud lokalt av lokala skillnader i zonstorlekar och kan därför vara lite högre eller lägre än den maximala lastamplituden som är 4,3 MPa. Den transmitterade spänningspulsens amplitud på 0,63 MPa, vilket ungefär samma som för kontinuummodellen (se Figur 4-11). Notera dock att ankomsttiden för spänningstoppen är något senare i diskontinuummodellen jämfört med i kontinuummodellen. Detta beror

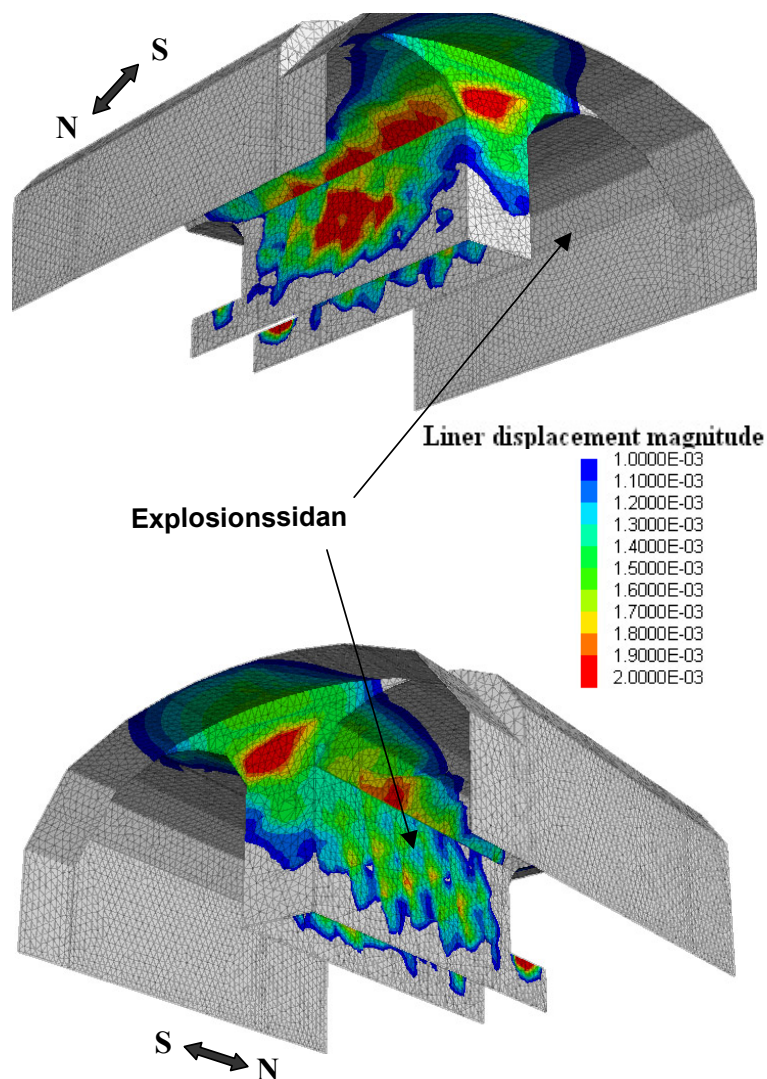
troligtvis på den böljformiga kanalisering och vågreflekterande effekten från sprickorna. Efter det att spänningspulsen passerat kan högfrekventa vibrationer med låg amplitud observeras i modellen. Denna respons är en effekt av styvheten i närliggande sprickor, vilka under naturliga förhållanden skulle vara dämpade. Användning av en liten Rayleigh-dämpning (d.v.s. kombinerad styvhets- och massdämpning) skulle reducera eller eliminera dessa vibrationer. Användning av styvhetsdämpning orsakar dock en minskning av tidssteget i beräkningarna. Detta är dock en önskad effekt i detta fall eftersom det skulle föra med sig en avsevärd ökning av den totala tiden för att genomföra beräkningen. De uppkomna vibrationerna medför ingen konsekvens för utvärderingen av tunnelarnas stabilitet, varför ingen dämpning använts i modellanalysen.



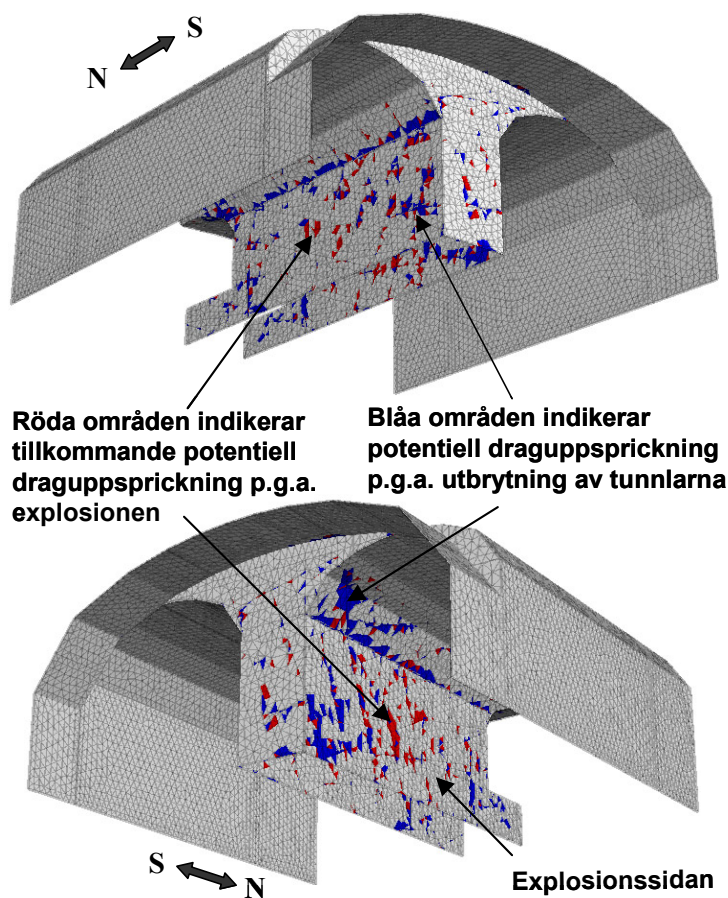
Figur 4-36 ”Histories” av horisontell spänning [Pa] som funktion av tiden [s] i två punkter, en på varje sida av pelaren (dragspänningar är negativa i denna figur). Dynamisk beräkning av diskontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

Effekten från explosionen på sprutbetongen redovisas i Figur 4-37 i form av konturer av deformationernas magnitud. Endast deformationer större än 1 mm visas. Kom ihåg att de deformationer som visas inkluderar effekten både från de oelastiska deformationerna i bergmassan p.g.a. utbrytningen av tunnelarna och från explosionen. Ökningen av deformationerna i sprutbetongen p.g.a. explosionen är marginell. Maximal kvarstående deformation förblir ca 2 mm efter explosionen (jämför med Figur 4-26). Dock ökar potentialen för uppkomst av dragsprickor i sprutbetongen efter explosionen. I Figur 4-38 redovisas områden i sprutbetongen för vilka dragkantspänningen överskridit sprutbetongens böjdraghållfasthet (4 MPa) före och efter explosionen. De blåa fälten i Figur 4-38 il-

lustrerar potentiell uppsprickning p.g.a. utbrytningen av tunnlarna (d.v.s. på grund av oelastiska deformationer i bergmassan), medan de röda fälten indikerar tillkommande potentiell uppsprickning p.g.a. av explosionen. Som framgår av figuren utgör tillkommande potentiell uppsprickning ca 50% av den totala potentiella uppsprickningen.

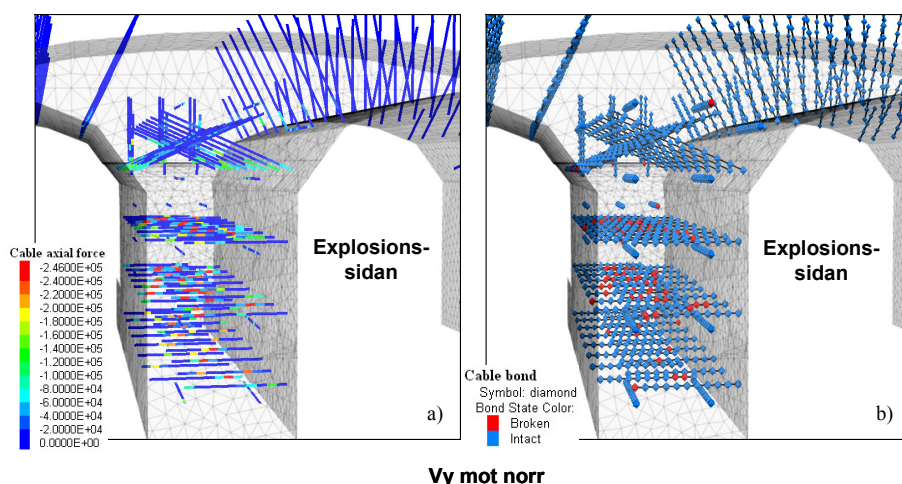


Figur 4-37 Konturer för deformationernas magnitud [m] i sprutbetongen (totala deformationer, ej komponenter) efter explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.



Figur 4-38 Områden med uppskattad potentiell uppsprickning i sprutbetongen före och efter explosionen. Blåa fält indikerar potentiell uppsprickning p.g.a. utbrytning av tunnlarna. Röda fält indikerar tillkommande potentiell uppsprickning p.g.a. explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Effekterna av explosionen på deformationerna i bergmassan har generellt visat sig bli små. Således blir också explosionens effekt på bultarna begränsad i detta fall. Figur 4-39a redovisar en "närbild" på axiella krafter [N] i bultarna i pelaren efter explosionen. Vid jämförelse med Figur 4-29a, som visar krafterna i bultarna före explosionen, framträder ingen större skillnad i bultkrafter. Under explosionen uppnås flytkraften i ytterligare 3 bultsegment (totalt 30 stycken). Den maximala töjningen i bultarna ökar endast något p.g.a. explosionen, från 0,56% före explosionen till 0,61% efter explosionen. Figur 4-39b indikerar endast 1 tillkommande brott i ingjutningen jämfört med före explosionen (d.v.s. totalt 80 stycken).



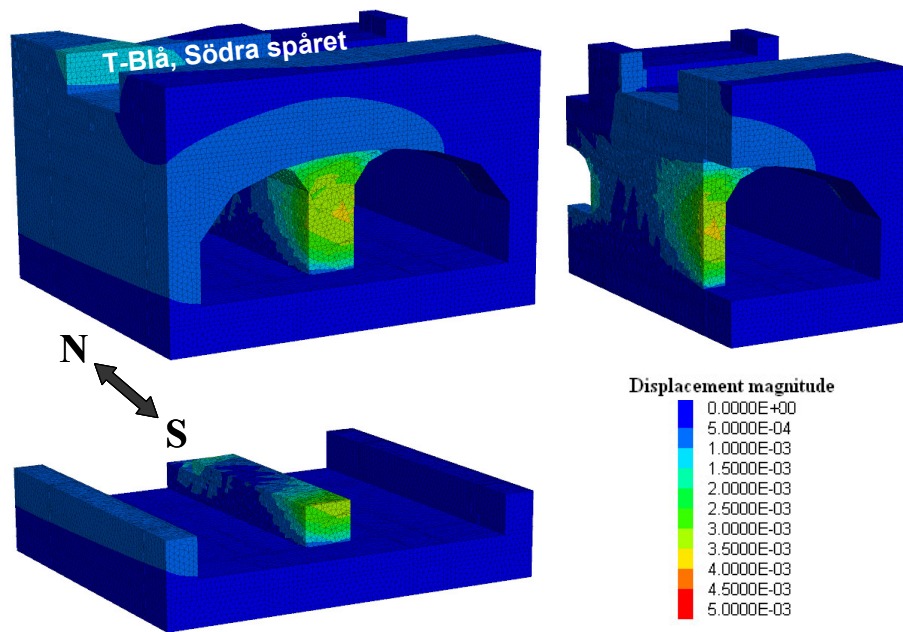
Figur 4-39 (a) Axiella krafter i bultar [N] efter explosionen (dragkrafter är negativa); (b) Indikatorer för glidning (brott) mellan bultar och ingjutning efter explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper.

För den dynamiska beräkningen av pelar-modellen med diskontinuummetod och min-egenskaper kan följande allmänna observationer göras. Kvarstående deformationer i bergmassan p.g.a. explosionslasten är maximalt ca 0,7 mm, d.v.s. explosionslasten genererar mycket små tillkommande permanenta deformationer. Spänningstillståndet i pelaren är i stort sett oförändrat jämfört med före explosionen. Explosionslasten genererar dock tillkommande potentiell uppsprickning i sprutbetongen. Krafterna i bultarna ökar endast marginellt p.g.a. explosionen och endast 1 tillkommande brott i ingjutningen observeras. Tunnelarna förblir stabila efter explosionen.

4.2.4 Diskontinuummodell med max-egenskaper

Statisk beräkning (resultat efter utbrytning och innan explosionen)

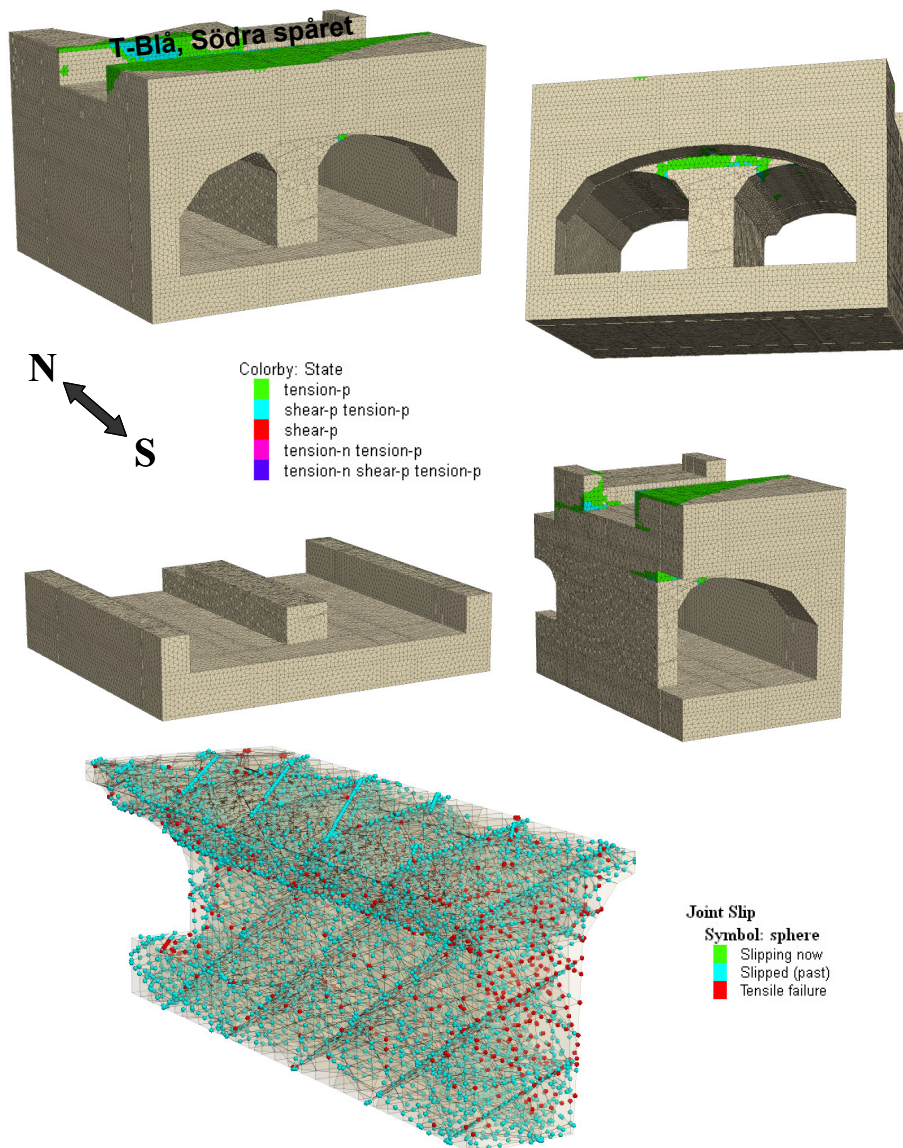
P.g.a. det starkare och mer kompetenta berget i fallet med max-egenskaperna blir deformationsresponsen mindre än med min-egenskaperna som presenterades i föregående avsnitt. Detta gäller responsen både p.g.a. av utbrytningen av tunnelarna och explosionslasten. Figur 4-40 redovisar konturer för deformationernas magnitud i berget efter utbrytning av tunnelarna. Maximal deformation är ca 4 mm. Skalningen av konturerna är samma som i Figur 4-24, vilket möjliggör en direkt jämförelse med fallet med min-egenskaperna.



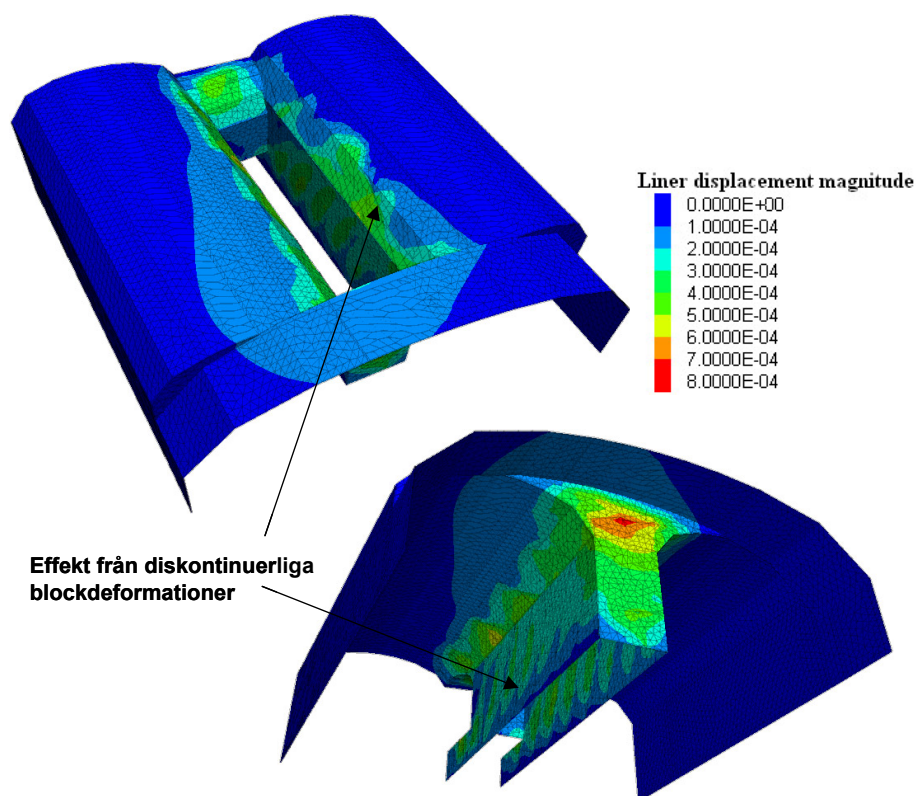
Figur 4-40 Konturer för deformationernas magnitud [m] i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av diskontinuum ”pelar-modell” med max-egenskaper.

Figur 4-41 redovisar det plastiska tillståndet i berget som omger pelaren (”ekvivalent” kontinuum) samt var skjuv- och dragbrott (separation) sker längs sprickplanen i pelaren efter utbrytning av tunnelarna. Den höga hållfastheten i det omgivande berget resulterar i en mer eller mindre elastisk respons. Skjuvbrott och separation av sprickor sker i hela pelaren men i mindre omfattning än i fallet med min-egenskaper (se Figur 4-25).

Eftersom bergförstärkningen installerats efter elastisk jämviktsberäkning efter utbrytning av tunnelarna sker belastning av bergförstärkningen endast i det fall att den omgivande bergmassan plasticerar eller skjuvbrott/separation uppstår i sprickorna i pelaren p.g.a. utbrytning av tunnelarna. Som visas i Figur 4-41 är plasticering av den omgivande bergmassan mycket begränsad. Merparten av den oelastiska responsen är associerad med skjuvbrott och separation av sprickorna i pelaren. Denna effekt framträder i Figur 4-42 som redovisar konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen. Maximal deformation är ca 0,8 mm, medan merparten av deformationerna är 0,3 mm eller mindre. Maximal deformation i sprutbetongen efter utbrytning av tunnelarna för fallet med min-egenskaper är ca 2 mm (se Figur 4-26).

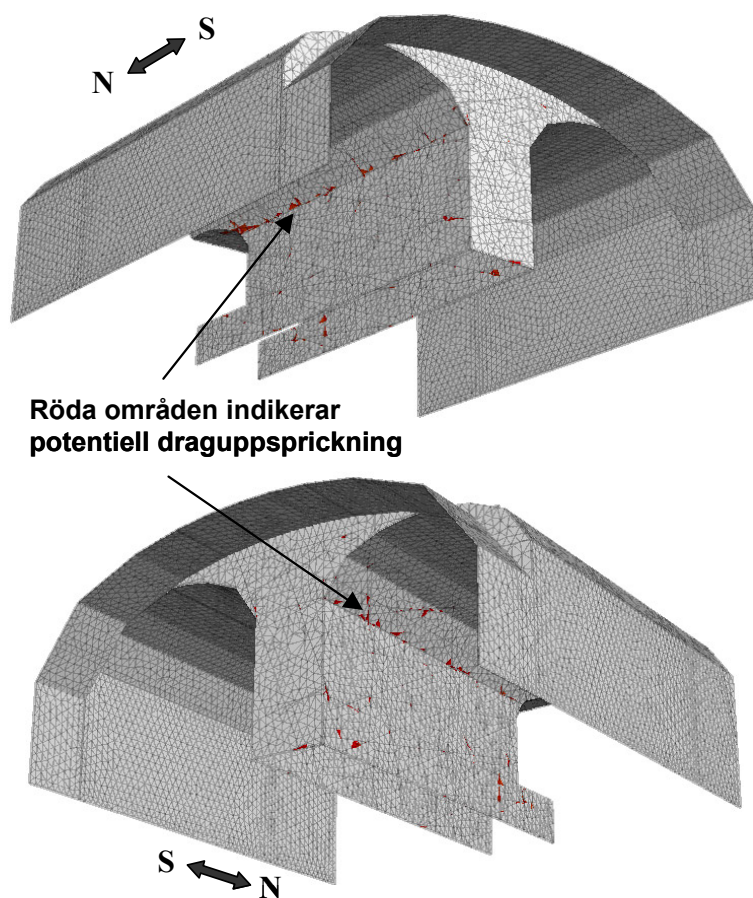


Figur 4-41 Plasticeringstillstånd samt skjuv- och dragbrott (glidning och separation) av sprickor efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med max-egenskaper.



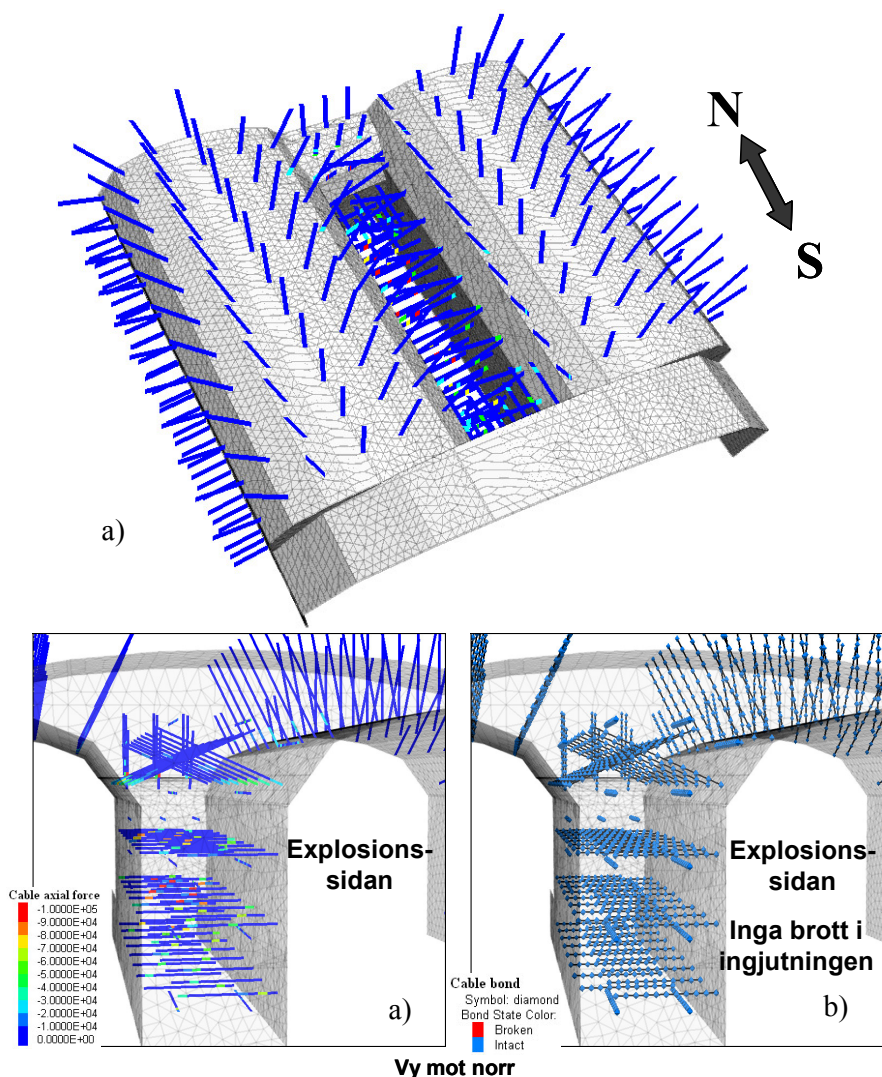
Figur 4-42 Konturer för deformationernas magnitud [m] i sprutbetongen (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnlar. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med maxegenskaper.

En uppskattning av potentiell uppsprickning av sprutbetongen visas i Figur 4-43, där uppkomna dragkantspänningar jämförts med sprutbetongens karakteristiska böjdraghållfasthet (4 MPa). Områden med potentiell uppsprickning indikeras med röda fält. Endast ett fåtal områden med potentiell uppsprickning är indikerade i Figur 4-43, företrädesvis längs sprickor och längs anfangen.



Figur 4-43 Områden med uppskattad potentiell uppsprickning i sprutbetongen efter utbrytning av tunnlar. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med max-egenskaper.

Responser i bultar och ingjutningsmaterial efter utbrytningen av tunnlar visas i Figur 4-44. Största axiell last är ca 100 kN i ett fåtal bultar i pelaren. Notera att de högst belastade bultsegmenten är associerade med sprickornas placering. Inga brott uppstår mellan bultar och ingjutning i den aktuella modellen.

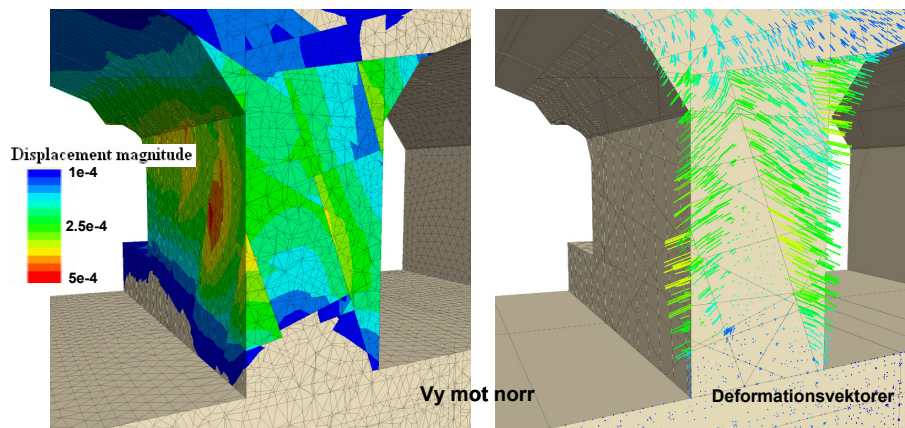


Figur 4-44 (a) Axiella krafter i bultar [N] efter utbrytning av tunnlarna (dragkrafter är negativa); (b) Indikatorer för glidning (brott) mellan bultar och ingjutning efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum ”pelar-modell” med max-egenskaper.

Allmänna observationer efter utbrytning av tunnlarna i den diskontinuerliga ”pelar-modellen” med max-egenskaper är att bergmassans deformationer är små. Den största deformationen i berget är ca 4 mm. Sprickorna plasticerar igenom hela pelaren, både i form av glidning (skjuvbrott) och separation av sprickplanen, dock i mindre omfattning jämfört med fallet med min-egenskaper. Inducerade laster i bultarna är relativt låga (max 100 kN). Ingen plasticering (flytning) sker i bultarna under utbrytningen av tunnlarna och heller inga brott i ingjutningen. Lite potentiell uppsprickning sker i sprutbetongen, företrädesvis längs sprickor och längs anfangen. Tunnlarna är stabila.

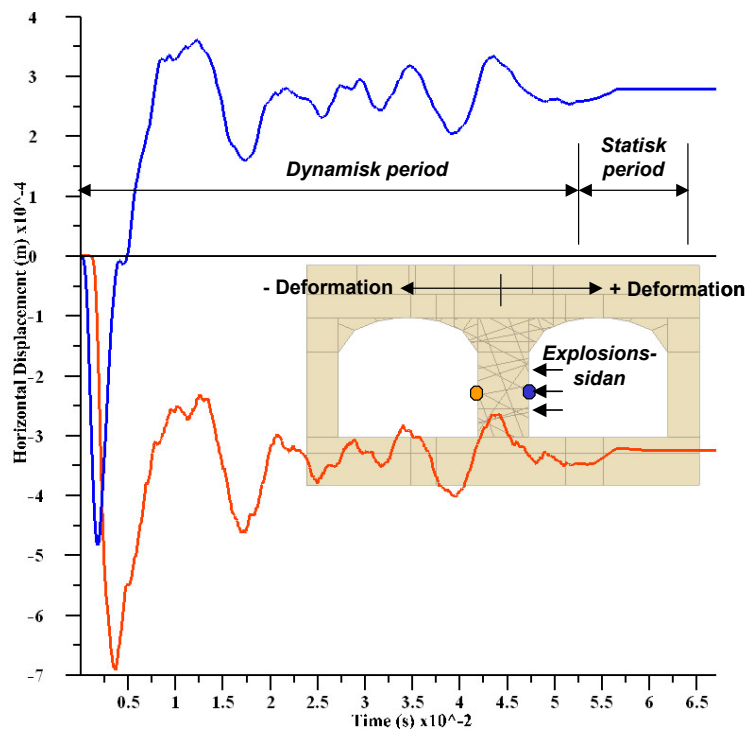
Dynamisk beräkning (resultat under och efter explosionen)

Effekterna av explosionslasten är relativt små i detta fall. Figur 4-45 visar detaljer av pelaren med konturer av deformationernas magnitud och deformationsvektorer. Sektionen genom pelaren i Figur 4-45 ligger i linje med centrum av den cirkulära yta på vilken explosionslasten applicerats. I största delen av pelaren är de permanenta deformationerna 0,3 mm eller mindre. Maximal deformation är ca 0,5 mm. Dessa deformationer är endast ett resultat av explosionen eftersom deformationerna i bergmassan satts till noll före initieringen av explosionen. Hållfastheten i berget är i detta fall så hög att berget huvudsakligen responderar elastiskt på explosionslasten, även om små oelastiska deformationer förekommer i sprickplanen. Vid jämförelse mellan detta fall och fallet med min-egenskaperna kan vissa skillnader observeras (se Figur 4-33). I modellen med min-egenskaperna är de permanenta deformationerna begränsade till pelarens centrala delar mitt för explosionslasten, vilket inte är fallet i föreliggande modell. Orsaken till denna skillnad mellan modellerna är relaterad till skillnader i hur mycket kinetisk energi som "absorberas" genom plastiska deformationer och hur mycket av den kvarvarande energin som fortplantas i olika riktningar i pelaren. För fallet med min-egenskaperna sker tillräckligt mycket "absorption" av energi genom plastiska deformationer i pelarens centrala del (d.v.s. området runt explosionen) för att begränsa effekten av explosionen till detta område. P.g.a. av den högre hållfastheten i sprickorna för fallet med max-egenskaperna sker mindre "absorption" av energi i pelarens centrala del vilket tillåter mer energi att fortplantas till andra delar av pelaren, tillräckligt mycket för att inducera små deformationer även på ett större avstånd från explosionens centrum.



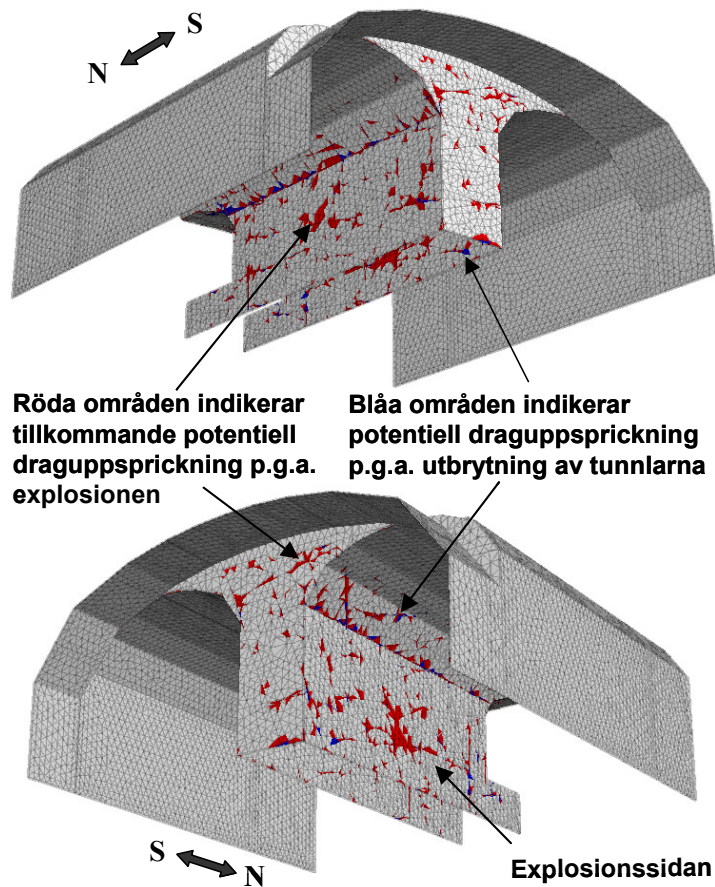
Figur 4-45 Konturer av deformationernas magnitud [m] i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) samt deformationsvektorer som induceras av explosionslasten. Dynamisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med max-egenskaper.

Figur 4-46 visar s.k. ”histories” av horisontella deformationer [m] som funktion av tiden [s] på ömse sidor av pelaren. Dessa ”history”-punkter ligger i linje med centrum av explosionslasten. Notera att tiden i denna figur omfattar både den dynamiska perioden och den efterkommande statiska perioden i vilken modellen beräknas till slutlig jämvikt. Graferna visar distinkta toppar (eller rättare sagt ”dalar”) med efterföljande återgång till mycket små permanenta deformationer som oscillerar runt ca 0,3 mm. Återgången av deformationerna är relaterade till den huvudsakligt elastiska responsen i pelaren när spänningsvågen passerar. Oscillationen orsakas av den odämpade elastiska responsen i sprickorna och blocken. Som tidigare har nämnts har ingen artificiell dämpning använts under den dynamiska perioden.



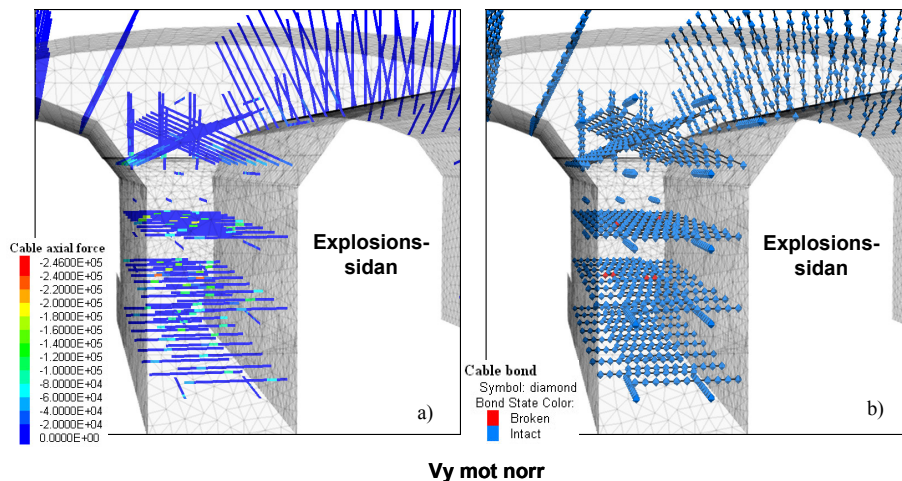
Figur 4-46 ”Histories” av horisontella deformationer [m] som funktion av tiden [s] i två punkter, en på varje sida av pelaren. Dynamisk beräkning av diskontinuum ”pelar-modell” med max-egenskaper.

Trots att effekterna allmänt sett är små i detta fall inducerar explosionen tillkommande potentiell uppsprickning i sprutbetongen. I Figur 4-47 redovisas områden med potentiell uppsprickning i sprutbetongen. Fält med blå färg har orsakats av utbrytningen av tunn-larna medan de röda fälten indikerar potentiell tillkommande uppsprickning p.g.a. explosionen. Det är intressant att notera att den sammanlagda potentiella uppsprickningen i sprutbetongen endast är något mindre än i fallet med min-egenskaperna (se Figur 4-38).



Figur 4-47 Områden med uppskattad potentiell uppsprickning i sprutbetongen före och efter explosionen. Blåa fält indikerar potentiell uppsprickning p.g.a. utbrytning av tunnlarna. Röda fält indikerar tillkommande potentiell uppsprickning p.g.a. explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med maxegenskaper.

Bultkrafterna ökar något efter explosionen. Ett fåtal bultar i närheten av explosionen har nu bultsegment med krafter på maximalt ca 220 kN (maximalt ca 100 kN före explosionen). Detta illustreras i Figur 4-48a. Ingen flytning uppstår i bultarna under explosionen i detta fall. Figur 4-48b visar att ingjutningen gått i brott på 7 ställen p.g.a. explosionen. Innan explosionen var ingjutningsmaterialet intakt längs alla bultar för fallet med maxegenskaperna (se Figur 4-44).



Figur 4-48 (a) Axiella krafter i bultar [N] efter explosionen (dragkrafter är negativa); (b) Indikatorer för glidning (brott) mellan bultar och ingjutning efter explosionen. Statisk beräkning av diskontinuum ”pelar-modell” med max-egenskaper.

För den dynamiska beräkningen av pelar-modellen med diskontinuummetod och max-egenskaper kan följande allmänna observationer göras. Kvarstående deformationer i bergmassan p.g.a. explosionslasten är maximalt ca 0,5 mm, d.v.s. explosionslasten genererar mycket små tillkommande permanenta deformationer. Explosionslasten genererar tillkommande potentiell uppsprickning i sprutbetongen. Krafterna i bultarna ökar efter explosionen (från maximalt ca 100 kN före till 220 kN efter explosionen) men endast ett fåtal (7 stycken) tillkommande brott i ingjutningen observeras (inga före explosionen). Tunnlarna förblir stabila efter explosionen.

4.2.5 Sammanfattning av resultat från pelar-modell

Fyra separata ”pelar-modeller” har analyserats. Två av modellerna har utgjorts av ”ekvivalenta” kontinuummodeller med min- respektive max-egenskaper för berget. De andra två modellerna har utgjorts av diskontinuummodeller, vilka även dessa har åtskiljts genom användning av min- respektive max-egenskaper för berget. I diskontinuummodellerna har det område för vilka sprickor simulerats explicit begränsats till pelaren, där fem existerande sprickgrupper (inom respektive domän) inkluderats explicit i modellerna.

Modellerna har utvärderats i två steg: (1) effekter inducerade av utbrytning av tunnlarna (d.v.s. utvärdering av statiska beräkningar) och (2) effekter inducerade av explosionslasten (d.v.s. utvärdering av dynamiska beräkningar). Utvärdering av effekterna efter utbrytning behövs eftersom de representerar starttillståndet för utvärderingen av effekterna från explosionen.

Bergförstärkning, i form av fullt ingjutna bergbultar och stålfiberarmerad sprutbetong, har inkluderats i samtliga fyra modeller och installerats under utbrytningen av tunnlarna. Tidpunkten för installationen av förstärkningen sammanfaller med elastisk jämvikt

efter utbrytningen av tunnlarna. Efter installationen av bergförstärkningen har modellerna körts till en andra jämvikt under vilken berget tillåtits plasticera. Detta innebär att inducerade laster i bergförstärkningen endast är orsakade av plasticering i berget.

Tabell 4-1 sammanfattar och jämför resultaten från de fyra pelar-modellerna p.g.a. utbrytning av tunnlarna. Responsen i berget och i bergförstärkningen skiljer sig något åt mellan liknande modeller (kontinuum respektive diskontinuum) för min- respektive max-egenskaper. Skillnaderna är dock inte dramatiska. Responsen i de två kontinuummodellerna för min- och max-egenskaper efter utbrytning av tunnlarna är väldigt lika både med avseende på responsen i bergmassans och i förstärkningen, även om fallet med max-egenskaper uppvisar relativt sett mindre deformationer i bergmassan än i fallet med min-egenskaper.

Jämförelsevis är det en något större skillnad mellan modellerna med min- respektive max-egenskaper för diskontinuummodellerna efter utbrytning av tunnlarna. Denna skillnad är huvudsakligen relaterad till skillnad i bergförstärkningens respons, där plasticering (flytning) av bultstålet sker i 27 stycken bultsegment och 79 stycken brott i ingjutningen för fallet med min-egenskaper, medan ingen plasticering av bultar eller brott i ingjutningen sker för max-egenskaperna. Mängden uppskattad potentiell uppsprickning i sprutbetongen är också betydligt större i diskontinuummodellen för fallet med min-egenskaper än i det mer kompetenta berget med max-egenskaper.

Skillnader i respons mellan kontinuum- och diskontinuummodellerna p.g.a. utbrytning av tunnlarna är primärt relaterade till skillnader i bergförstärkningens respons. I diskontinuummodellerna sker dock plasticering av bergmassan i pelaren i form av glidning (skjuvbrott) och separation (dragbrott) längs sprickplanen för både min- och max-egenskaper, medan pelaren till största del är intakt i de båda kontinuummodellerna.

En sammanställning och jämförelse av resultaten av de fyra pelar-modellerna efter explosionen redovisas i Tabell 4-2. Efter explosionen uppvisar nu kontinuummodellerna en relativt stor skillnad mellan min- och max-egenskaper för berget, både med avseende på deformationerna i bergmassan och på lasterna i bergförstärkningen. Medan deformationerna i bergmassan blir mycket små p.g.a. explosionen för max-egenskaperna induceras ca 13 mm deformation i pelaren. I fallet med max-egenskaper förblir lasterna i bergförstärkningen låga (ingen flytning i bultar, inga brott i ingjutning och ingen potentiell uppsprickning i sprutbetongen), medan fallet med min-egenskaper uppvisar flytning i 5 stycken bultsegment, brott i ingjutningen på 15 ställen längs bultarna och mycket potentiell uppsprickning i sprutbetongen över den mittersta tredjedelen av pelarens höjd och längs hela pelarens längd.

För de två diskontinuummodellerna är det ingen stor skillnad i bergets respons före och efter explosionen. Dock sker viss tillkommande plasticering i sprickplanen p.g.a. explosionen. För min-egenskaperna tillkommer flytning i 3 stycken bultsegment och ett brott i ingjutningen p.g.a. explosionen. För max-egenskaperna tillkommer ingen flytning i bultarna och endast 7 stycken brott i bultingjutningen. Detta innebär att skillnaderna i bultarnas respons mellan min- och max-egenskaperna för diskontinuummodellerna hu-

vudsakligen uppstår redan vid utbrytningen av tunnlarna. Mellan kontinuum- och diskontinuummodellerna med min-egenskaper är skillnaderna i bergets respons betydande. Explosionen genererar betydligt större deformationer i pelaren i kontinuummodellen än i diskontinuummodellen. Tillkommande potentiell draguppsprickning blir betydligt mer uttalad i kontinuummodellen jämfört med i diskontinuummodellen. Även lokalisering av flytning i bultar skiljer sig åt mellan diskontinuummodellen och kontinuummodellen för min-egenskaper. I diskontinuummodellen tenderar flytningen i bultar att uppträda utspritt och vara associerade med sprickornas placering. I kontinuummodellen, däremot, tenderar flytningen i bultarna att vara koncentrerade till och associerade med områden med stora plastiska deformationer.

Tabell 4-1 Sammanställning av resultat för pelar-modellerna efter utbrytning av tunnlar (innan applicering av explosionslast).

Pelar-modell	Maximal deformation i berget ^(a) [mm]	Medelvärde för minsta huvudspänning i pelaren ^(b) [MPa]	Plastisering i pelaren ^(c)	Maximal deformation i sprutbetongen ^(d) [mm]	Böjdragbrott i sprutbetongen ^(e)	Maximal last i bultar ^(f) [kN]	Antal segment med plastisering/töjning i bultar ^(g) [%]	Antal brott mellan bult och ingjutning ^(h)
Kontinuum Min-egenskaper	5	3,5	Övervägande intakt (Lite plastisering i pelarens ändrar)	0,8	Ingen	26,6	Ingen plastisering (d.v.s. <0,25%)	Inga
Kontinuum Max-egenskaper	1	3,5 ⁽ⁱ⁾	Ingen	0,06 ⁽ⁱ⁾	Ingen	0,2 ⁽ⁱ⁾	Ingen plastisering (d.v.s. <0,25%)	Inga
Diskontinuum Min-egenskaper	5	3,5	Glidning och separation i sprickplan	2	Relativt mycket längs sprickor och pelarens anfang	246	27/0,56	79
Diskontinuum Max-egenskaper	4	3,5 ⁽ⁱ⁾	Glidning och separation i sprickplan	0,75	Relativt lite längs sprickor och pelarens anfang	100	Ingen plastisering (d.v.s. <0,25%)	Inga

(a) Maximal deformation i berget. Uppstår i den sydöstra änden av pelaren i alla fyra fallen

(b) Medelvärde för den minsta huvudspänningen (mest tryckta spänningen) i pelaren. Huvudsakligen riktad vertikalt.

(c) Semi-kvantitativ beskrivning av plastiseringstillståndet i pelaren.

(d) Maximal deformation i sprutbetongen. Denna deformation är orsakad av oelastiska (d.v.s. plastiska) deformationer i berget och uppstår i taket i den södra änden av sprutbetongen för kontinuummodellerna och i pelaren för diskontinuummodellerna.

(e) Semi-kvantitativ beskrivning av potentialen för böjdragbrott (uppsprickning) i sprutbetongen.

(f) Maximal axiell kraft i bultar (drag) efter utbrytningen. Huvudsakligen associerad med bultar i pelaren.

(g) Första värdet avser antal bultsegment som har plastiserat. Andra värdet avser maximal töjning i bultsegment som plastiserat (flyter).

(h) Kvantitativ beskrivning av antalet bultnoder med brott mellan bult och ingjutning. Uppstår huvudsakligen i bultar placerade i pelaren. Bultarna i pelaren är 3 m långa och diskretiserade (uppdelade) i tio segment (d.v.s. 11 noder). Varje nod representerar därför en bultlängd av 0,3 m.

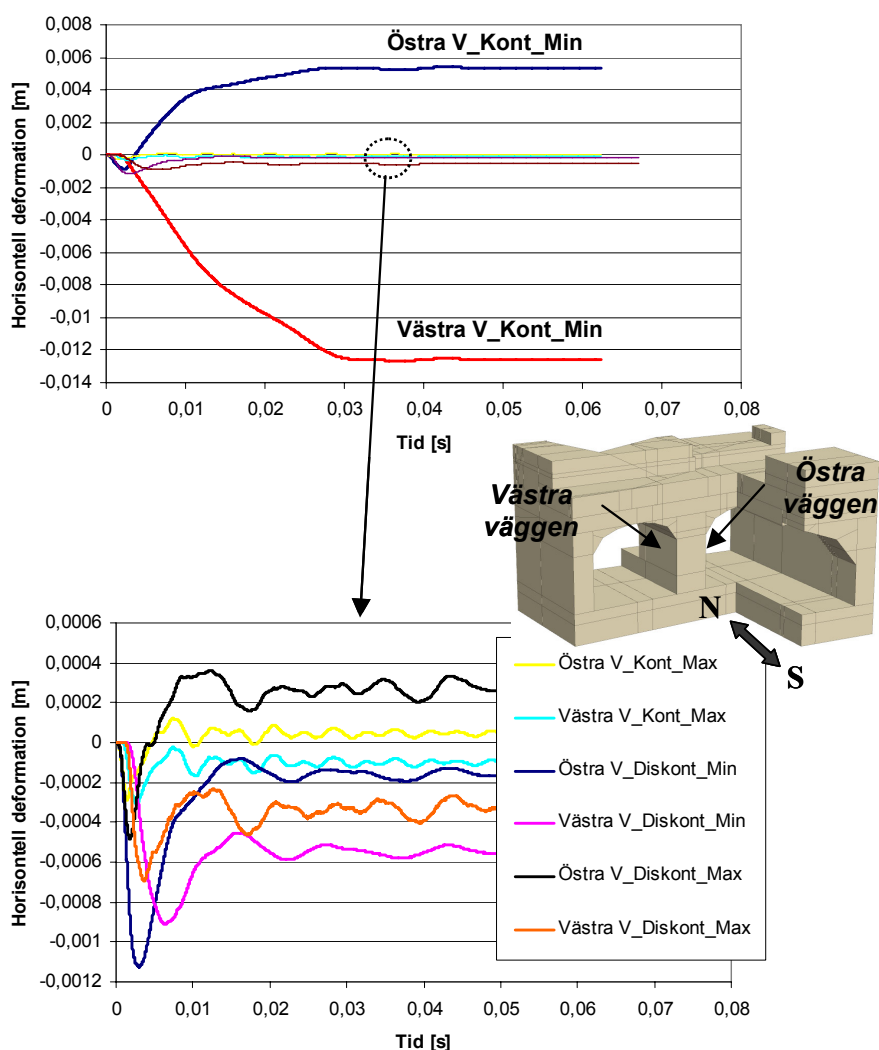
(i) Modellresultat som redovisas i denna tabell i jämförande syfte men som inte har visats eller diskuterats i texten.

Tabell 4-2 Sammanställning av resultat för pelar-modellerna efter explosionen.

Pelar-modell	Maximal deformation i berget ^(a) [mm]	Medelvärde för minsta huvudspänning i pelaren ^(b) [MPa]	Plasticering i pelaren ^(c)	Maximal deformation i sprutbetongen ^(d) [mm]	Böjdragbrott i sprutbetongen ^(e)	Maximal last i bultar ^(f) [kN]	Antal segment med plasticering/töjning i bultar ^(g) [%]	Antal brott mellan bult och ingjutning ^(h)
Kontinuum Min-egenskaper	-13/6	3,5	Övervägande plasticerad	-13	Mycket över mittersta tredjedelen av pelarhöjden	246	5/0,48	15
Kontinuum Max-egenskaper	-0,1/0,05	3,5 ⁽ⁱ⁾	Övervägande intakt (Lite plasticering i pelarens centrum)	-0,1 ⁽ⁱ⁾	Ingen	17,8 ⁽ⁱ⁾	Ingen plasticering (d.v.s. <0,25%)	Inga
Diskontinuum Min-egenskaper	-0,6/-0,2	3,5	Glidning och separation i sprickplan	-2	Mycket långs sprickor och pelarens anfang	245	30/0,61	80
Diskontinuum Max-egenskaper	-0,5/0,3	3,5 ⁽ⁱ⁾	Glidning och separation i sprickplan	-0,7 ⁽ⁱ⁾	Mycket långs sprickor och pelarens anfang	220	Ingen plasticering (d.v.s. <0,25%)	7

- (a) Maximal deformation i pelaren. Det första värdet avser deformationen på motsatt sida från explosionen och det andra värdet på samma sida som explosionen. Negativa värden är mot väst och positiva mot öst. Deformationerna är endast orsakade av explosionen.
- (b) Medelvärde för den minsta huvudspänningen (mest tryckta spänningen) i pelaren. Huvudsakligen riktad vertikalt.
- (c) Semi-kvantitativ beskrivning av plasticeringstillståndet i pelaren.
- (d) Maximal deformation i sprutbetongen i pelarväggen på motsatt sida från explosionen. Denna deformation är orsakad av oelastiska (d.v.s. plastiska) deformationer i berget och av explosionen. Negativa värden är mot väst.
- (e) Semi-kvantitativ beskrivning av potentialen för böjdragbrott (uppsprickning) i sprutbetongen.
- (f) Maximal axiell kraft i bultar (drag) efter explosionen. Huvudsakligen associerad med bultar i pelaren.
- (g) Första värdet avser antal bultsegment som har plasticerat. Andra värdet avser maximal töjning i bultsegment som plasticerat (flyter).
- (h) Kvantitativ beskrivning av antalet bultnoder med brott mellan bult och ingjutning. Uppstår huvudsakligen i bultar placerade i pelaren. Bultarna i pelaren är 3 m långa och diskretiserade (uppdelade) i tio segment (d.v.s. 11 noder). Varje nod representerar därför en bultlängd av 0,3 m
- (i) Modellresultat som redovisas i denna tabell i jämförande syfte men som inte har visats eller diskuterats i texten.

I Figur 4-49 redovisas den horisontella deformationsresponsen på ömse sidor av pelaren under explosionen för alla fyra pelar-modellerna. Med undantag från kontinuummodellen med min-egenskaper, vilken är signifikant annorlunda, är nivån på deformationerna jämförbara. Lägg dock märke till att den östra och den västra väggen deformeras åt motsatt håll för alla pelar-modeller, utom för diskontinuummodellen med min-egenskaper där båda väggarna deformeras mot väst.



Figur 4-49 Jämförelse av "histories" för horisontella deformationer [m] på ömse sidor av pelaren under explosionen för alla fyra pelarmodellerna. Negativa deformationer har riktning mot väst och positiva mot öst.

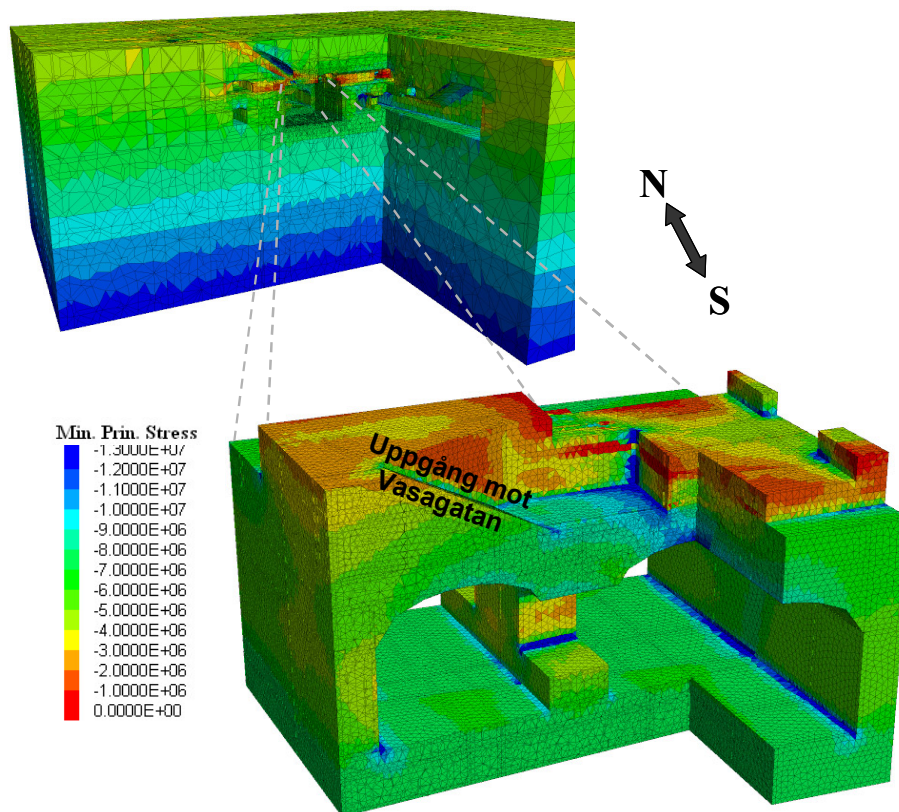
4.3 Tak-modell

4.3.1 Kontinuummodell med min-egenskaper

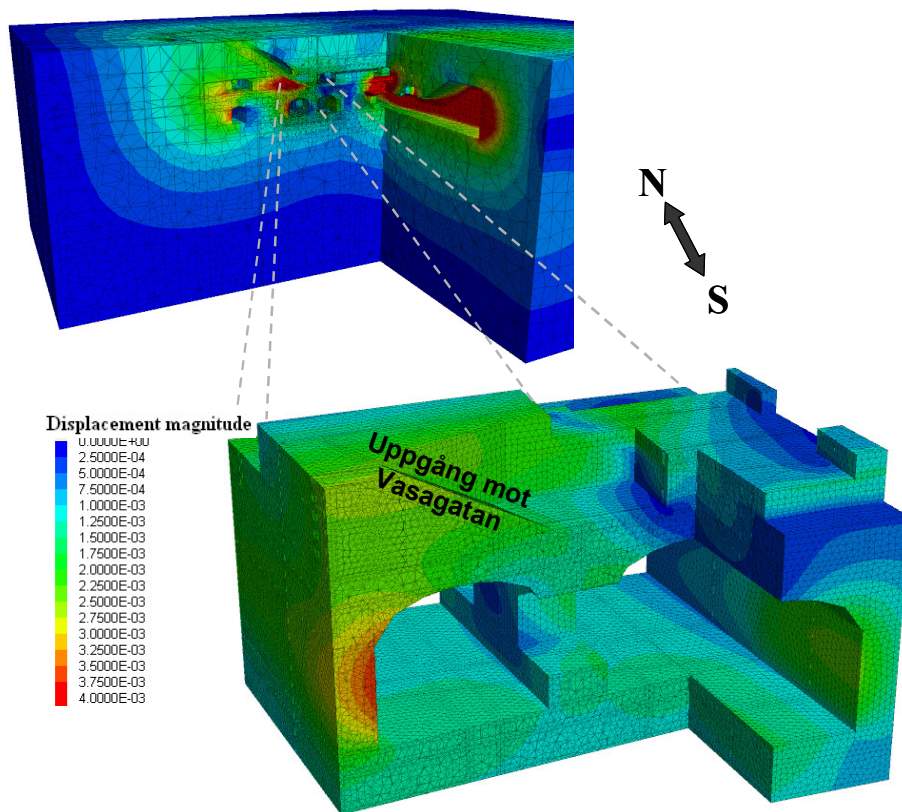
Liksom för "pelar-modellen" redovisas och diskuteras först resultaten från den statiska beräkningen, d.v.s. responsen p.g.a. av utbrytningen av tunnlarna. Därefter följer redovisning av den dynamiska beräkningen (explosionslast mot taket). Notera att den dynamiska modellregionen har ungefär samma dimensioner som för pelar-fallet men är lokaliserad lite norr om den dynamiska modellregionen för pelar-fallet.

Statisk beräkning (resultat efter utbrytning och innan explosionen)

Figur 4-50 visar konturer för den minsta huvudspänningen (mest tryckta) efter utbrytningen av tunnelarna. En del av modellen har tagits bort för att visa spänningstillståndet i närheten av det område där explosionslasten sedan kommer att appliceras. Generellt är den minsta huvudspänningen ca 6 MPa (tryck) i golv och tak runt utbrytningarna. I den nedre änden av rulltrappsschaktet upp till Vasagatan finns ett maskinrum för rulltrappan i form av en ”grop”. Denna resulterar i en liten bergtäckning mellan gropens golv och den östra spårtunnelns tak. I detta område uppstår en koncentration av den minsta huvudspänningen på maximalt ca 12 MPa (tryck). Figur 4-51 visar att deformationerna i berget i samma område är små, ca 0,5 mm eller mindre. Den största deformationen, som är ca 4 mm, uppstår i detta fall i den västra väggen i den västra spårtunneln.

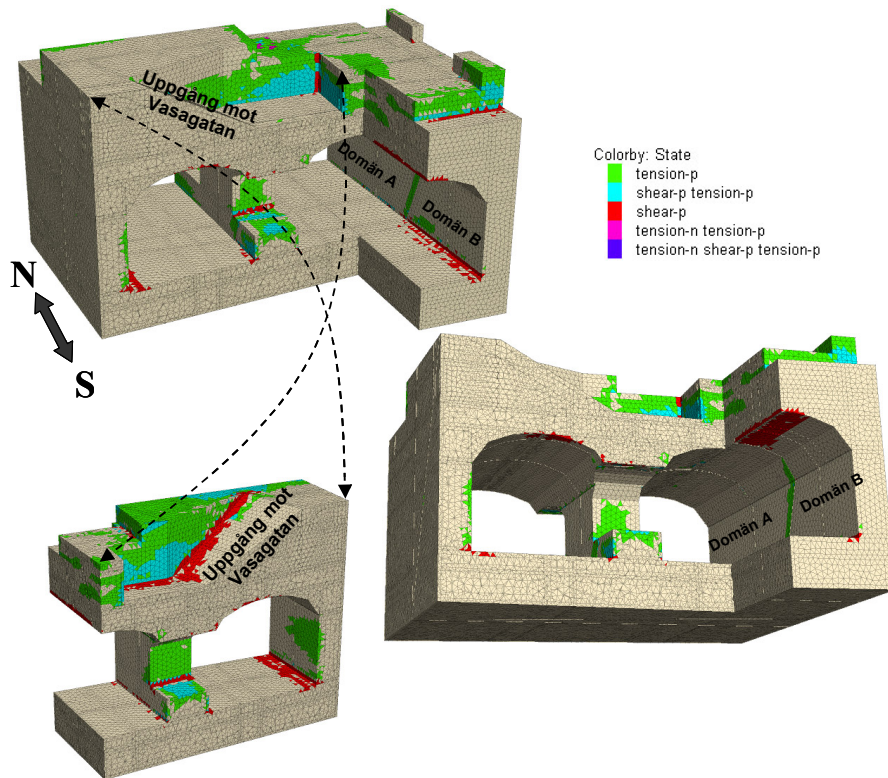


Figur 4-50 Konturer för den minsta huvudspänningen [Pa] (mest tryckta) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av kontinuum ”tak-modell” med min-egenskaper.



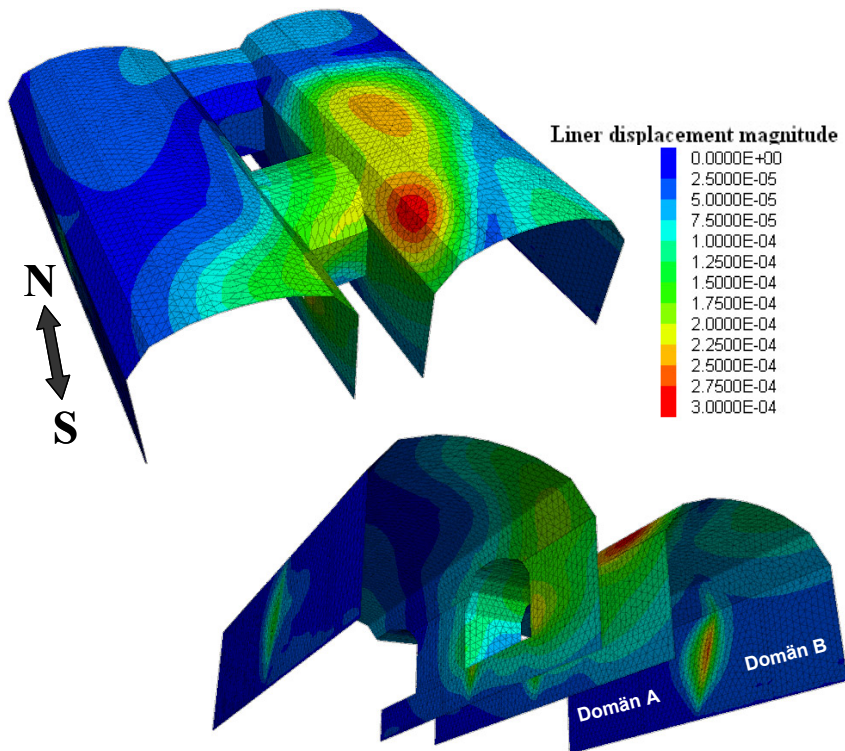
Figur 4-51 Konturer för deformationernas magnitud [m] i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Det plastiska tillståndet i bergmassan efter utbrytning av tunnlarna redovisas i Figur 4-52. Figuren indikerar att det inte uppstår någon signifikant mängd plasticering p.g.a. utbrytningen av tunnlarna och att den relativt lilla bergtäckningen mellan Citybanan och maskinutrymmet vid uppgången till Vasagatan har liten effekt på den strukturella stabiliteten. Notera dock att det uppstår lite plasticering i kontakten mellan Domän A och B i den östra väggen i Citybanans östra spårtunnel. Eftersom bergmassan i Domän A har något högre hållfasthet än i Domän B uppstår mindre plasticering i Domän A än i Domän B på Citybanans nivå. Ett exempel på detta är att den plasticering (skjuv) som sker i den östra tunnelns tak i Domän B inte fortsätter in i Domän A (plasticeringen slutar vid kontakten mellan domänerna).



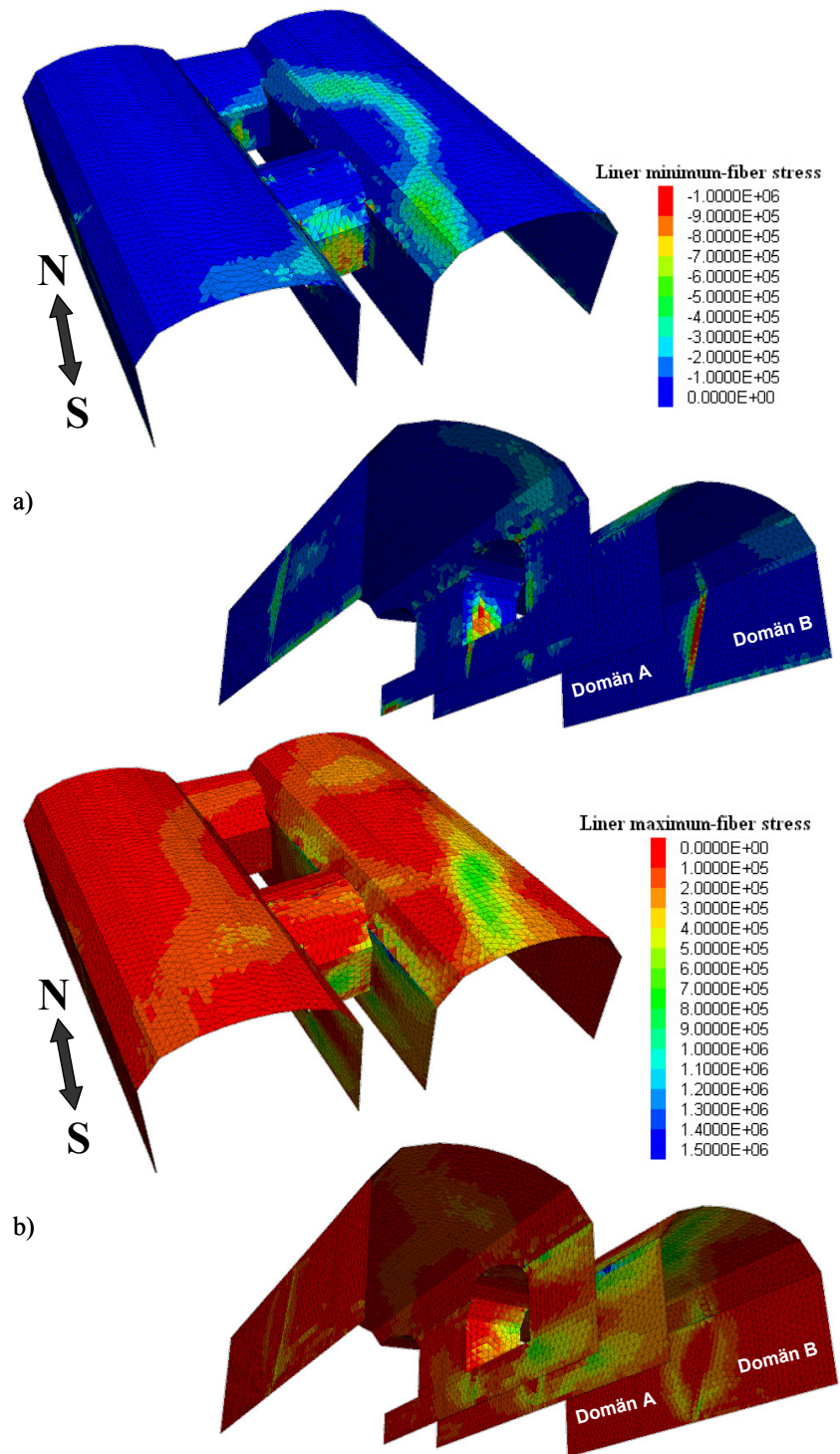
Figur 4-52 Plasticeringstillstånd efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

P.g.a. tidpunkten för installationen av bergförstärkningen (efter elastisk jämvikt) uppstår deformationer i bergförstärkningen endast p.g.a. oelastiska deformationer i bergmassan. Eftersom relativt lite plasticering induceras i bergmassan blir de inducerade deformationerna i sprutbetongen också små. Dessa deformationer illustreras i Figur 4-53 där den maximala deformationen i sprutbetongen uppgår till endast ca 0,3 mm. En liten effekt på deformationerna kan noteras i tunnelväggarna vid kontakten mellan domänerna.



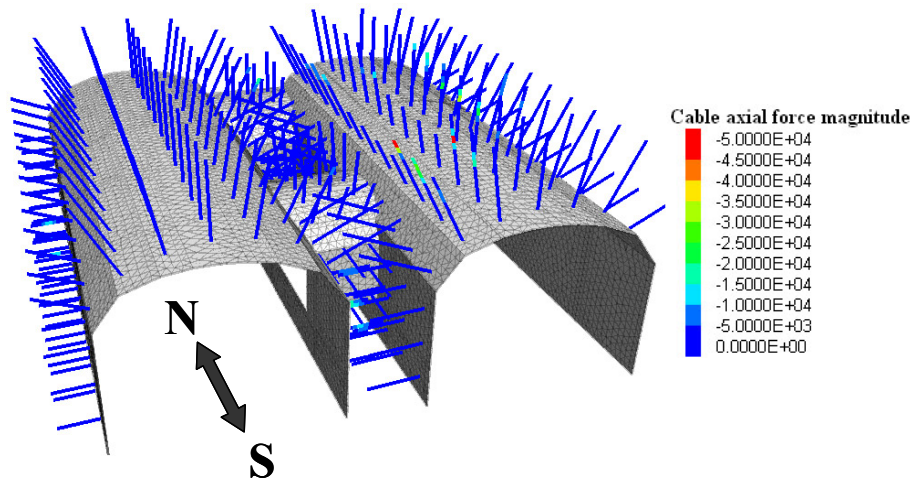
Figur 4-53 Konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen [m] (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av kontinuum ”tak-modell” med min-egenskaper.

Beräknade minsta och största kantspänningar i sprutbetongen visas i Figur 4-54. Dragspänningarna är generellt mindre än 1 MPa och tryckspänningarna generellt mindre än 1,5 MPa. Vid en böjdraghållfasthet för sprutbetongen på 4 MPa indikerar resultaten att det inte finns någon potential för uppsprickning i detta fall.



Figur 4-54 Konturer för (a) minsta kantspänning [Pa] och (b) största kantspänning [Pa] i sprutbetongen efter utbrytning av tunnelarna. (Dragspänningar är negativa.) Statisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Figur 4-55 visar beräknade axiella bultkrafter efter utbrytningen av tunnelarna. Den största bultkraften är relativt liten, ca 50 kN (karaktäristisk dragbärförmåga=246 kN), och uppstår endast i två bultar i taket. Majoriteten av bultarna har en bultkraft väl under 10 kN. Det uppstår varken plasticering (flytning) i bultarna eller brott mellan bultarna och ingjutningen under utbrytningen av tunnelarna.



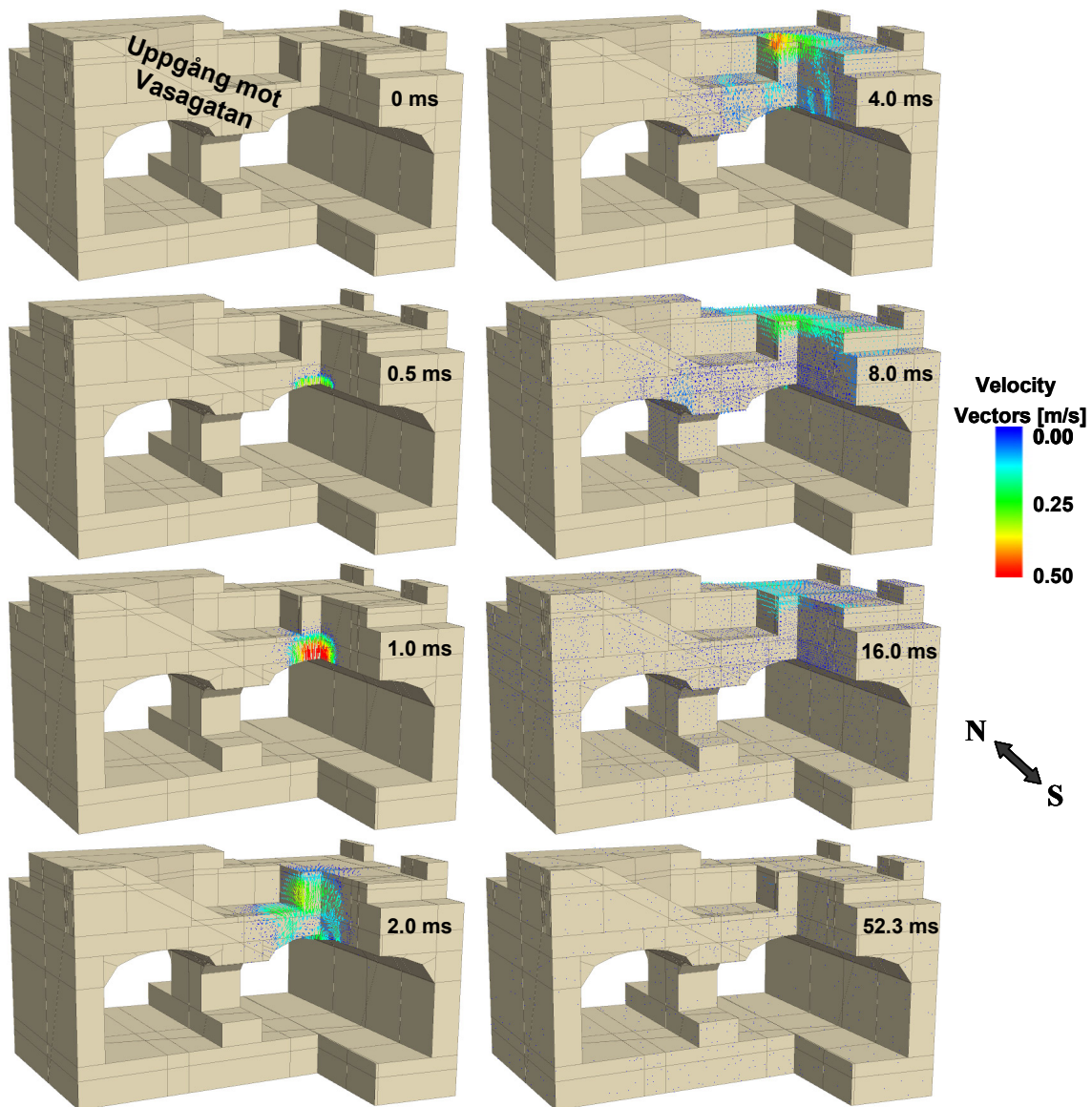
Figur 4-55 Axiella krafter i bultar [N] efter utbrytning av tunnelarna. (Dragkrafter är negativa.) Statisk beräkning av kontinuum "takmodell" med min-egenskaper.

Sammanfattningsvis kan sägas att bergmassans respons på utbrytningen är liten generellt. Därför är tunnelarna stabila med en maximal deformation mindre än 4 mm. Ingen substantiell plasticering uppstår i bergmassan och därför blir deformationerna i sprutbetongen också små, 0,3 mm eller mindre. Ingen potentiell uppsprickning av sprutbetongen, flytning i bultarna eller brott i ingjutningen uppstår i detta fall.

Dynamisk beräkning (resultat under och efter explosionen)

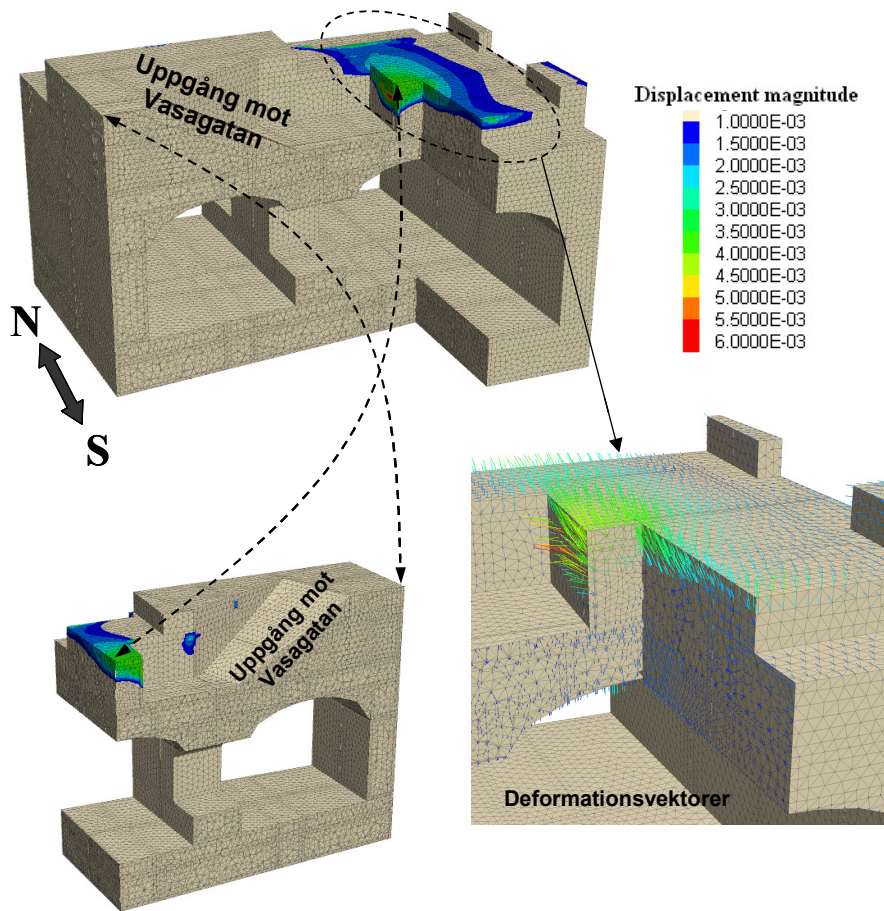
Den filtrerade tryckpulsen som tidigare visats i Figur 2-28 har applicerats i mitten av tunneltaket i Citybanans östra spårtunnel över en cirkulär yta av 4 m² (radie=2,26 m), se Figur 2-30. Modellen har analyserats dynamiskt över en total tidsperiod av 52,3 ms. Ingen artificiell dämpning har använts. Detta innebär att den kinetiska energin endast dämpas genom den plasticering som sker i Mohr-Coulomb:s materialmodell och att den kvarvarande kinetiska energin propagerar ut mot modellens ränder där den absorberas av de viskösa dämparna.

Utvecklingen av rörelserna i modellen från explosionen mot taket redovisas i Figur 4-56 i form av en serie "ögonblicksbilder" av hastighetsvektorer. Notera att en del av den dynamiska modellregionen har tagits bort för att kunna se vad som händer inuti modellen. Explosionen genererar en maximal hastighet av ca 0,5 m/s. Efter 52,3 ms har den inducerade rörelsen avtagit och i stort sett all kinetisk energi har "absorberats".



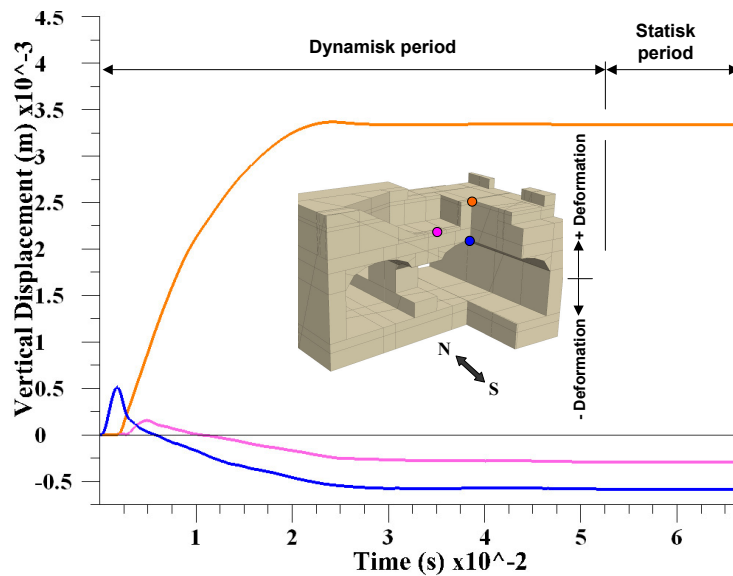
Figur 4-56 Hastighetsvektorer [m/s] vid olika tidpunkter under explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Konturer av deformationsmagnituder och deformationsvektorer inducerade av explosionen visas i Figur 4-57. Eftersom deformationerna satts till noll före explosionen är deformationerna som visas i Figur 4-57 endast en effekt av explosionen. Endast deformationer med magnituder större än 1 mm visas. Notera att färgskalan för konturerna och vektorerna är samma. I golvet på T-Blå, ovanför explosionen, är deformationerna ca 3 till 4 mm och riktade mer eller mindre vertikalt uppåt. I taket på Citybanans spårtunnel där explosionslasten applicerats är deformationerna ca 2 mm och riktade nedåt. Maximal deformation uppstår i maskinutrymmets vägg och är där ca 6 mm med subhorisontell riktning.



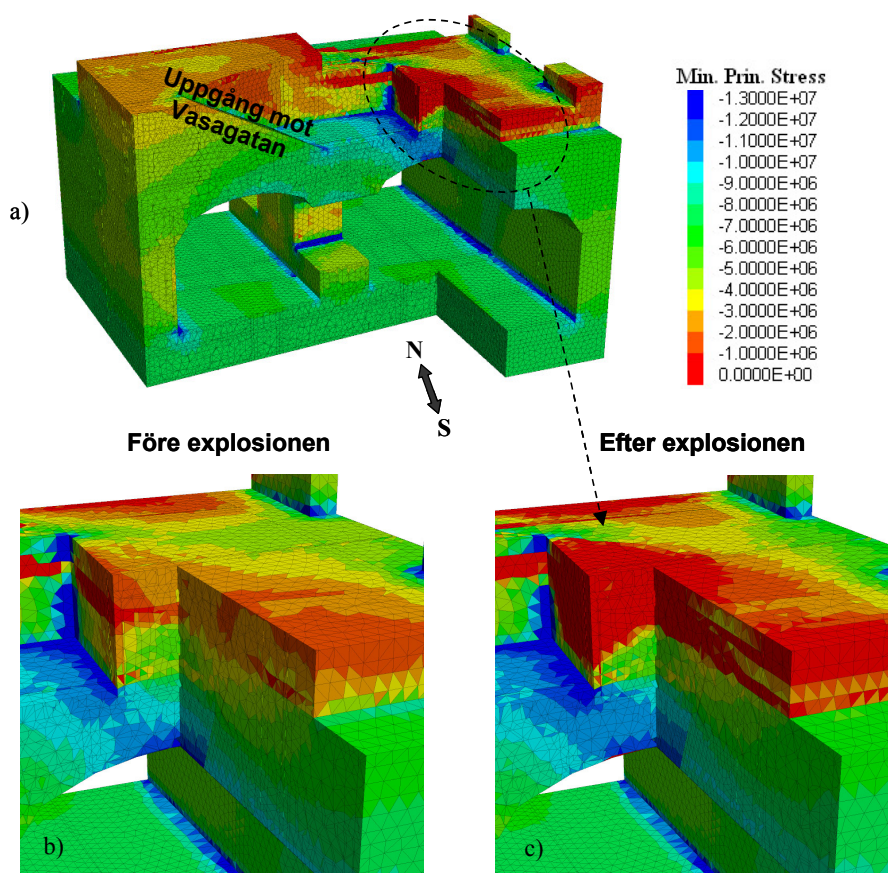
Figur 4-57 Konturer av deformationernas magnitud i bergmassan [m] (totala deformationer, ej komponenter) samt deformationsvektorer som induceras av explosionslasten. Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

I Figur 4-58 redovisas s.k. "histories" av vertikala deformationer [m] som funktion av tiden [s] under explosionsförloppet och därefter. I figuren indikeras också "history"-punkternas lägen, vilka är: (1) i taket nära explosionens centrum i Citybanans östra spårtunnel, (2) i golvet på T-Blå ovanför explosionen och (3) i golvet i maskinutrymmet vid uppgången mot Vasagatan. Figur 4-58 visar att explosionen inte har någon effekt på de vertikala deformationerna i "history"-punkterna efter ca 30 ms. Detta är konsistent med avtagandet av rörelserna och "absorptionen" av den kinetiska energin i modellen.



Figur 4-58 "Histories" av vertikala deformationer [m] som funktion av tiden [s] i tre punkter i närheten av explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

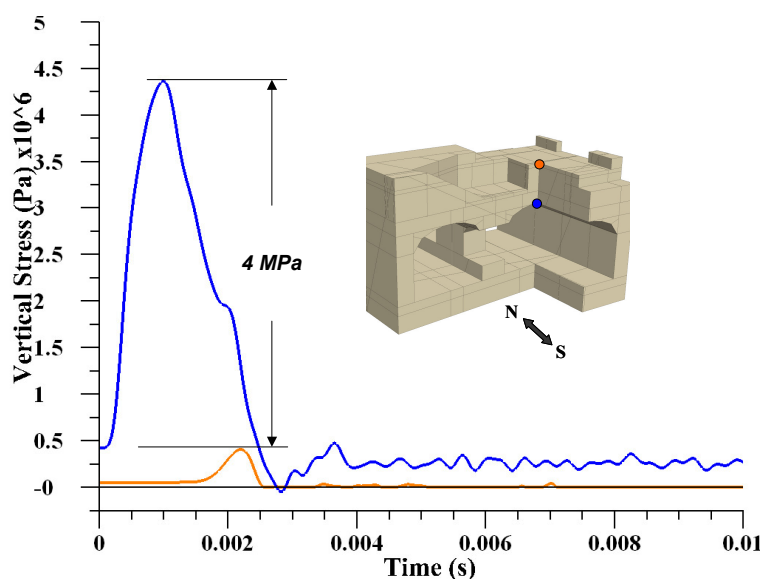
Figur 4-59a visar konturer för den minsta huvudspänningen (mest tryckta) efter explosionen. I figuren visas också detaljer av spänningstillståndet före och efter explosionen (b och c). Spänningsförändringarna är relativt små. Dock sker viss avlastning (minskning av tryckspänningarna) i golvet i T-blå som en följd av explosionen. Detta är konsistent med den plasticering som sker i bergmassan i detta område (se Figur 4-61).



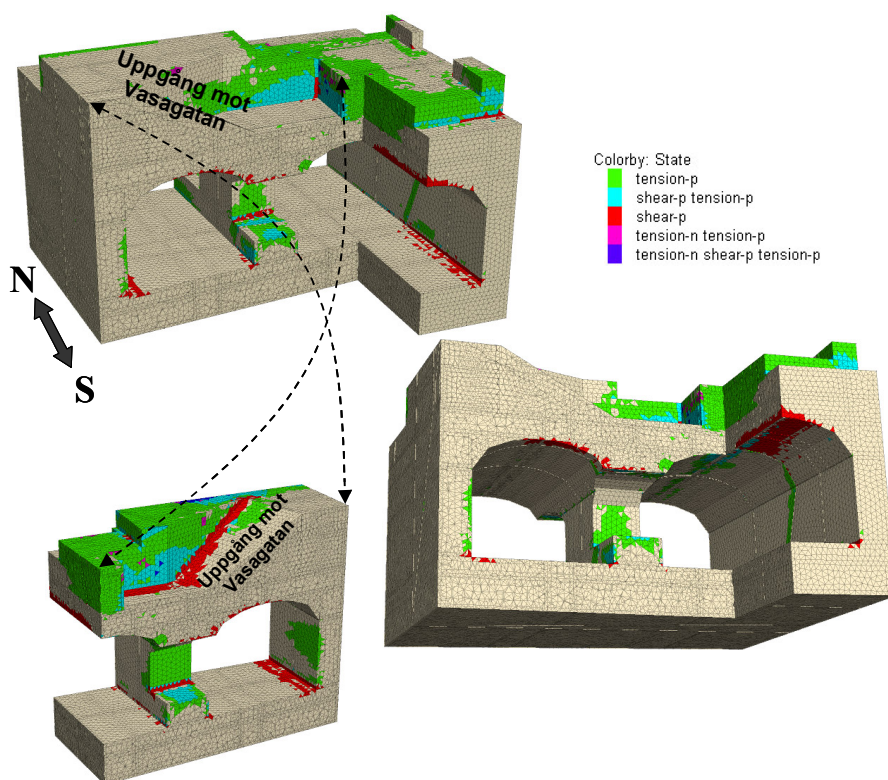
Figur 4-59 (a) Konturer av den minsta huvudspänningen (mest tryckta) [Pa] efter explosionen och detaljer (b) före explosionen och (c) efter explosionen. Dynamisk (och statisk) beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

"Histories" av vertikalspänningen [Pa] i Citybanans tak i centrum av explosionen respektive i golvet i T-blå ovanför explosionen redovisas i Figur 4-60. Notera att tryckspänningar är positiva i denna figur. En vertikal spänningspuls (tryck) på ca 4 MPa genereras i Citybanans tak. Utvecklingen av spänningspulsens är i överrensstämmelse med det applicerade explosionstrycket. Eftersom spänningen "mäts" i tredimensionella finita differenszoner registreras en liten vertikal spänningsamplitud då explosionspulsens når golvet i T-blå.

Figur 4-61 indikerar att viss tillkommande plasticering sker i bergmassan som ett resultat av explosionen. Den tillkommande plasticeringen sker primärt i form av dragbrott i golvet i T-blå. Mindre tillkommande skjuvplasticering uppstår också i Citybanans tak, men ca hälften av den mellanliggande bergskivans höjd förblir intakt.

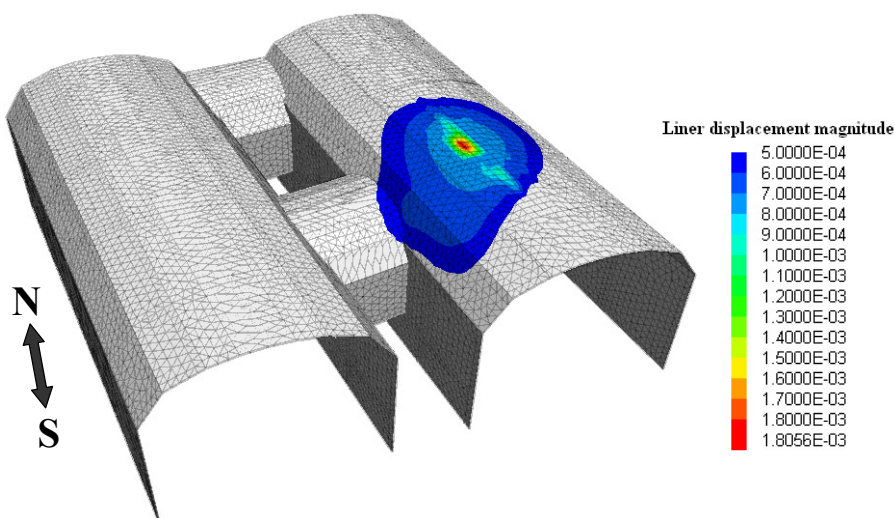


Figur 4-60 "Histories" av vertikal spänning [Pa] som funktion av tiden [s] i två punkter, en på varje sida av bergskivan mellan Citybanan och T-blå. Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.



Figur 4-61 Plasticeringstillstånd efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

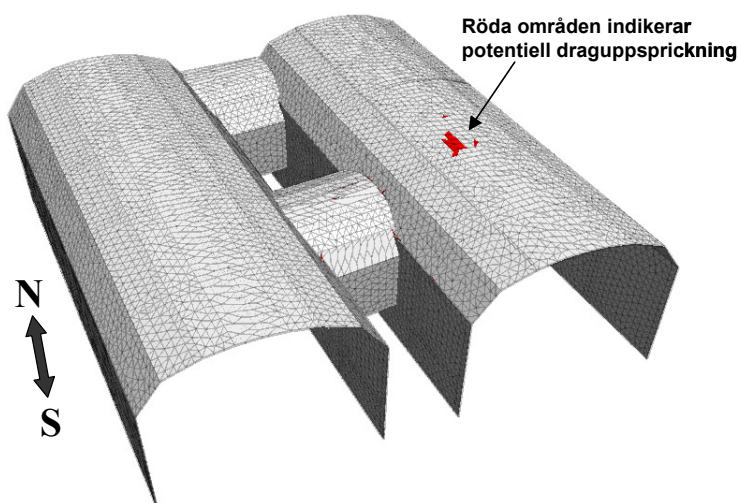
Explosionens effekt på deformationerna i sprutbetongen redovisas i Figur 4-62. Figuren visar deformationernas magnitud för deformationer större än 0,5 mm. Kom ihåg att dessa deformationer reflekterar effekten från både de oelastiska deformationerna p.g.a. utbrytningen av tunnlarna och från explosionen, och är maximalt ca 1,8 mm. Kom dock ihåg att maximal deformation från utbrytningen var endast 0,3 mm (se Figur 4-53).



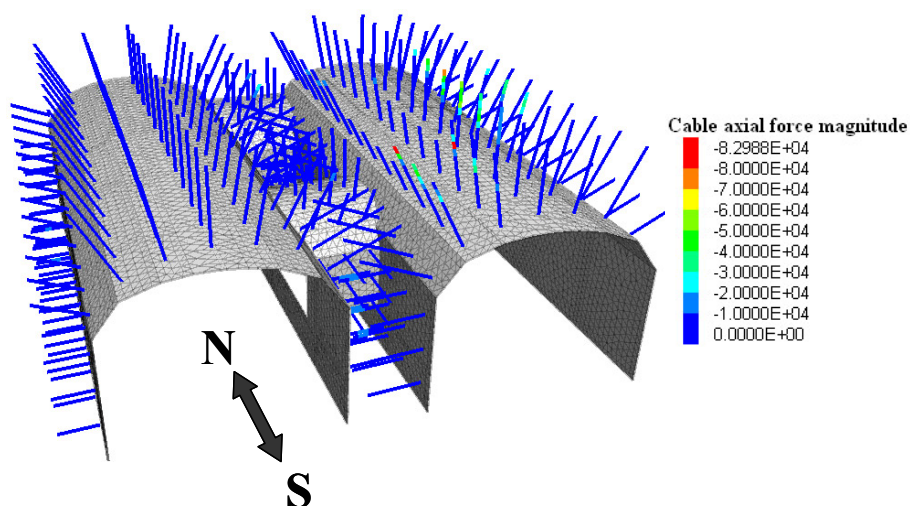
Figur 4-62 Konturer av deformationernas magnitud [m] i sprutbetongen (totala deformationer, ej komponenter) efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Som tidigare nämnts följer sprutbetongen en elastisk materialmodell. Genom att jämföra de elastiskt inducerade dragkantspänningarna med sprutbetongens karakteristiska böjdraghållfasthet kan potentialen för uppsprickning uppskattas. De rödfärgade ytorna i Figur 4-63 indikerar potentialen för sådan draguppsprickning. Som framgår av figuren är området med potential för uppsprickning mycket litet och lokaliserat till explosionslåsens omedelbara närhet.

Figur 4-64 visar axiella bultkrafter (drag är negativt) efter explosionen. Bultkrafterna inkluderar liksom sprutbetongen även effekten från de oelastiska deformationerna p.g.a. utbrytningen av tunnlarna. En maximal bultkraft av ca 83 kN har beräknats i bultar i taket. Efter utbrytningen hade samma bultar en maximal kraft av 50 kN, vilket innebär att maximal bultkraft ökat med ca 30 kN p.g.a. explosionen. I detta beräkningsfall uppstår varken flytning i bultstålet eller brott i ingjutningen p.g.a. explosionen.



Figur 4-63 Områden med uppskattad potentiell uppsprickning i sprutbetongen efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.



Figur 4-64 Axiella krafter i bultar [N] efter explosionen. (Dragkrafter är negativa.) Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

För den dynamiska beräkningen av tak-modellen med kontinuummetod och min-egenskaper kan följande allmänna observationer göras. Även om explosionen i viss mån påverkar bergmassan i form av ökade deformationer, ökad plasticering och spänningsomlagring är det påverkade området relativt litet och lokaliserat till explosionens närhet. Fast en dynamisk period av 52,3 ms har studerats är de dynamiska effekterna över efter redan ca 30 ms. I golvet på T-blå sker en uppåtgående deformation av ca 4 mm och en nedåtgående deformation i Citybanans tak av ca 2 mm. Tillkommande dragplasticering i golvet i T-blå, ovanför explosionen, är konsistent med minskningen av tryckspänning-

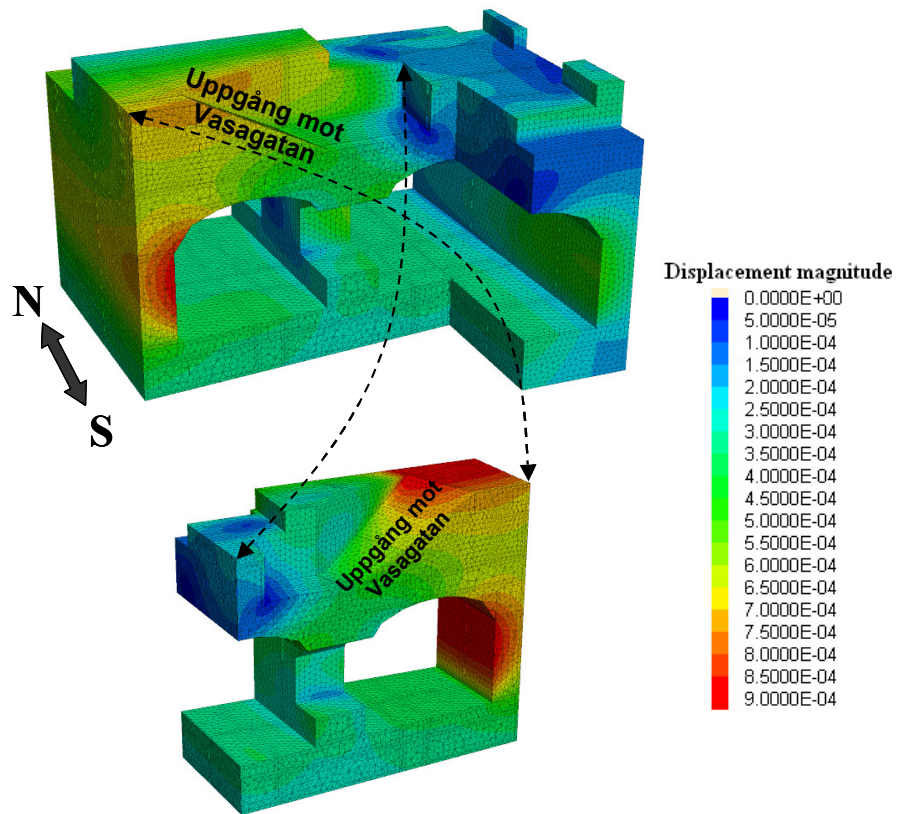
arna i detta område. Explosionen orsakar även tillkommande skjuvplasticering i Citybanans tak, men ca 1,5 m av den ca 4,2-8,5 m tjocka mellanskivan förblir intakt efter explosionen.

Explosionens effekt på bergförstärkningen är små. En maximal bultkraft på ca 83 kN uppstår i två bultar efter explosionen. Detta är långt under bultarnas dragbärförmåga på 246 kN, vilket innebär att ingen flytning sker i bultstålet. Det uppstår inte heller några brott i ingjutningen p.g.a. explosionen. Endast på en liten yta i närheten av där explosionslasten appliceras induceras dragspänningar i sputbetongen som överskrider den karakteristiska böjdraghållfastheten på 4 MPa. Tunnlarna förblir stabila efter explosionen.

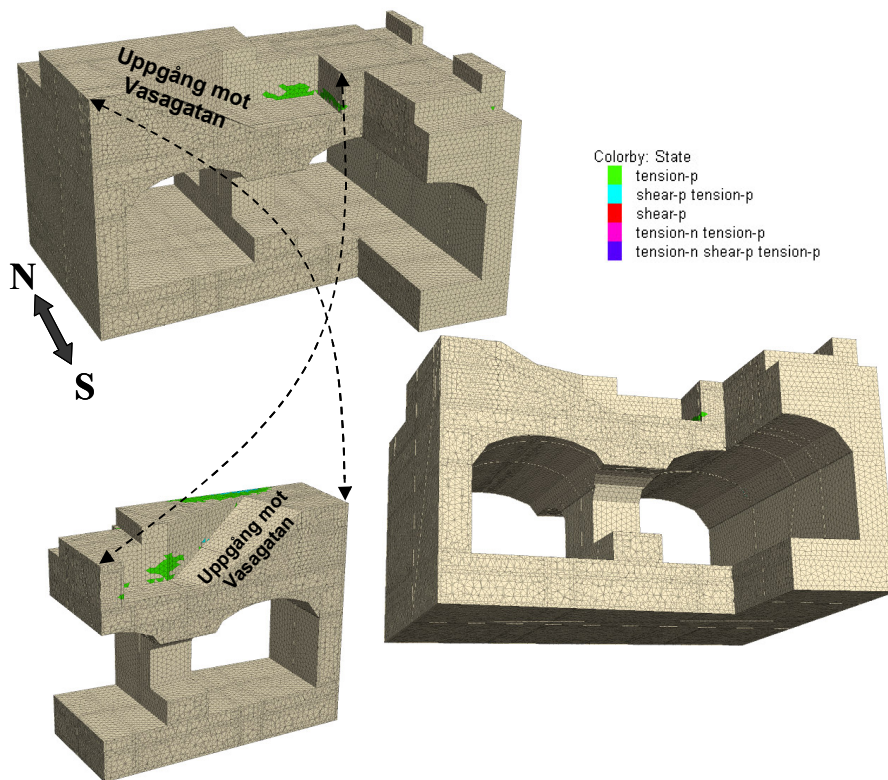
4.3.2 Kontinuummodell med max-egenskaper

Statisk beräkning (resultat efter utbrytning och innan explosionen)

Den mycket kompetenta bergmassa som representeras av max-egenskaperna resulterar i en mycket liten respons i bergmassan p.g.a. utbrytningen av tunnlarna. Detta illustreras tydligt av Figur 4-65 respektive 4-66, vilka visar konturerna för deformationernas magnitud respektive det plastiska tillståndet i bergmassan efter utbrytning. Den maximala deformationen uppstår i den västra väggen i den västra spårtunneln och är bara 0,9 mm. Plasticering av bergmassan sker i golvet på nivån för T-blå. Det finns däremot ingen indikation på plasticering av berget runt tunnlarna på Citybanans nivå. Eftersom responsen i bergmassan är så liten blir också responsen i bergförstärkningen liten. Den maximala deformationen i sprutbetongen är endast 0,02 mm och en maximal kraft (drag) av ca 3 kN uppstår i två av bultarna (visas ej). Dessa små deformationer och belastningar i bergförstärkningen orsakar naturligtvis varken flytning i bultar, brott i ingjutningen eller potentiell uppsprickning av sprutbetongen.



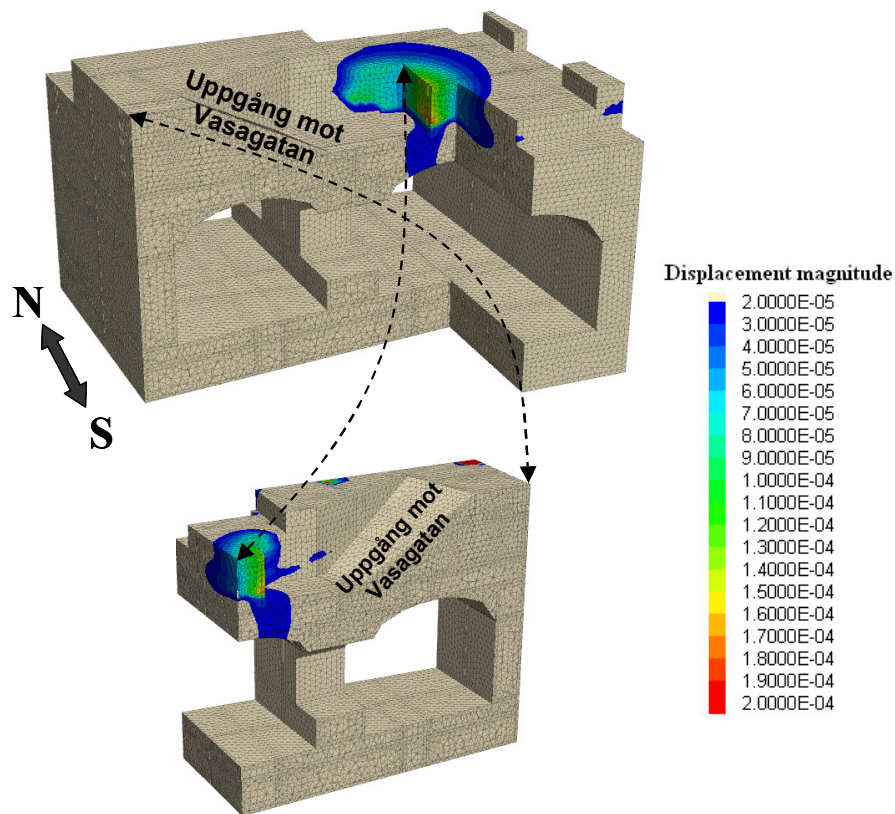
Figur 4-65 Konturer för deformationernas magnitud [m] i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.



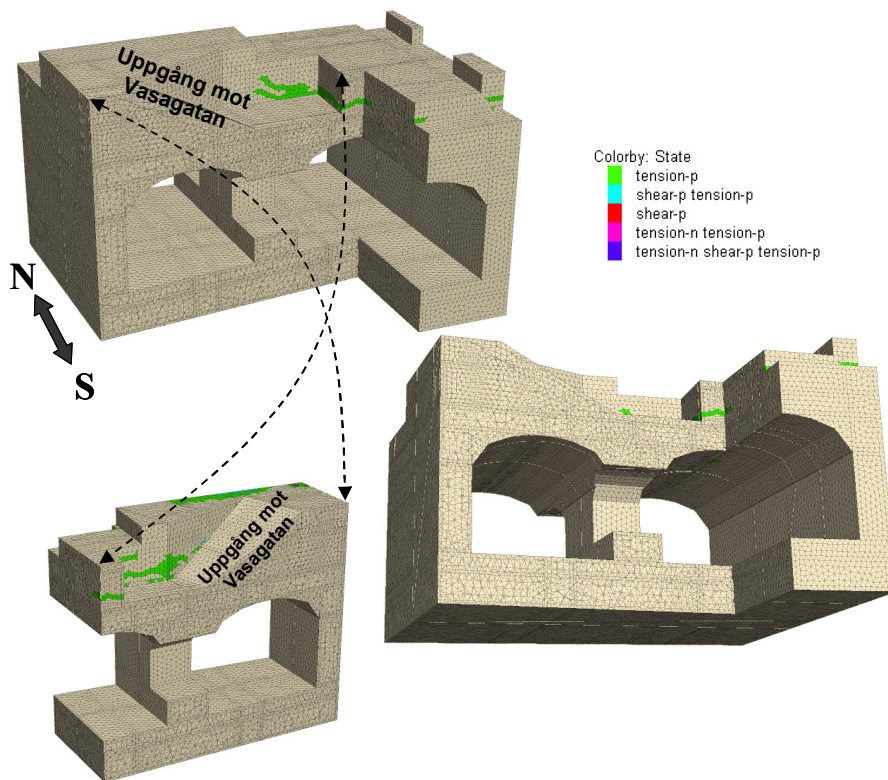
Figur 4-66 Plasticeringstillstånd efter utbrytning av tunnlar. Statisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

Dynamisk beräkning (resultat under och efter explosionen)

Figur 4-67 visar konturer för deformationernas magnitud i bergmassan inducerade av explosionen. Endast konturer för deformationer större än 0,02 mm visas i figuren. Maximal deformation är ca 0,2 mm. Från Figur 4-67 är det uppenbart att effekterna av explosionen är mer eller mindre negligerbara i detta fall och att de mycket små effekter som ändå uppstår är lokaliserade till den omedelbara närheten av explosionen. Följdriktigt sker också endast en marginell ökning av plasticeringen i bergmassan på T-blå:s nivå p.g.a. explosionen, se Figur 4-68.



Figur 4-67 Konturer av deformationernas magnitud i bergmassan [m] (totala deformationer, ej komponenter) samt deformationsvektorer som induceras av explosionslasten. Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.



Figur 4-68 Plasticeringstillstånd efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

Explosionslasten orsakar även en mycket begränsad respons i bergförstärkningen. I bultarna induceras en maximal axiell kraft av ca 14 kN, vilket motsvarar en ökning av 11 kN jämfört med förhållandena före explosionen. Ingen flytning uppstår i bultstålet och inte heller några brott i ingjutningen under explosionen. I sprutbetongen har en maximal deformation av bara ca 0,06 mm beräknats efter explosionen. Ingen potentiell uppsprickning genereras. Tunnlarna förblir stabila.

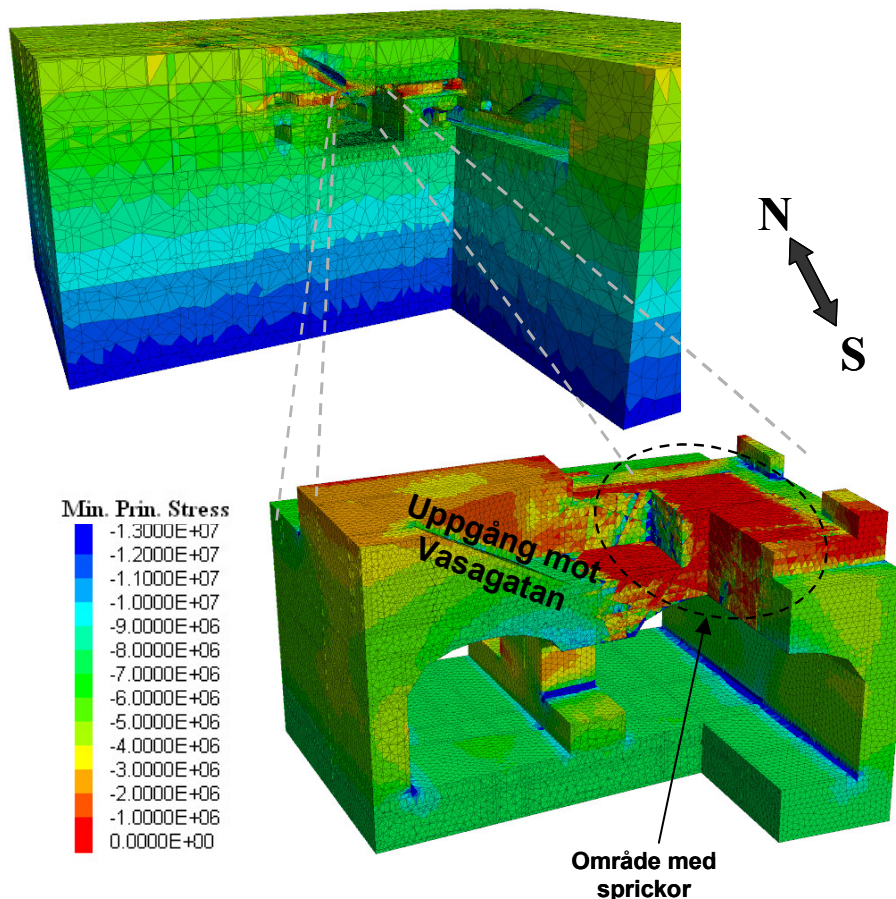
4.3.3 Diskontinuummodell med min-egenskaper

Statisk beräkning (resultat efter utbrytning och innan explosionen)

I diskontinuummodellen för fallet då explosionen applicerats mot taket representeras berget mellan taket på Citybanan och golvet i T-blå av en samling naturliga sprickor och intakta bergblock (se avsnitt 2.2 och 2.3.4). Blocken kan blocken rotera, glida och separera relativt varandra om förhållandena tillåter. Sprickorna följer en elastisk-perfekt plastisk materialmodell (s.k. "Coulomb slip model") där friktionsvinkeln är representerad av "peak"-friktionsvinkeln (ϕ_p). Fem sprickgrupper är representerade i respektive geologisk domän (A och B). Sprickgruppernas orientering och sprickavstånd har i modellerna representerats av sina "typ-värden" enligt Tabell 2-2. Omgivande berg inom den dynamiska modellregionen har representerats av ett "ekvivalent" elastiskt-perfekt

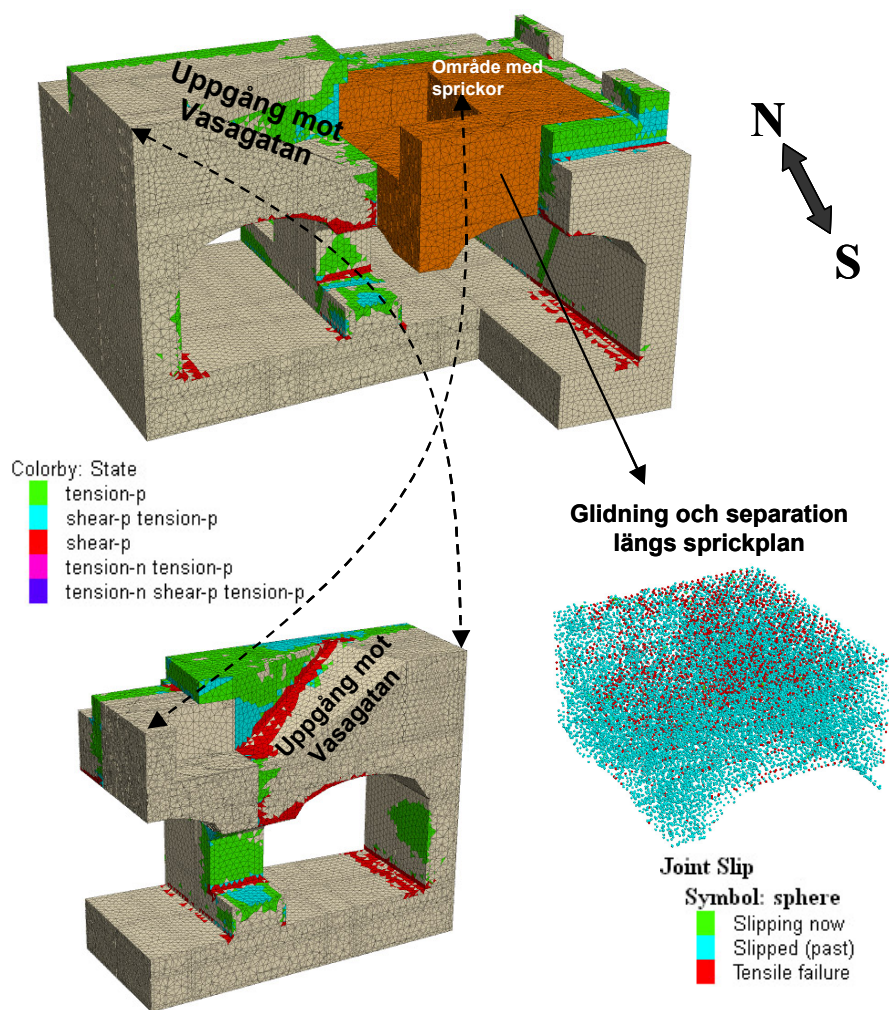
plastiskt kontinuum, medan berget utanför den dynamiska modellregionen har representerats av ett elastiskt kontinuum.

Figur 4-69 redovisar beräknade konturer för den minsta huvudspänningen (mest tryckta) efter utbrytning av alla tunnlar i tak-modellen. Inom det område där sprickor är explicit representerade i denna modell är tryckspänningarna signifikant lägre jämfört med motsvarande kontinuummodell med min-egenskaper (se Figur 4-50). I modellområdet med sprickor är spänningarna olikformigt fördelade, huvudsakligen i intervallet mellan 0 och 4 MPa. På några ställen förekommer höga spänningar omkring 13 MPa. Det relativt lägre och ojämnt fördelade spänningstillståndet som uppstår i detta fall är ett resultat av blockens olikformiga rörelser genom glidning och separation längs sprickplanen. Detta är en oelastisk typ av respons vilken reducerar spänningarna och omfördelar dem till områden utanför området med sprickor. Notera dock att något förhöjda tryckspänningar förekommer längs väggarna i maskinutrymmet vid uppgången mot Vasagatan. Dessa spänningar uppstår p.g.a. att stabiliserande sprutbetong har applicerats på väggarna. Utan sprutbetong blir små block i väggarna instabila och faller ut.



Figur 4-69 Konturer för den minsta huvudspänningen [Pa] (mest tryckta) efter utbrytning av tunnarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

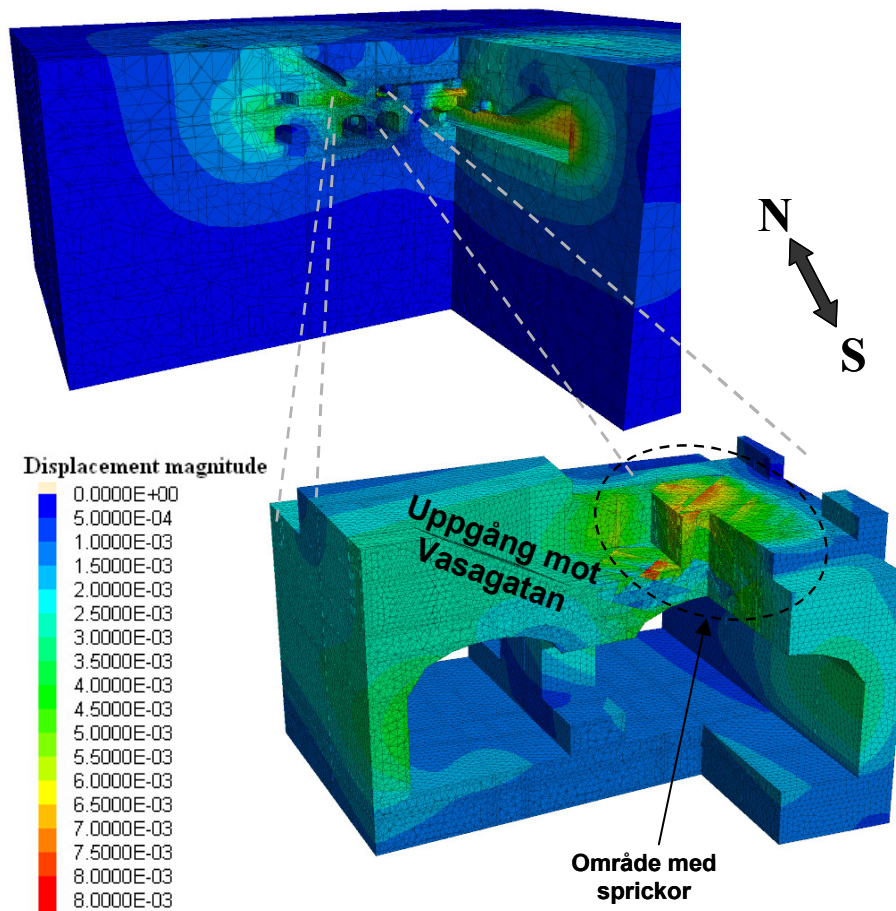
I Figur 4-70 visas den oelastiska responsen i modellen efter utbrytning av tunnarna. Figuren redovisar såväl det plastiska tillståndet i den del av tak-modellen som representeras av ett "ekvivalent" kontinuum som glidning och separation i sprickplan i den del av modellen i vilken sprickor har modellerats explicit. Den oelastiska responsen i området med sprickor tycks vara liknande den för diskontinuummodellen för pelar-fallet med min-egenskaper (d.v.s. genomgående jämnt fördelad glidning och separation längs sprickplan), se Figur 4-25. Detta är dock inte helt konsistent med det plastiska tillståndet i samma område för kontinuummodellen med min-egenskaper som huvudsakligen är oplastiserat (se Figur 4-52).



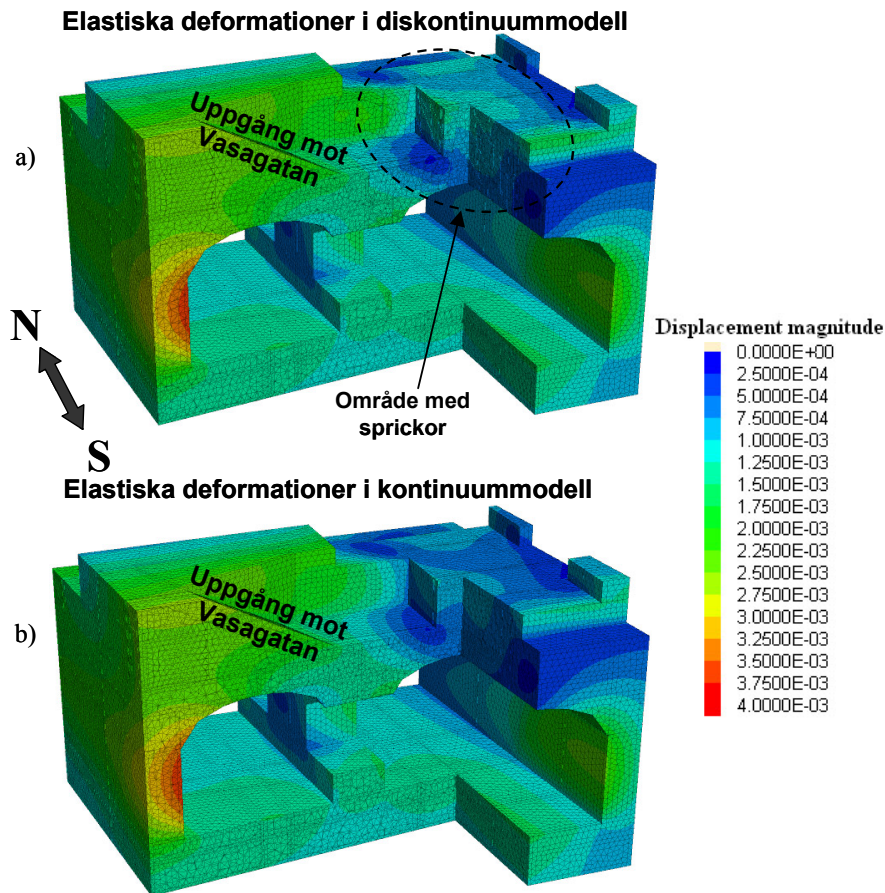
Figur 4-70 Plasticeringstillstånd samt skjuv- och dragbrott (glidning och separation) av sprickor efter utbrytning av tunnarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Konturer som visar deformationernas magnitud redovisas i Figur 4-71, där diskontinuerliga deformationer på ca 7 mm har beräknats både i golvet på T-Blå och i golvet i maskinutrymmet vid uppgången till Vasagatan. Dessa golvdeformationer är riktade subvertikalt uppåt och primärt orsakade av den oelastiska responsen i det blockiga området

i modellen (området med explicit modellerade sprickor). I Figur 4-72 redovisas konturer för de elastiska deformationernas magnitud för kontinuummodellen och diskontinuummodellen med min-egenskaper. Dessa representerar de totala elastiska deformationerna resulterande från utbrytningen av tunnlarna och är som framgår av figuren nästan identiska för kontinuum- och diskontinuummodellen. Detta indikerar att de styvheter (normal- och skjuvstyvhet) som använts för sprickorna i diskontinuummodellen är i rimlig överensstämmelse med den styvhet (E-modul) som använts för den "ekvivalenta" kontinuummodellen. Jämförelse mellan Figur 4-71 och 4-72 ger en uppfattning om den oelastiska responsens storlek.

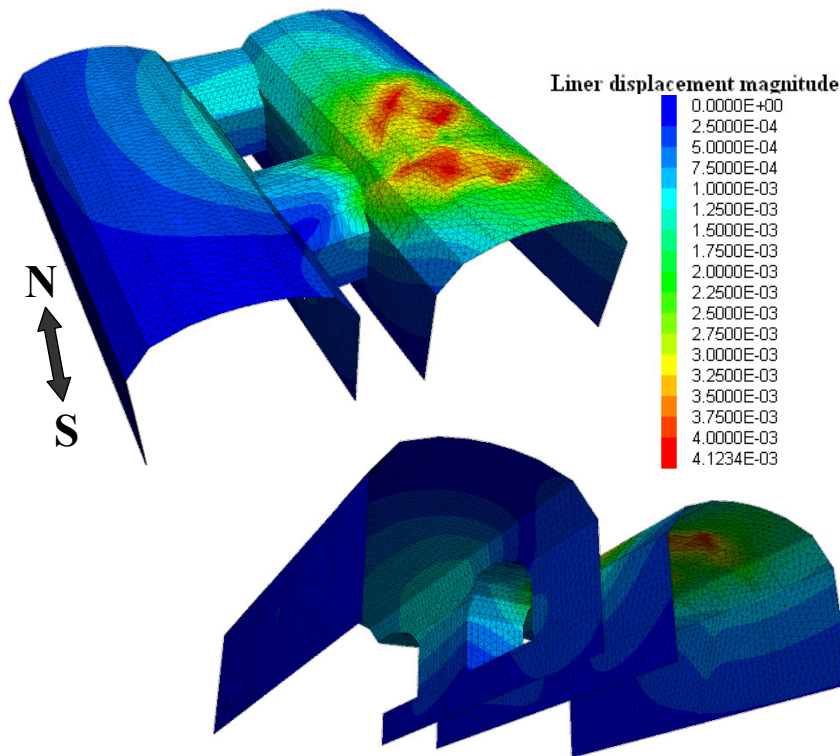


Figur 4-71 Konturer för deformationernas magnitud [m] i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.



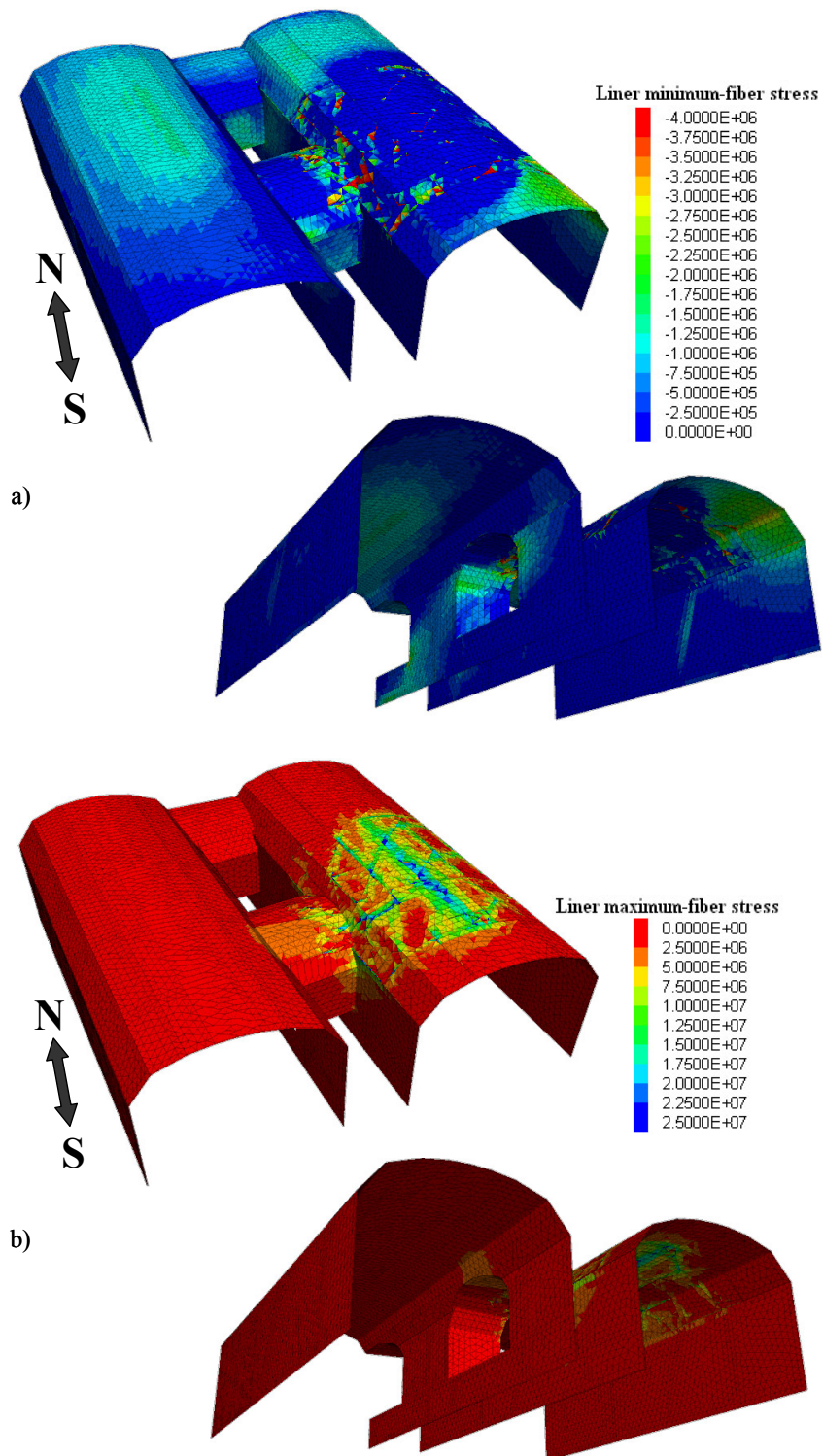
Figur 4-72 Konturer för de elastiska deformationernas magnitud [m] i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av (a) diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper och (b) kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Precis som för tidigare redovisade modeller har bergförstärkningen utgjorts av bultar och sprutbetong som installerats efter den elastiska jämviktberäkningen p.g.a. utbrytningen av tunnelarna. Därför är all belastning i förstärkningssystemet ett resultat av den oelastiska responsen i bergmassan. I den del av modellen där sprickor simulerats explicit sker den oelastiska responsen i form av permanent glidning och separation av block längs gemensamma sprickplan. Dessa distinkta blockrörelser har fångats i Figur 4-73 i form av konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen. Distinkta avtryck från deformationerna av individuella block syns tydligt i sprutbetongen i taket. Som framgår av figuren erfar sprutbetongen en relativt liten deformation av maximalt ca 4 mm.

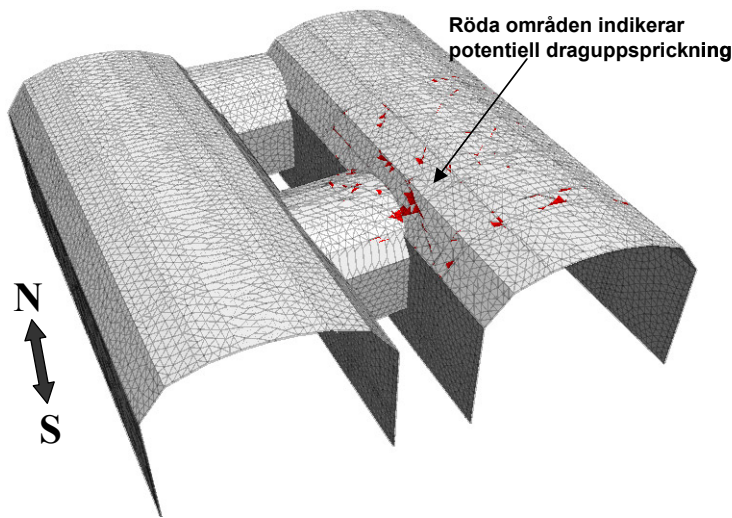


Figur 4-73 Konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen [m] (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Den diskontinuerliga responsen i den blockiga delen av modellen framträder tydligt också i Figur 4-74 som visar konturer för den minsta (mest dragna) och största (mest tryckta) kantspänningen i sprutbetongen efter utbrytningen av tunnelarna. Beroende på de relativa rörelserna mellan blocken framträder spänningskoncentrationer längs sprickorna i bergmassan. Vid jämförelse med den karakteristiska böjdraghållfastheten på 4 MPa indikerar de elastiskt beräknade spänningarna (sprutbetongen följer en elastisk materialmodell) i Figur 4-74a att potentiell uppsprickning kan inträffa i sprutbetongen som ett resultat av utbrytningen av tunnelarna. Figur 4-75 redovisar de områden där böjdraghållfastheten (4 MPa) har överskridits (röda fält). Kom ihåg att detta endast representerar en enkel jämförelse mellan beräknade kantspänningar och böjdraghållfastheten, vilket inte ska förväxlas med responsen för en oelastisk materialmodell för sprutbetongen.



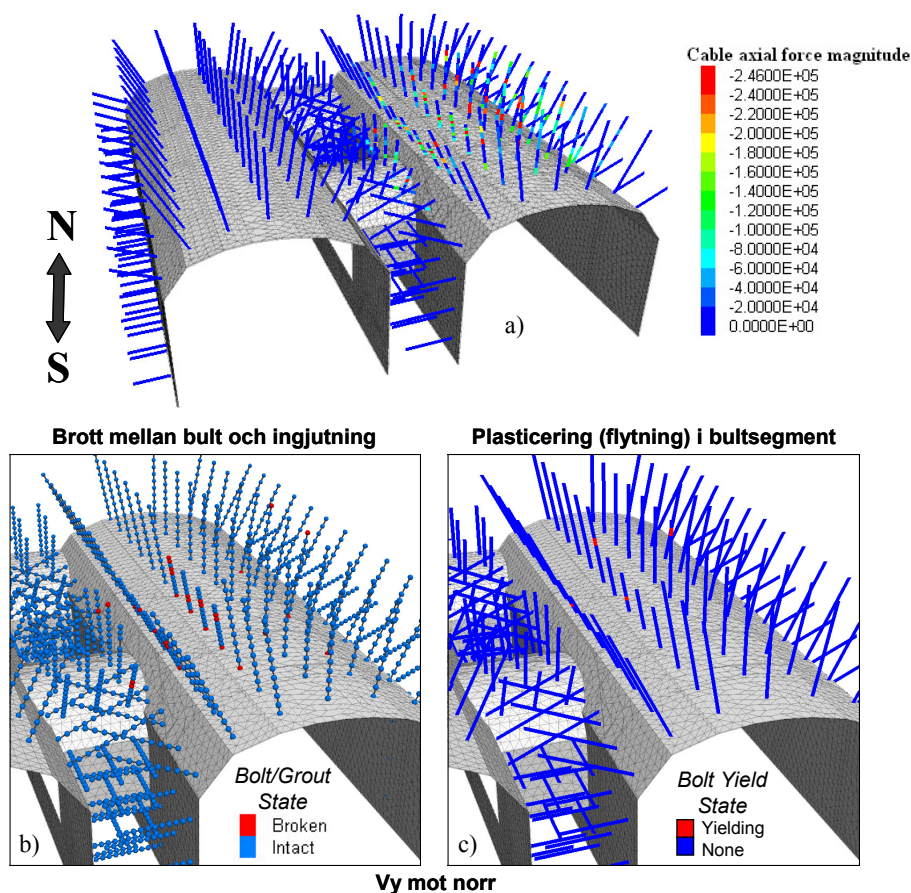
Figur 4-74 Konturer för (a) minsta kantspänning [Pa] och (b) största kantspänning [Pa] i sprutbetongen efter utbrytning av tunnlarna. (Dragspänningar är negativa.) Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.



Figur 4-75 Områden med uppskattad potentiell uppsprickning i sprutbetongen efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Beräknade axiella krafter (drag är negativ) i installerade bultar visas i Figur 4-76 tillsammans med lokaliseringen av glidning (brott) mellan bultar och ingjutning. Figuren visar också bultsegment för vilka flytning sker i bultstålet efter utbrytningen av tunnlarna. Höga bultlastar uppstår i ett antal bultar som är placerade i den blockiga delen av modellen, när bultarna responderar på blocksystemets deformation p.g.a. utbrytningen av tunnlarna. Fyra bultar i taket erfar flytning (d.v.s. har axiell bultlast på 246 kN) efter utbrytningen av tunnlarna, och flera bultar har en last i intervallet 100-150 kN. Den maximala töjningen i bultarna är däremot i storleksordningen endast 0,6%, vilket är långt under bultarnas karakteristiska dragbrottöjning (5%). Därför återstår mycket av bultarnas töjningskapacitet och kan anses vara fortsatt funktionella efter utbrytningen.

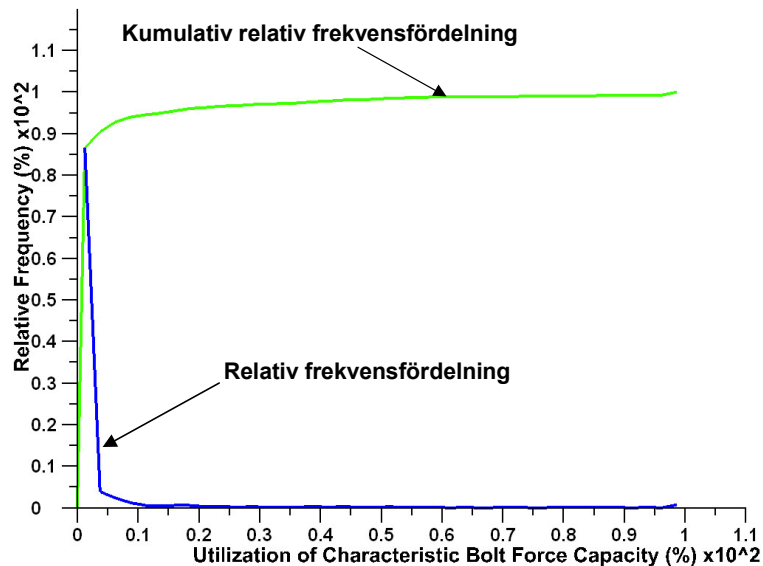
Ingjutningen följer en elastisk-perfekt plastisk respons i modellen. Detta innebär att även om brott sker i ingjutningen kan bulten fortfarande fungera utan att mista sin lastupptagande förmåga. Figur 4-76 visar att genererade laster från utbrytningen av tunnlarna orsakar glidning mellan bultar och ingjutning (brott) på 31 ställen (bultnoder).



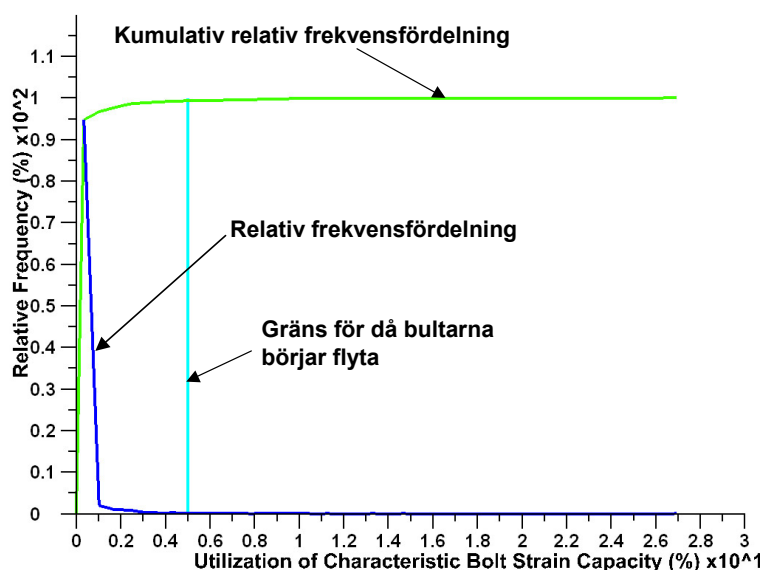
Figur 4-76 (a) Axiella krafter i bultar [N] efter utbrytning av tunnlarna (dragkrafter är negativa); (b) Indikatorer för glidning (brott) mellan bultar och ingjutning efter utbrytning av tunnlarna; (c) Indikatorer för bultsegment som flyter efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Figur 4-77 och 4-78 ger en integrerad bild av utnyttjandegraden av bultsystemets strukturella kapacitet. Hur dessa figurer framställts har tidigare förklarats i samband med Figur 4-17 och 4-18. De relativa och kumulativa frekvensfördelningarna i Figur 4-77 redovisar utnyttjandegraden med avseende på bultarnas karakteristiska dragbärförmåga (246 kN) för alla bultar i bultsystemet. Figuren visar att 95% av alla bultsegment (tio segment per bult) har en utnyttjandegrad av mindre än 10% av deras dragbärförmåga och att 98% av bultsegmenten utnyttjas till mindre än 50% av dragbärförmågan efter utbrytningen av tunnlarna.

Figur 4-78 redovisar samma sak som Figur 4-77 men här är istället utnyttjandegraden redovisad med avseende på töjningar. Med dragbrottötjning på 5% framgår det tydligt att bultarna är bultsystemet är underutnyttjat med avseende på axiella töjningar i bultarna. I 97% av bultsegmenten utnyttjas faktiskt mindre 1% av den karakteristiska dragbrottötjningen. Eftersom bultarna börjar flyta (plasticera) vid en töjning av 0,25% (d.v.s. vid $f_{yk}/E_{sk} \times 100\%$) är den utnyttjandegrad med avseende på töjning vid vilken bultarna börja flyta lika med 5% ($0,25/5 \times 100\%$). Denna relativa töjningsgräns har markerats som en vertikal linje i Figur 4-78. Vid eller ovanför denna gräns flyter bultarna, medan de förblir i ett elastiskt tillstånd under denna gräns. Totalt uppstår flytning i 25 stycken bultsegment någon gång under den plastiska jämviktsberäkningen vid utbrytningen av tunnelarna. Av Figur 4-78 framgår också att det bultsegment som har den största töjningen har en utnyttjandegrad av ca 27% av den karakteristiska töjningskapaciteten (d.v.s. 1,35% töjning).



Figur 4-77 Relativ och kumulativ frekvensfördelning av utnyttjandegrad av karakteristisk dragbärförmåga i bultar (246 kN) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.



Figur 4-78 Relativ och kumulativ frekvensfördelning av utnyttjandegrad av karakteristisk dragbrottöjning i bultar (5%) efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Responserna i diskontinuummodellen med min-egenskaper är mest signifikant i taket på den blockiga delen av modellen (området i vilket sprickor simulerats explicit). De relativa blockrörelser (glidning och separation) som uppstår i detta område tenderar att reducera tryckspänningarna (avlasta bergmassan). Blockdeformationerna i golvet på nivån för T-blå och i golvet i maskinutrymmet för uppgången mot Vasagatan är uppåtgående med ca 4 respektive 8 mm magnitud. De vertikala deformationerna av dess golvblock är ett resultat från sub-horisontell ihoptryckning av bergmassan mellan taket på Citybanan och golvet i T-blå/maskinutrymmet. Responserna i den blockiga delen av modellen skiljer sig ganska markant från den i motsvarande kontinuummodell med min-egenskaper, där både deformationerna och omfattningen av plasticerat berg är mindre i samma område av modellen. Skillnaden i respons mellan de båda modellerna indikerar att för den lokala skala som dessa modeller representerar, kan det vara viktigt att explicit inkludera sprickstrukturen i berget för att kunna simulera möjliga/troliga brott- och deformationsmekanismer.

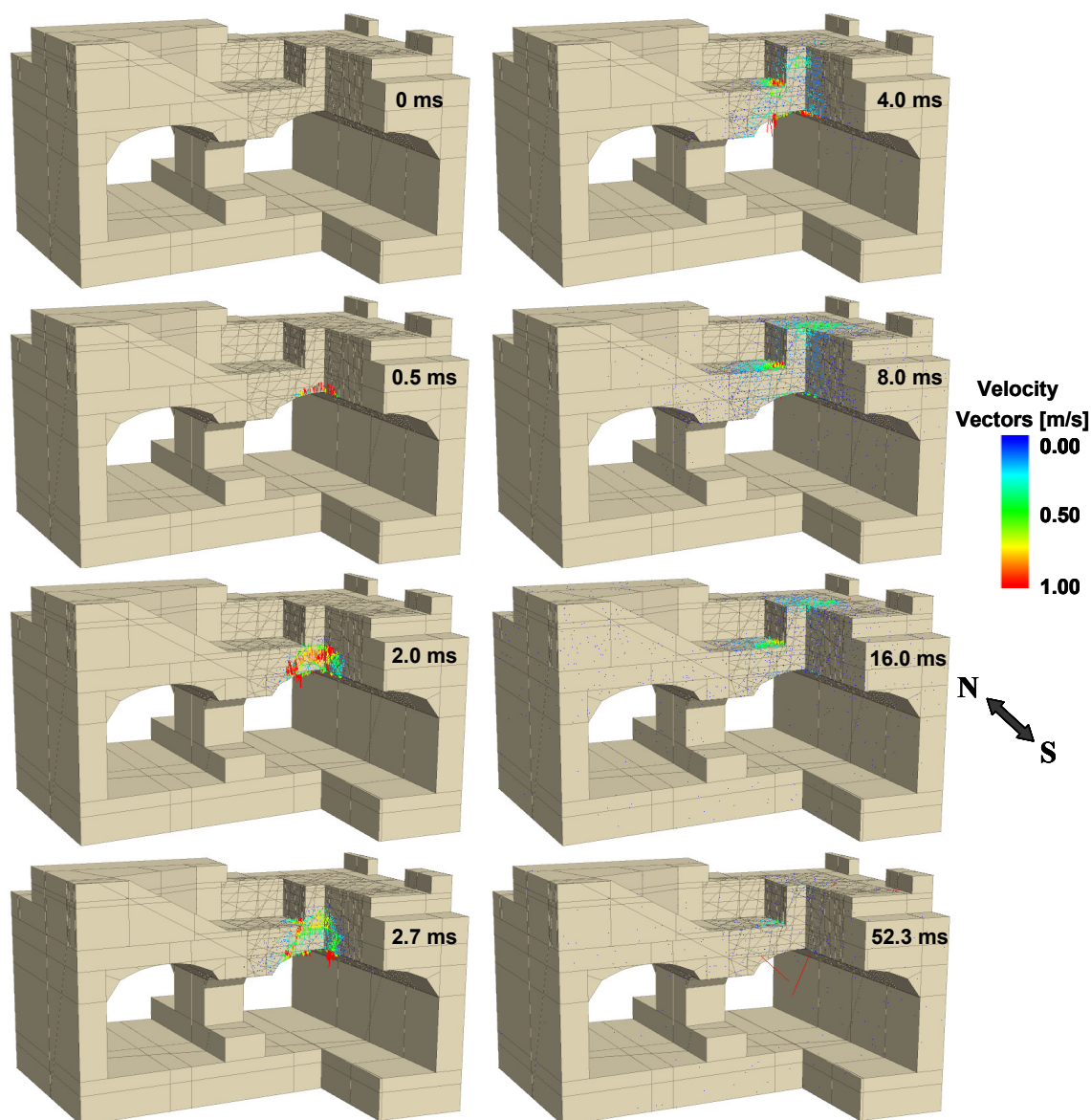
Signifikant respons i bergförstärkningen uppstår primärt inom det blockiga området av modellen med plasticering (flytning) i 25 stycken bultsegment under explosionen, en maximal bulttöjning på 1,35% och brott i ingjutningen på 31 ställen. Potentiell uppsprickning sker i sprutbetongen, vilken primärt är spridd över taket inom det blockiga området av modellen. Tunnlarna är dock stabila efter utbrytningen.

Dynamisk beräkning (resultat under och efter explosionen)

Den dynamiska delen av analysen avser samma dynamiska modellområde och belastning som för kontinuummodellen (se avsnitt 4.3.1).

Figur 4-79 visar en serie ”ögonblicksbilder” vid olika tidpunkter, från 0 till 52,3 ms, efter det att explosionen initieras. För att kunna se vad som händer inne i modellen har en del av det dynamiska modellområdet tagits bort. Huvudsakligen ligger den maximala hastigheten på ca 1 m/s. Dock kan högre hastigheter observeras lokalt, vilka är orsakade av den ”böljformiga” kanaliserande rörelsen i kilformiga block och av reflexionen av rörelser i blockens begränsningsytor (sprickor). Ett fåtal mycket små block lossnar (inuti den blockiga delen av modellen) och blir utsatta för höga accelerationer p.g.a. överföring av rörelsemängd med associerade höga hastigheter. Eftersom ingen artificiell dämpning har använts tenderar dessa små block, när de är inneslutna, att ”studsas” fram och tillbaka. Deras rörelse är dock utan konsekvens för den generella responsen i modellen.

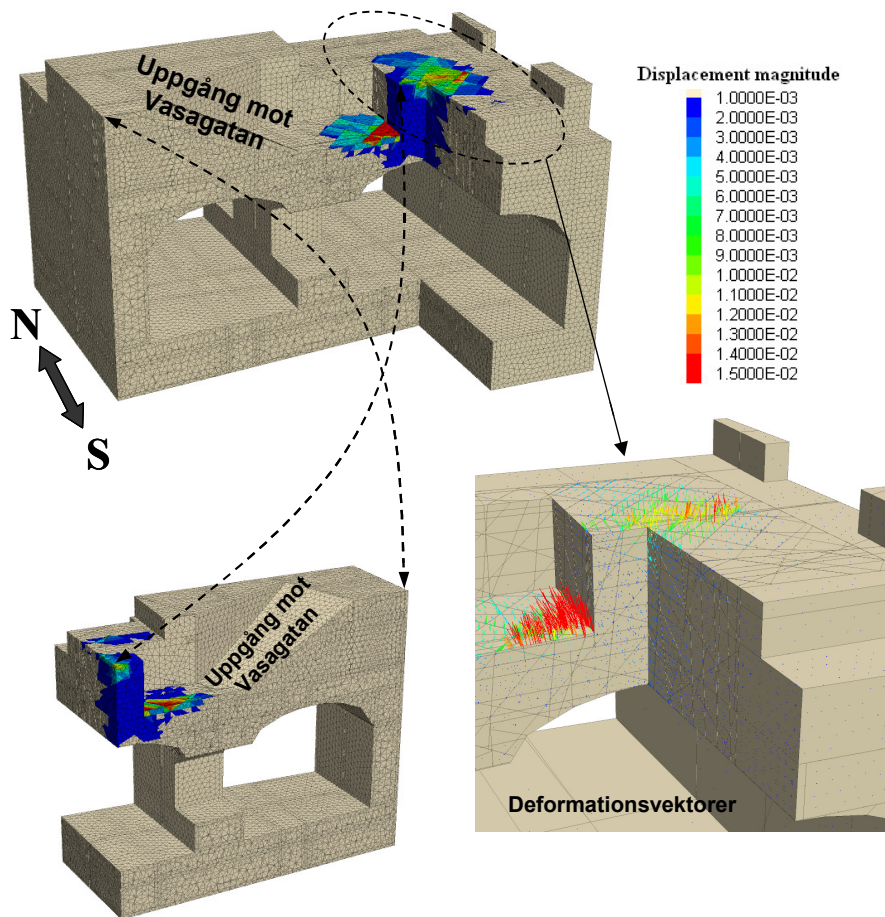
Fastän rörelserna propagerar genom hela modellen är hastigheterna relativt små utanför den del av modellen där sprickor simulerats explicit. I slutet av den dynamiska perioden (52,3 ms) har hastigheterna i stort sett klingat ut i hela modellen, utom för ett antal små block som fortfarande studsar fram och tillbaka av orsaker som nämnts ovan. Jämfört med motsvarande kontinuummodell (se Figur 4-56) är rörelserna mer olikformiga. Avtagandet av rörelserna sker dock på ett likartat sätt utom i golvytorna på T-blå och i maskinutrymmet för uppgången vid Vasagatan. Dessa utgörs av fria ytor som tillåter uppåtgående rörelser av block, vilka endast är begränsade av gravitationen.



Figur 4-79 Hastighetsvektorer [m/s] vid olika tidpunkter under explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

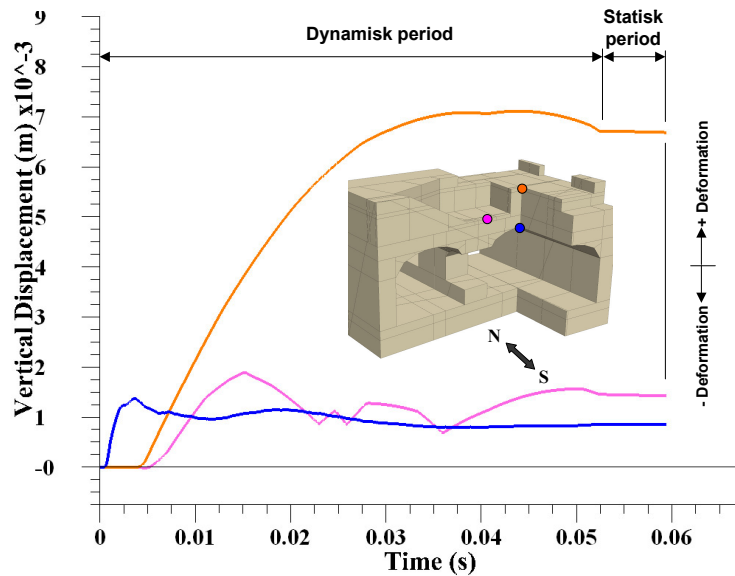
I Figur 4-80 visas konturer av deformationernas magnitud och deformationsvektorer i bergmassan. Liksom för tidigare redovisade resultat av dynamiska effekter avser dessa deformationer endast effekten från explosionen eftersom deformationerna satts noll före explosionslasten applicerats. Färgskalan för konturerna i Figur 4-80 har valts så att endast deformationer större 1 mm visas. Observera att färgskalan även gäller för vektorerna. En tydlig differentiering av blockdeformationer framträder av det diskontinuerliga konturmönstret. Maximal permanent deformation i golvet i T-blå är ca 15 mm, medan en deformation av hela 37 mm (kontur ej visad i Figur 4-80) uppstår i golvet i maskinutrymmet vid uppgången mot Vasagatan. Deformationsvektorerna visar att dessa defor-

mationer är riktade nästan vertikalt uppåt. De större deformationerna är nästan uteslutande associerade med golvblock, medan deformationerna i den resterande delen av den blockiga delen av modellen är små, endast 1 till 2 mm.



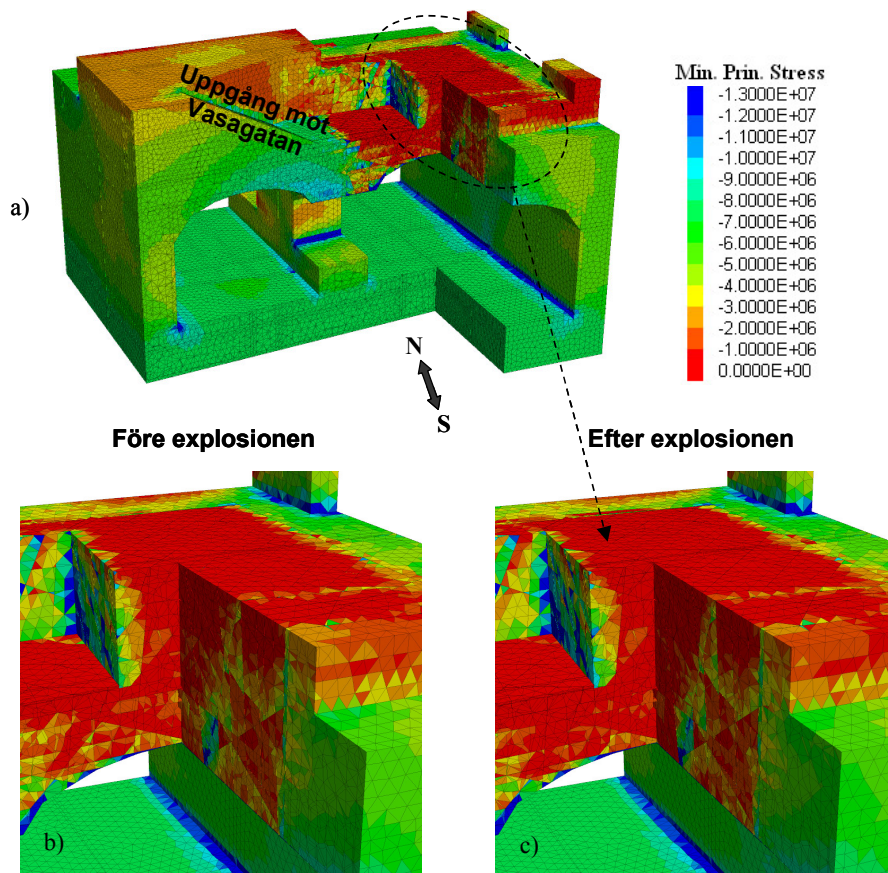
Figur 4-80 Konturer av deformationernas magnitud i bergmassan [m] (totala deformationer, ej komponenter) samt deformationsvektorer som induceras av explosionslasten. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Figur 4-81 redovisar s.k. "histories" av vertikala deformationer [m] i tre punkter i närheten av explosionslasten. Observera att "history"-punkterna inte sammanfaller med läget för de maximala deformationerna i Figur 4-80. I alla tre punkterna sker en permanent uppåtgående deformation, vilket inte är i överensstämmelse med resultaten från motsvarande kontinuummodell där endast punkten i T-Blå:s golv hade en permanent uppåtgående deformation p.g.a. explosionen. Den relativt långa tiden för utvecklingen av deformationen i golvet i T-Blå (ca 35 ms jämfört ca 20 ms i kontinuummodellen) har karaktären hos ett block som lossnar medan det tvingas uppåt av den kinetiska energin från explosionen, men vars deformation primärt motverkas av gravitationen.



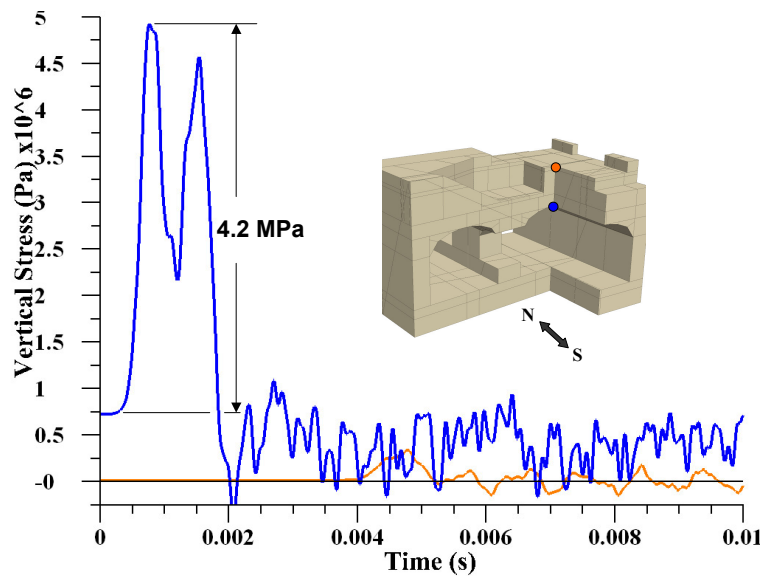
Figur 4-81 "Histories" av vertikala deformationer [m] som funktion av tiden [s] i tre punkter i närheten av explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

I Figur 4-82 redovisas konturer för den minsta huvudspänningen (mest tryckta) efter explosionen. Figuren visar också en detaljerad jämförelse av spänningstillståndet före och efter explosionen. Av figuren framgår att det blir en mycket liten förändring i spänningstillståndet p.g.a. explosionen. Endast en liten minskning av tryckspänningarna kan urskiljas i taket i den blockiga delen av modellen. Detta är ett rimligt resultat med tanke på att spänningarna i den blockiga delen av modellen var relativt låga (avlastad bergmassa) redan före explosionen p.g.a. glidning och separation längs sprickplan inducerad av utbrytningen av tunnarna. Tillkommande glidning och separation under explosionen förhindrar all uppbyggnad av spänningar. Detta beteende skiljer sig från kontinuummodellen där spänningarna minskar p.g.a. plastiska deformationer i bergmassan ovanför explosionen (se Figur 4-59).

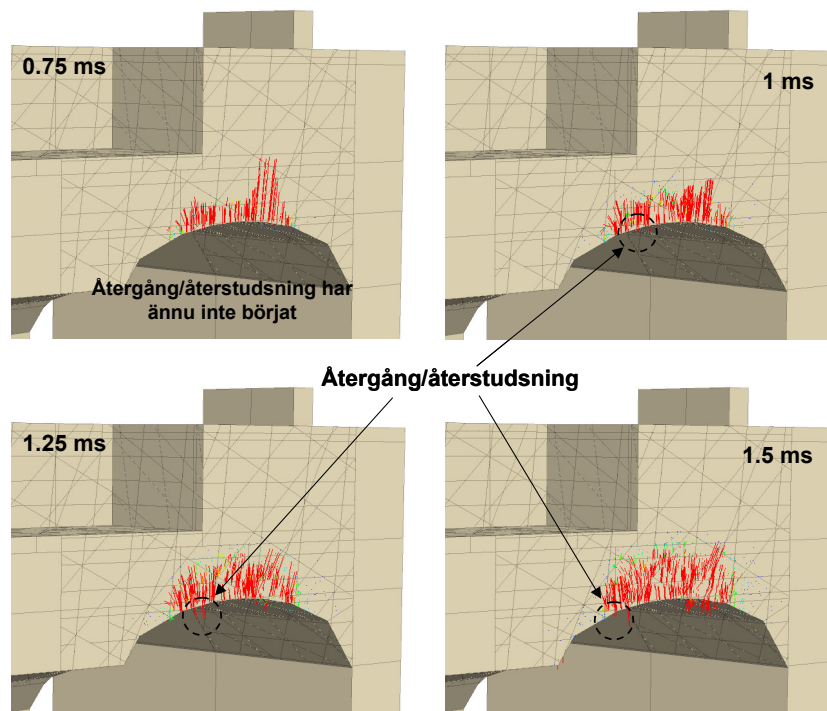


Figur 4-82 (a) Konturer av den minsta huvudspänningen (mest tryckta) [Pa] efter explosionen och detaljer (b) före explosionen och (c) efter explosionen. Dynamisk (och statisk) beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

"Histories" av vertikal spänning [Pa] i två punkter rakt ovanför explosionens centrum visas i Figur 4-83. Notera att tryckspänningar är positiva i denna figur. En vertikal spänningspuls på ca 4,2 MPa genereras i Citybanans tak. Spänningsamplituden och varaktigheten är konsistent med det applicerade explosionstrycket (se avsnitt 2.7 och Figur 2-28). Av Figur 4-83 framgår dock att en andra vertikal spänningstopp "dyker upp" efter ca 1,5 ms. Denna spänningstopp är associerad med elastisk återgång/återstudsning av deformationer (eng: "rebound") i block och i sprickor mellan block i närheten av tunnel-taket, vilken börjar efter ca 1 ms. Utvecklingen av denna återgång/återstudsning illustreras i Figur 4-84 med en tidssekvens "ögonblicksbilder" av hastighetsvektorer.

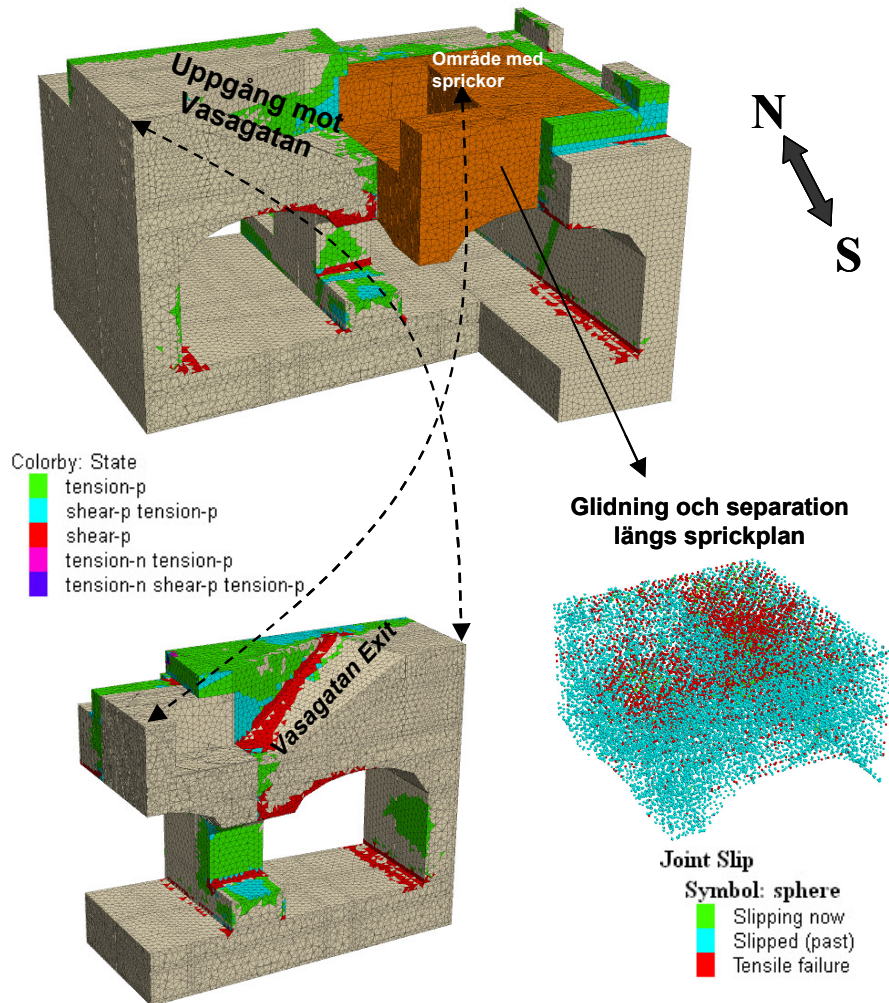


Figur 4-83 "Histories" av vertikal spänning [Pa] som funktion av tiden [s] i två punkter, en på varje sida av bergskivan mellan Citybanan och T-blå. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.



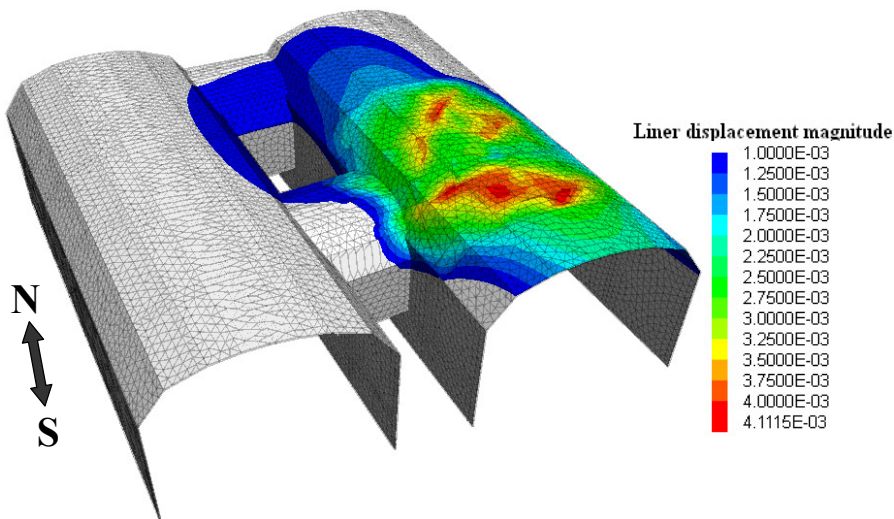
Figur 4-84 Tidsekvens av hastighetsvektorer som illustrerar återgång/återstudsning av blockdeformationer vilka orsakar den andra spänningstoppen för "history"-punkten i tunneltaket i Figur 4-83. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Explosionen har liten effekt på kontinuumdelen av tak-modellen eftersom plasticeringen i kontinuumområdet av modellen, som visas i Figur 4-85, är i stort sett oförändrad jämfört med före explosionen (se Figur 4-70). För den del av modellen i vilken sprickor simulerats explicit indikerar dock Figur 4-85 att tillkommande separation (dragbrott) inträffar p.g.a. explosionen, huvudsakligen i närheten av golvet i T-blå och i maskinutrymmet. Denna respons i sprickorna är konsistent med att tryckvågen träffar den fria ytan i golvet på T-blå och i maskinutrymmet och reflekteras som en dragvåg.



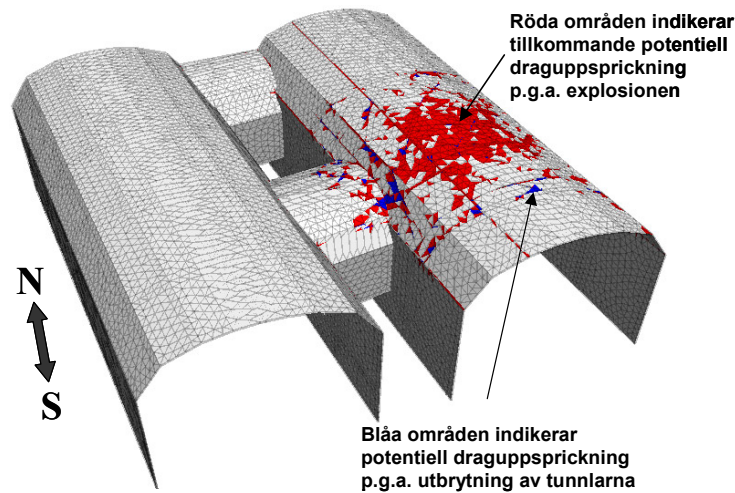
Figur 4-85 Plasticeringstillstånd samt skjuv- och dragbrott (glidning och separation) av sprickor efter explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Figur 4-86 visar att explosionen har mycket liten effekt på de slutliga deformationerna i sprutbetongen eftersom de är mer eller mindre identiska med dem före explosionen, se Figur 4-73. Lägg märke till att färgskalorna är olika i Figur 4-86 och 4-73. Kom också ihåg att sprutbetongen följer en elastisk materialmodell och att deformationerna inkluderar effekten av de oelastiska (plastiska) deformationerna i berget från utbrytningen av tunnlarna.



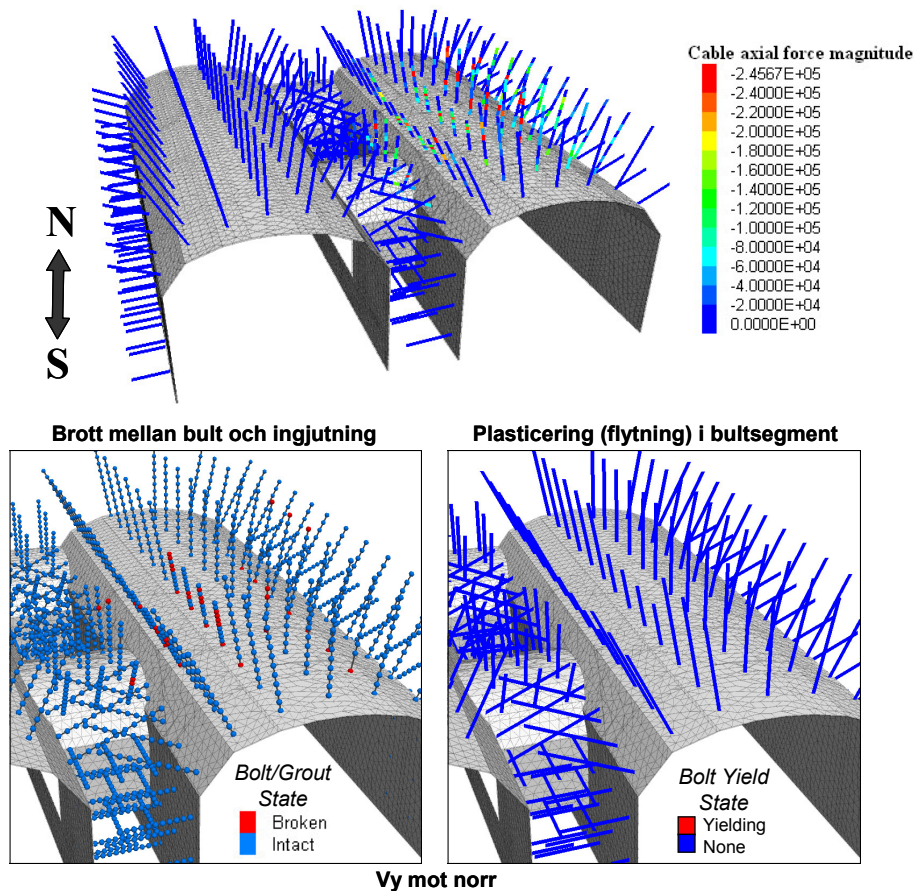
Figur 4-86 Konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen [m] (totala deformationer, ej komponenter) efter explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

Under explosionsförloppet anpassar sig sprutbetongen till rörelserna i bergmassan och spänningarna i sprutbetongen ändras kontinuerligt. Under explosionsförloppet jämförs de elastiskt beräknade kantspänningarna med den karakteristiska böjdraghållfastheten (4 MPa) varvid områden som överskrider denna hållfasthet ackumuleras. De röda fälten i Figur 4-87 indikerar områden med tillkommande potentiell uppsprickning p.g.a. explosionen, medan de blåa fälten representerar potentiell uppsprickning från utbrytningen av tunnlarna. Som framgår av figuren inducerar explosionen relativt mycket potentiell uppsprickning, vilken är spridd över området i närheten av explosionen.



Figur 4-87 Områden med uppskattad potentiell uppsprickning i sprutbetongen efter explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum ”tak-modell” med min-egenskaper.

Figur 4-88 visar axiella krafter i bultarna (drag är negativ) efter explosionen. Bultkrafterna som visas i figuren inkluderar effekterna från de oelastiska (plastiska) deformationerna i bergmassan p.g.a. utbrytningen av tunnlar. Explosionen har inte orsakat någon signifikant förändring av krafterna i bultarna jämfört med dem som inducerades av utbrytningen. Detta verkar rimligt med tanke på den oelastiska responsen i den blockiga delen av modellen och med tanke på det explosiva tryckets riktning, vilket tenderar att avlasta bultarna. Det bör i detta sammanhang nämnas att bultarna i taket inte når ända upp till de områden som erfår merparten av tillkommande separation i sprickor p.g.a. explosionen. De maximala krafterna i bultarna är faktiskt något lägre efter explosionen än före, vilket innebär att inga bultar flyter efter explosionen i detta fall. Någon gång under explosionen uppstår dock flytning i ytterligare 5 stycken bultsegment (totalt 30 stycken) med en maximal töjning på 1,6% (maximal töjning efter utbrytning=1,35%). Explosionen ger också en effekt på ingjutningen med tillkommande glidning (brott) i 11 stycken bultnoder, totalt 42 stycken (31 stycken p.g.a. utbrytningen).



Figur 4-88 (a) Axiella krafter i bultar [N] efter explosionen (dragkrafter är negativa); (b) Indikatorer för glidning (brott) mellan bultar och ingjutning efter explosionen; (c) Indikatorer för bultsegment som flyter efter explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med min-egenskaper.

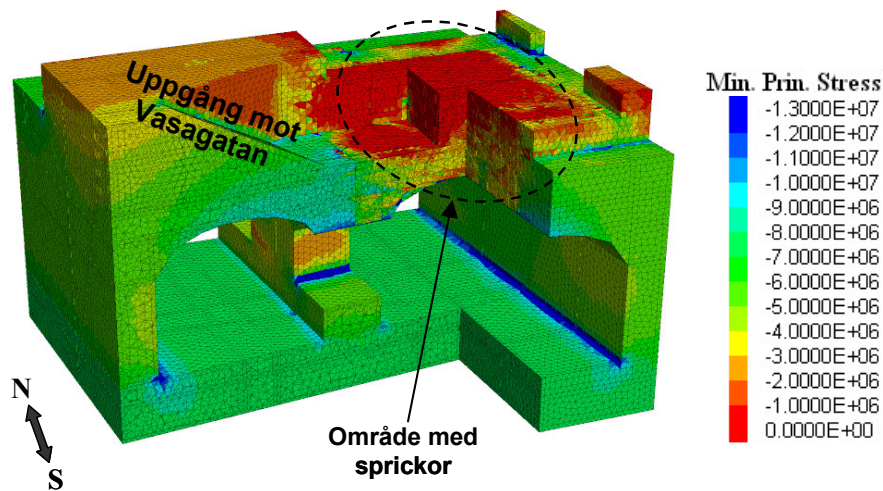
Generellt är responsen liten i bergmassan p.g.a. explosionen i detta fall, med undantag för golven i T-blå och i maskinutrymmet vid uppgången mot Vasagatan. I dessa områden tillåter de fria golvytorna att ytliga block rör sig sub-vertikalt uppåt då tryckvågen träffar dessa ytor och reflekteras i form av en dragvåg. I maskinutrymmet har en uppåtgående permanent deformation av maximalt ca 37 mm beräknats, medan golvet på nivå för T-blå får en maximal deformation på ca 15 mm. Potentiell uppsprickning av sprutbetongen induceras i explosionens närområde, medan krafter och töjningar i bultarna förblir mer eller mindre oförändrade efter explosionen. Under explosionen sker dock plasticering i ytterligare 5 stycken bultsegment (totalt 30 stycken) med en maximal töjning på 1,6% (d.v.s. 32% av den karakteristiska brottdragtöjningen). Tillkommande brott mellan bultar och ingjutning induceras på 11 ställen (totalt 42 stycken). Tunnlarna förblir stabila efter explosionen.

4.3.4 Diskontinuummodell med max-egenskaper

Statisk beräkning (resultat efter utbrytning och innan explosionen)

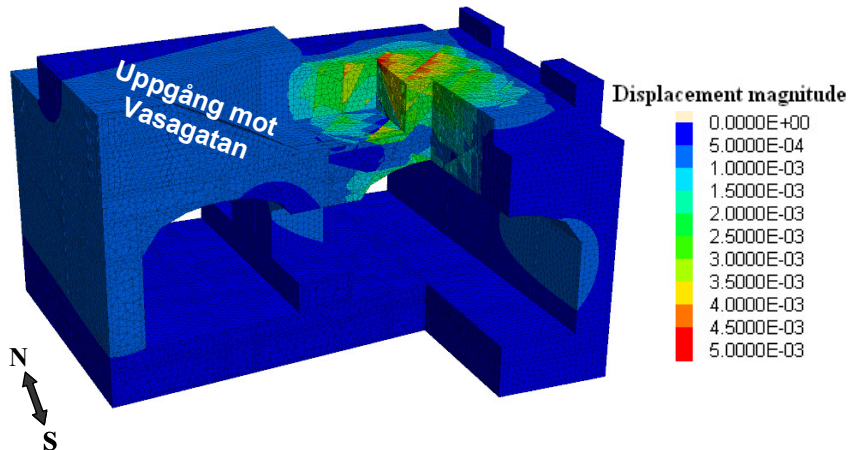
Generellt är responsen p.g.a. utbrytningen av tunnlar kvalitativt liknande den för fallet med min-egenskaperna. En högre hållfasthet i sprickorna resulterar dock i något mindre deformationer i bergmassan. Mindre deformationer i bergmassan betyder också lägre belastning av bergförstärkningen.

Figur 4-89 visar konturer av den minsta huvudspänningen (mest tryckta) i diskontinuummodellen med max-egenskaper. I den övre delen av området med explicit simulerade sprickor, som omfattar golvet i T-blå och i maskinutrymmet, är tryckspänningarna låga (0 till 1 MPa), medan tryckspänningarna i den nedre delen som omfattar taket i Citybanan ligger i intervallet 3 till 4 MPa. De sist nämnda spänningarna är något högre än för fallet med min-egenskaper. Notera också att tryckspänningarna i väggarna i maskinutrymmet vid uppgången till Vasagatan är konsistent mycket låga, vilket inte var fallet med min-egenskaperna (se Figur 4-69). Denna skillnad kan tillskrivas användningen av en stabiliserande sprutbetong på maskinutrymmets väggar för fallet med min-egenskaperna, vilken inte behövdes i modellen med max-egenskaper eftersom blocken i väggen blev stabila utan sprutbetong.



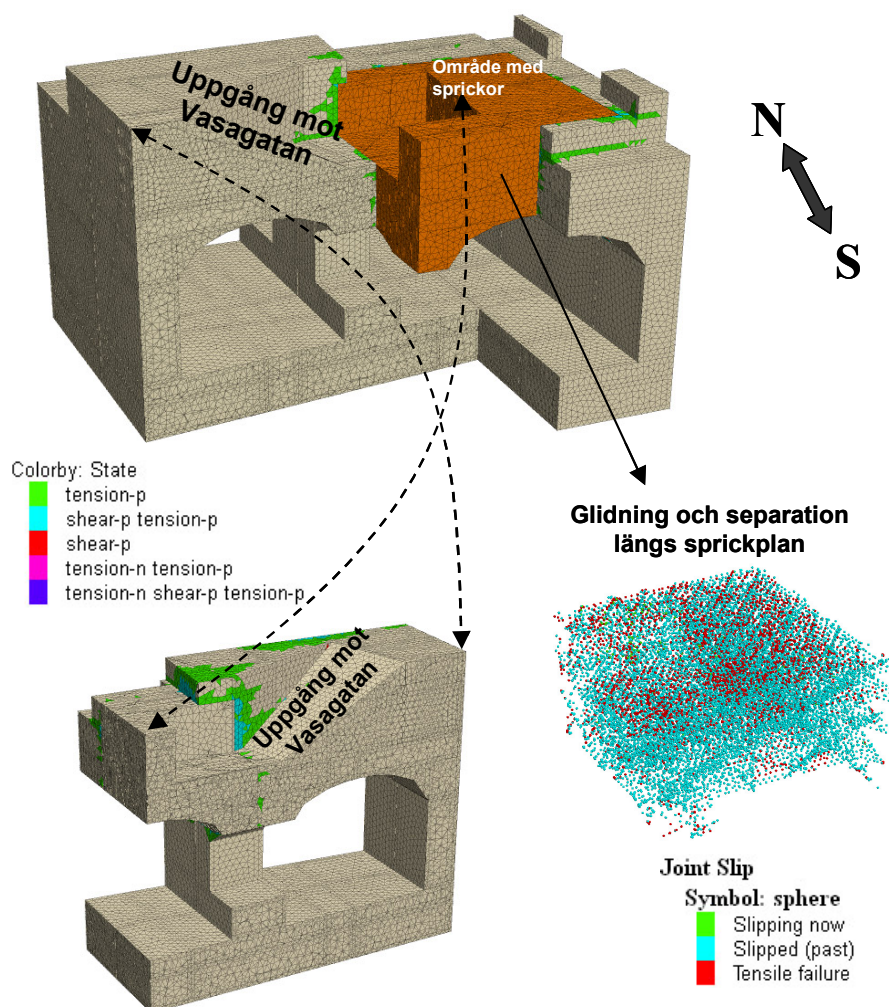
Figur 4-89 Konturer för den minsta huvudspänningen [Pa] (mest tryckta) efter utbrytning av tunnlar. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

I Figur 4-90 visas konturerna för deformationernas magnitud i bergmassan. En maximal deformation av ca 5 mm uppstår i golvet på T-blå och ca 3 mm i maskinutrymmets golv. De diskontinuerliga konturerna indikerar att dessa deformationer är relaterade till rörelser av individuella block. Golvdeformationerna är riktade uppåt. Figur 4-90 visar också deformationer på ca 2 mm i Citybanans tak. Dessa är riktade in mot tunneln.



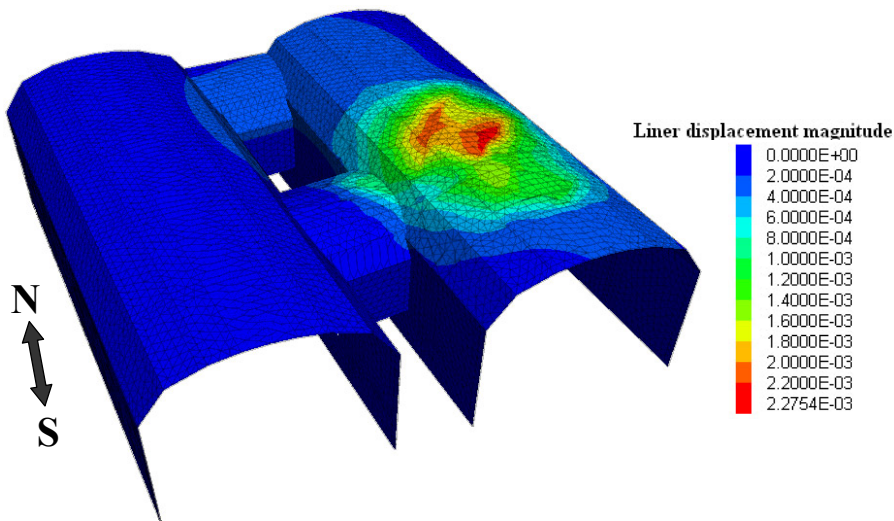
Figur 4-90 Konturer för deformationernas magnitud [m] i bergmassan (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

Figur 4-91 visar att det sker mycket lite plasticering i kontinuumdelen av tak-modellen i detta fall. Dock uppstår glidning och separation i sprickorna i den blockiga delen av modellen. Eftersom sprickornas hållfasthet är högre i detta fall är omfattningen av brott i sprickorna något mindre än för fallet med min-egenskaperna (se Figur 4-70).



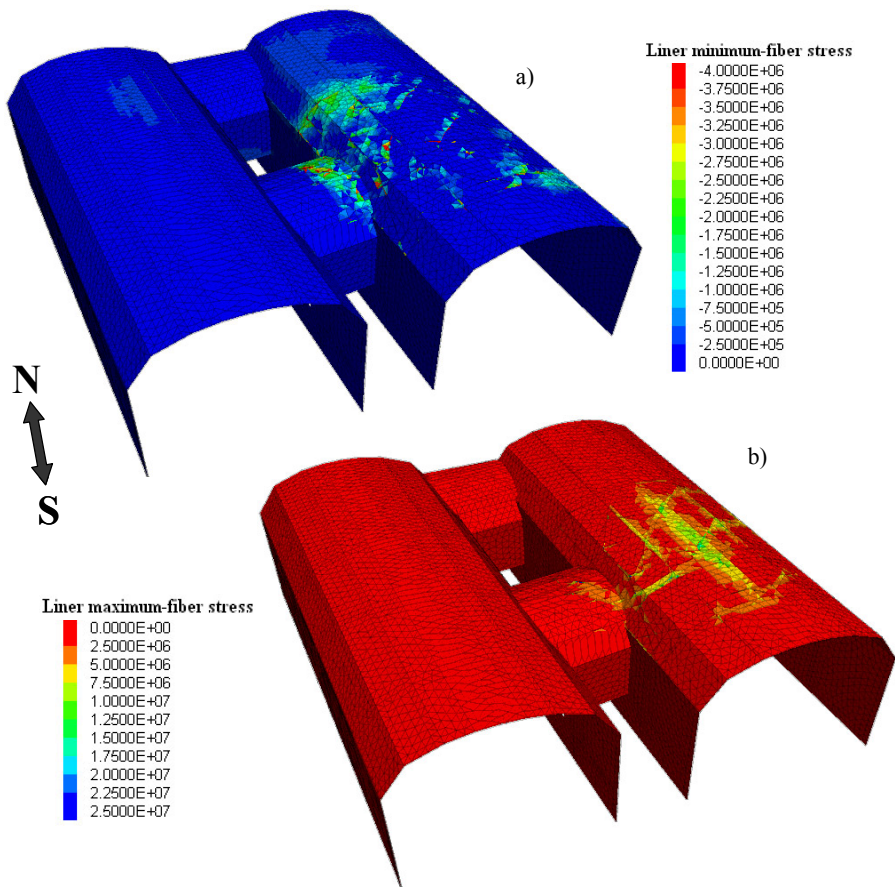
Figur 4-91 Plasticeringsstillstånd samt skjuv- och dragbrott (glidning och separation) av sprickor efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

Av Figur 4-92, som visar konturerna för deformationernas magnitud i sprutbetongen p.g.a. utbrytning av tunnlarna, framgår att maximal deformation i sprutbetongen är lite större än 2 mm. Kom ihåg att dessa deformationer endast är orsakade av plastiska deformationer i bergmassan, primärt inom den blockiga delen av modellen (d.v.s. där sprickor modellerats explicit). Konturerna avtecknar rörelser av individuella block som indikerar mindre deformationer i detta fall jämfört med fallet med min-egenskaper som visas i Figur 4-73.



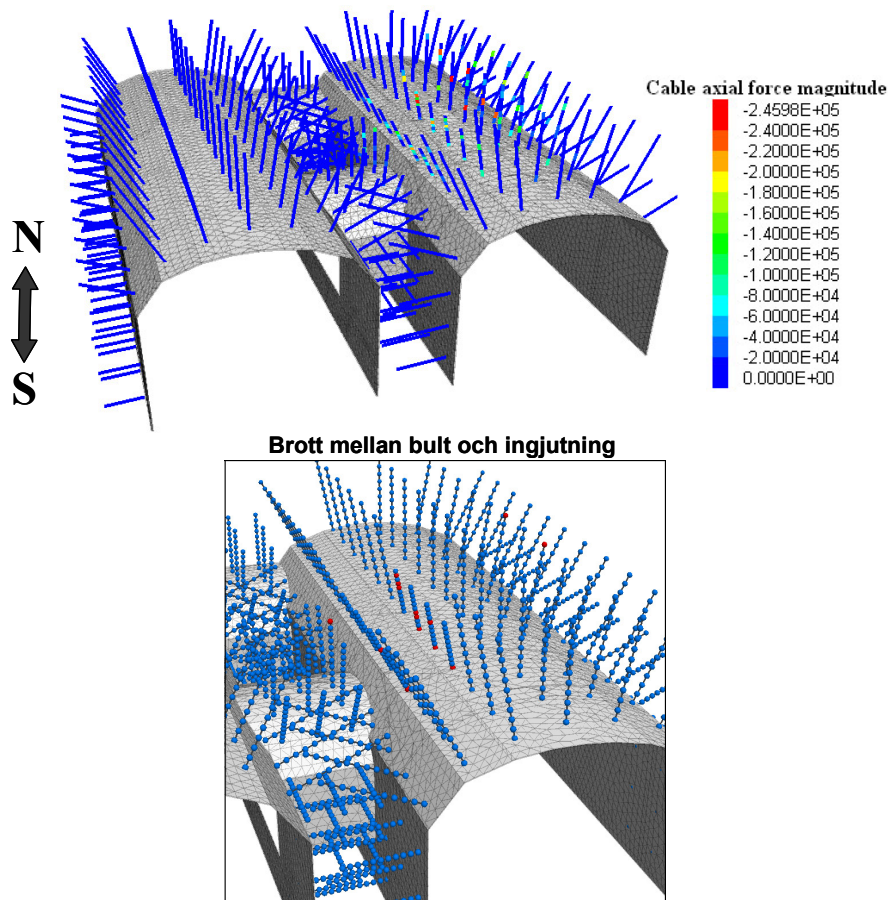
Figur 4-92 Konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen [m] (totala deformationer, ej komponenter) efter utbrytning av tunnelarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

Figur 4-93 redovisar konturerna för minsta (mest dragna) och största (mest tryckta) kantspänningarna i sprutbetongen efter utbrytningen av tunnelarna. Spänningskoncentrationer tenderar att uppstå längs sprickorna. Några få små områden har dragspänningar större än eller lika med 4 MPa. Med en karakteristisk böjdraghållfasthet på 4 MPa föreligger därför potential för lite uppsprickning av sprutbetongen.



Figur 4-93 Konturer för (a) minsta kantspänning [Pa] och (b) största kantspänning [Pa] i sprutbetongen efter utbrytning av tunnlarna. (Dragspänningar är negativa.) Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

I Figur 4-94 redovisas de inducerade krafterna i bultar samt brott mellan bultar och ingjutning efter utbrytningen av tunnlarna. Höga krafter uppstår primärt i bultar placerade i den blockiga delen av modellen. Maximal bultkraft är lite lägre än den karakteristiska dragbärförmågan (246 kN). Under den plastiska jämviktsberäkningen sker dock plastisering i 4 stycken bultsegment med en maximal töjning av 0,36%. Detta är endast en något större töjning än den töjning då bultarna börjar plasticera (0,25%), och ligger långt under dragbrotttöjningen på 5%. Figur 4-94 indikerar brott i ingjutningen på 14 ställen längs bultarna.



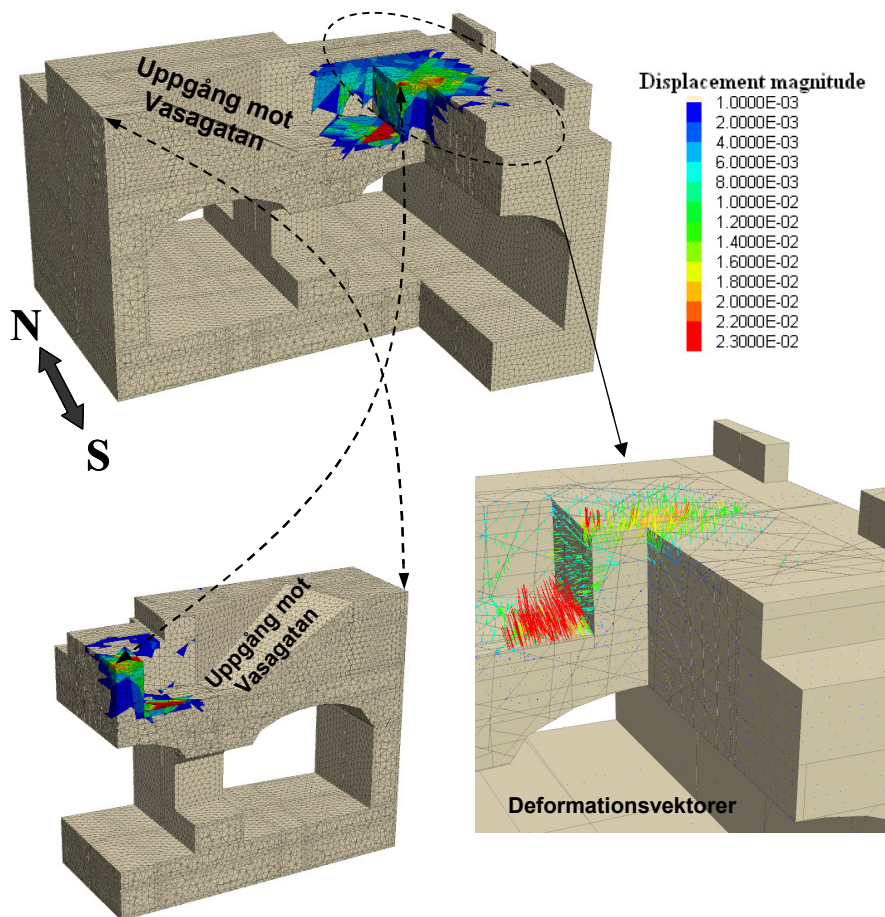
Figur 4-94 (a) Axiella krafter i bultar [N] efter utbrytning av tunnlarna (dragkrafter är negativa); (b) Indikatorer för glidning (brott) mellan bultar och ingjutning efter utbrytning av tunnlarna. Statisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

Responsen i diskontinuummodellen med max-egenskaper p.g.a. utbrytning av tunnlarna kan sammanfattas enligt nedan.

Bergets respons på utbrytningen av tunnlarna är generellt liten och bara något mindre än för diskontinuummodellen med min-egenskaper. Uppåtgående deformationer på upp till ca 5 mm uppstår i golvet i T-blå, vilka är associerade med brott i sprickor och diskontinuerliga blockförskjutningar. Tryckspänningarna är relativt låga i den övre delen av modellen (0-1 MPa), medan tryckspänningar på 3-4 MPa har beräknats i taket på Citybanans spårtunnel. Deformationerna i sprutbetongen är maximalt i storleksordningen 2 mm och uppstår i taket inom den blockiga delen av modellen. Potential för draguppsprickning har uppskattats till mycket begränsad omfattning. Inom den blockiga delen av tak-modellen har flera bultar axiella krafter nära dess dragbärförmåga på 246 kN efter utbrytning av tunnlarna. Flytning sker dock i 4 stycken bultsegment under den omfördelning av spänningar som uppstår som ett resultat av plasticeringen (brott) i sprickplanen p.g.a. utbrytningen. Maximal töjning i bultarna är 0,36%. Brott i ingjutningen sker på totalt 14 ställen. Tunnlarna är stabila.

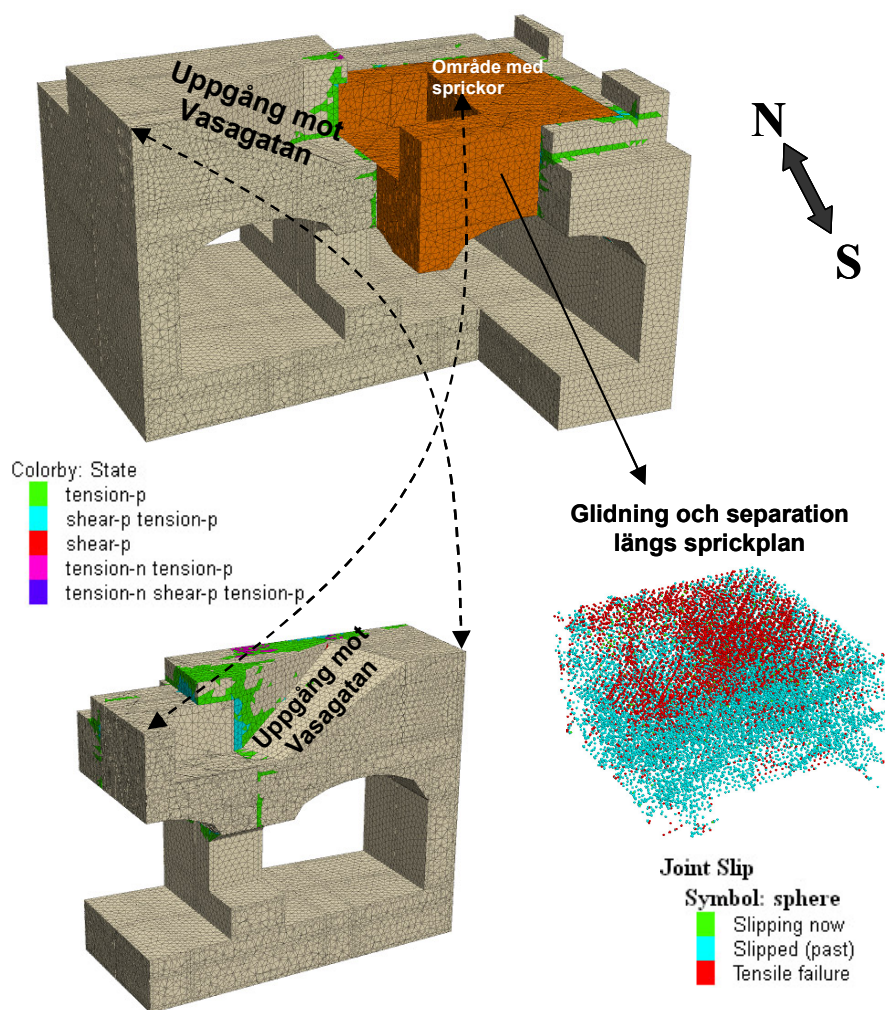
Dynamisk beräkning (resultat under och efter explosionen)

Inducerade permanenta deformationer p.g.a. explosionen redovisas i Figur 4-95 i form av konturer och vektorer av deformationernas magnitud. Modellens diskontinuerliga natur framträder tydligt i denna figur. Signifikanta deformationer är begränsade till golvytorna i T-blå och i maskinutrymmet vid uppgången till Vasagatan, med deformationer på maximalt ca 23 mm respektive 59 mm uppstår (kontur ej visad i Figur 4-95). Deformationsvektorerna visar att deformationerna huvudsakligen är riktade sub-vertikalt uppåt. De maximala deformationernas storlek är signifikant större än i motsvarande modell med min-egenskaper (se Figur 4-80), vilket beror på den generellt högre hållfastheten i sprickorna. Den högre hållfastheten resulterar i mindre plasticering av sprickorna då tryckpulsen propagerar från Citybanans tak till golvytorna ovanför. Mindre plasticering längs sprickplanen innebär att mer kinetisk energi/rörelsemängd överförs till golvområdena ovanför explosionen, vilket medför att större deformationer uppstår i blocken belägna i golvet's fria ytor jämfört med fallet med min-egenskaper.



Figur 4-95 Konturer av deformationernas magnitud i bergmassan [m] (totala deformationer, ej komponenter) samt deformationsvektorer som induceras av explosionslasten. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

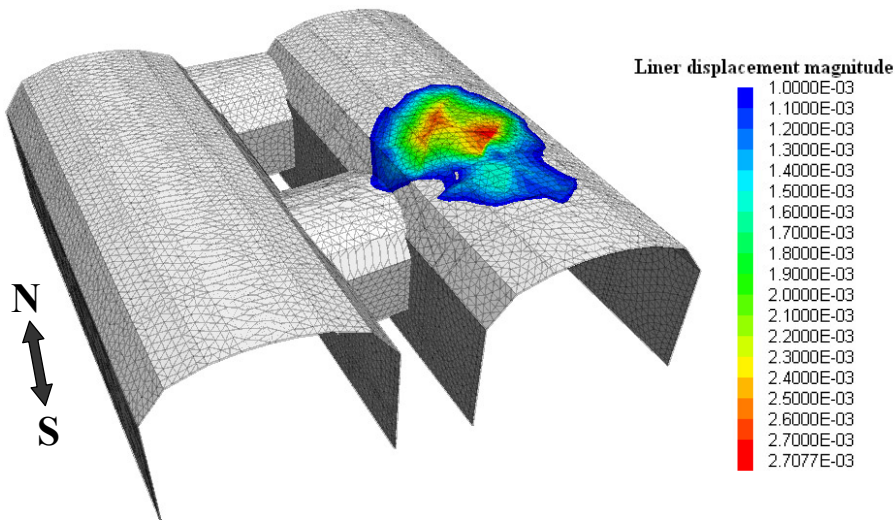
Figur 4-96 visar brott/plasticering (glidning och separation) längs sprickor samt plasticeringstillståndet i kontinuumdelen av tak-modellen efter explosionen. I kontinuumdelen av modellen sker endast en marginell förändring av det plastiska tillståndet p.g.a. explosionen (se Figur 4-91). I området med explicit simulerade sprickor uppstår däremot tillkommande glidning och separation. Speciellt kan mera separation i sprickplan noteras i den övre delen av modellen (röda prickar indikerar dragbrott i Figur 4-96). Generellt är omfattningen av brott i sprickplan tydligt mindre än för fallet med min-egenskaper. Däremot är separationen av sprickplan faktiskt mer omfattande nära golvytorna för max-egenskaperna än för min-egenskaperna (se Figur 4-85). Detta är ett följdriktigt resultat med tanke på skillnaderna i deformationer i golvet mellan modellerna och orsakerna till dessa, vilka diskuterats ovan.



Figur 4-96 Plasticeringstillstånd samt skjuv- och dragbrott (glidning och separation) av sprickor efter explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

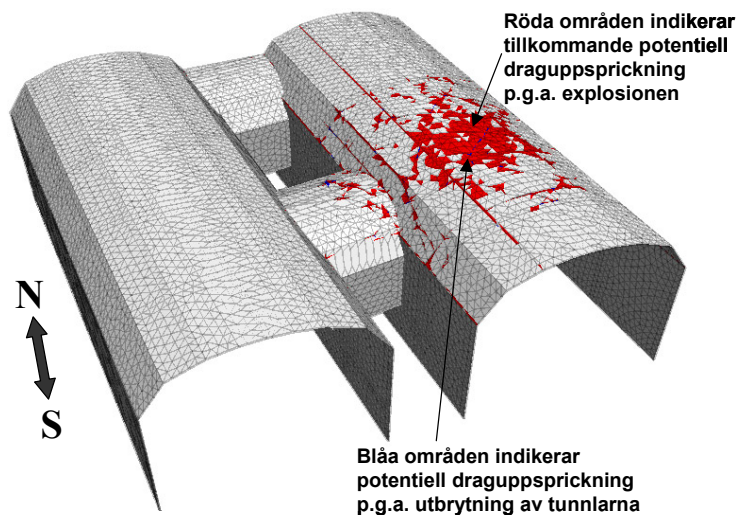
I Figur 4-97 redovisas konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen efter explosionen. Endast konturer för deformationer större än 1 mm visas. Maximal deforma-

tion är ca 2,7 mm (nedåtgående), vilket innebär en ökning av endast 0,5 mm p.g.a. explosionen.



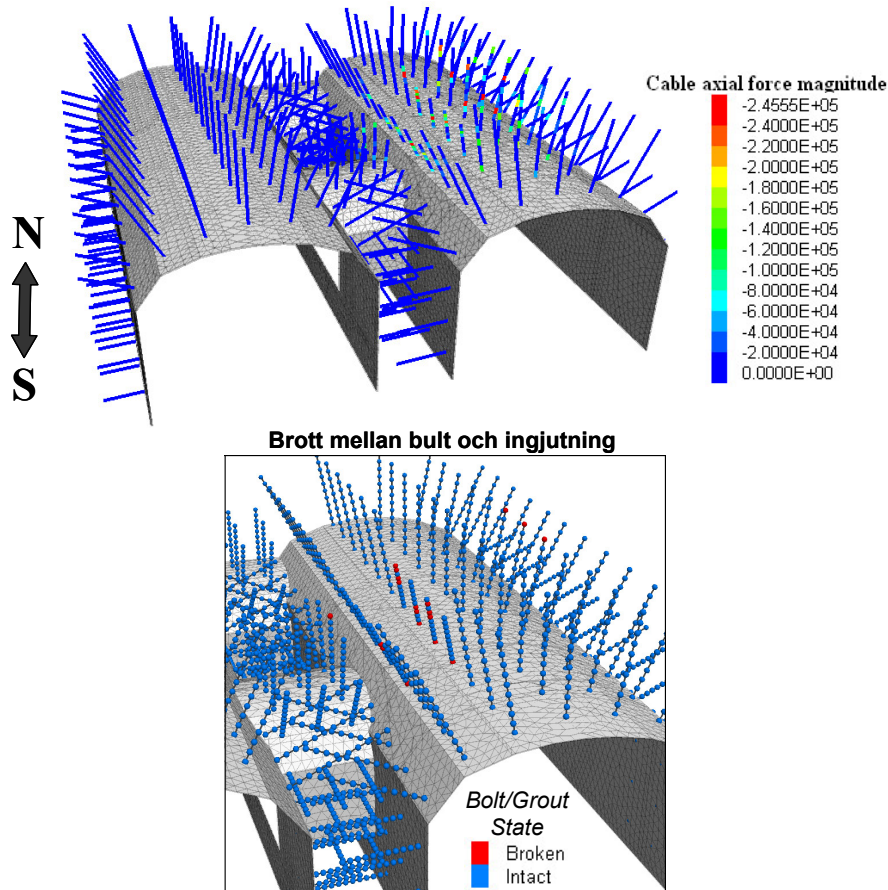
Figur 4-97 Konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen [m] (totala deformationer, ej komponenter) efter explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

Figur 4-98 redovisar områden med potentiell draguppsprickning i sprutbetongen, d.v.s. områden i vilka dragkantspänningarna är lika med eller större än sprutbetongens karakteristiska böjdraghållfasthet (4 MPa). Röda fält indikerar sådan uppsprickning inducerad av explosionen med de blåa indikerar potentiell uppsprickning från utbrytningen av tunnlarna. Det är intressant att notera att den sammanlagda potentiella uppsprickningen endast är något mindre än för diskontinuummodellen med min-egenskaper (se Figur 4-87).



Figur 4-98 Områden med uppskattad potentiell uppsprickning i sprutbetongen efter explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

Figur 4-99 visar att explosionen har liten effekt på installerade bultar eftersom bultkrafterna är av liknande storlek som före explosionen (se Figur 4-94). Tillkommande flytning (plasticering) sker i 5 stycken bultsegment (totalt 9 stycken) någon gång under explosionsförloppet, med en maximal töjning på 0,52%. Även 5 stycken tillkommande brott sker i ingjutningen, d.v.s. totalt 19 stycken efter explosionen.



Figur 4-99 (a) Axiella krafter i bultar [N] efter explosionen (dragkrafter är negativa); (b) Indikatorer för glidning (brott) mellan bultar och ingjutning efter explosionen. Dynamisk beräkning av diskontinuum "tak-modell" med max-egenskaper.

För diskontinuummodellen av tak-fallet med max-egenskaper kan sammanfattningsvis sägas att den generella responsen i bergmassan liknar den för min-egenskaper, med undantag av de deformationer som genereras i golvet på T-blå och i maskinutrymmet. I dessa områden är deformationerna 50 till 60% större än för fallet med min-egenskaperna. Detta är ett resultat av den högre hållfastheten i sprickorna, vilken tillåter att mer kinetisk energi/rörelsemängd når dessa golvytor. I golvet på maskinutrymmet har en uppåtgående deformation av maximalt ca 59 mm beräknats p.g.a. explosionen, medan motsvarande siffra för golvet i T-blå är ca 23 mm. Explosionen har också viss effekt på bergförstärkningen. Potentiell uppsprickning av sprutbetongen genereras i taket i explosionens närhet och är endast något mindre än för diskontinuummodellen med min-

egenskaper. Även om tillkommande flytning uppstår i 6 stycken bultsegment (9 stycken totalt) är de slutliga bultkrafterna liknande dem före explosionen (d.v.s. på grund av utbrytningen av tunnlarna). Maximal töjning är 0,56% och tillkommande brott i ingjutningen sker i 5 bultnoder (14 före explosionen). Tunnlarna förblir stabila efter explosionen.

4.3.5 Sammanfattning av resultat från tak-modell

Fyra separata ”tak-modeller” har analyserats. Två av modellerna har utgjorts av ”ekvivalenta” kontinuummodeller med min- respektive max-egenskaper för berget. De andra två modellerna har utgjorts av diskontinuummodeller, vilka även dessa har åtskiljts genom användning av min- respektive max-egenskaper för berget. I diskontinuummodellerna har det område för vilka sprickor simulerats explicit begränsats till bergskivan mellan den östra spårtunnelns tak och golvet i T-blå och uppgången mot Vasagatan, där fem existerande sprickgrupper (i respektive domän) inkluderats explicit i modellerna.

Modellerna har utvärderats i två steg: (1) effekter inducerade av utbrytning av tunnlarna (d.v.s. utvärdering av statiska beräkningar) och (2) effekter inducerade av explosionslasten (d.v.s. utvärdering av dynamiska beräkningar). Utvärdering av effekterna efter utbrytning är nödvändiga eftersom de representerar starttillståndet för utvärderingen av effekterna från explosionen.

I samtliga fyra tak-modeller har bergförstärkning i form av fullt ingjutna bergbultar och stålfiberarmerad sprutbetong inkluderats och har installerats under utbrytningen av tunnlarna. Tidpunkten för installationen av förstärkningen sammanfaller med elastisk jämvikt efter utbrytningen av tunnlarna. Efter installationen av bergförstärkningen har modellerna körts till en andra jämvikt under vilken berget tillåtits plasticera. Detta innebär att inducerade laster i bergförstärkningen endast är orsakade av plasticering i berget.

Tabell 4-3 sammanfattar och jämför resultaten från de fyra tak-modellerna p.g.a. utbrytning av tunnlarna. Responsen i berget och i bergförstärkningen skiljer sig något åt mellan liknande modeller (kontinuum respektive diskontinuum) för min- respektive max-egenskaper. Skillnaderna är dock inte dramatiska. Responsen i de två kontinuummodellerna för min- och max-egenskaper efter utbrytning av tunnlarna är väldigt lika både med avseende på responsen i bergmassan och i förstärkningen, även om fallet med max-egenskaper uppvisar relativt sett mindre deformationer och mindre områden med plasticering i bergmassan än i fallet med min-egenskaper.

För diskontinuummodellerna är det inte heller någon dramatisk skillnad mellan fallet med min-egenskaper och max-egenskaper p.g.a. utbrytning av tunnlarna, även om något större deformationer har beräknats i bergmassan för min-egenskaperna. De större deformationerna för min-egenskaperna har dock en effekt på bergförstärkningen med mer potentiell uppsprickning i sprutbetongen, fler bultsegment som flyter och fler brott i bultingjutningen än i fallet med max-egenskaperna.

Mellan kontinuum- och diskontinuummodellerna finns en noterbar skillnad i responsen i takområdet mellan Citybanan och T-blå (området med explicit modellerade sprickor) p.g.a. utbrytningen av tunnlarna. Medan det i diskontinuummodellerna uppstår relativt omfattande plasticering (glidning och separation) längs sprickplan är omfattningen av plasticering av bergmassan mycket begränsad i samma område i kontinuummodellerna. Denna specifika skillnad i bergmassans respons har en signifikant inverkan på responsen i bergförstärkningen. I diskontinuummodellerna sker flytning i bultar och brott i ingjutningen, vilket det inte gör i kontinuummodellerna. I diskontinuummodellerna är flytningen i bultarna relaterad till bultarnas placering i förhållande till relativa rörelser mellan närliggande block.

En sammanställning och jämförelse av resultaten av de fyra tak-modellerna efter explosionen redovisas i Tabell 4-4. Fortfarande är det ingen dramatisk skillnad mellan de två kontinuummodellerna (min- och max-egenskaper), även om något större deformationer sker i modellen med min-egenskaper.

För de två diskontinuummodellerna (min- och max-egenskaper) är responsen på explosionen liknande. I detta fall sker dock större deformationer i golvet i T-blå och i maskinutrymmet vid uppgången till Vasagatan för max-egenskaperna än för min-egenskaperna. Detta är ett resultat av att mera kinetisk energi överförs till golvytorna för max-egenskaperna p.g.a. mindre omfattande plasticering i sprickorna och därför också mindre absorption av kinetisk energi.

Den största skillnaden i respons efter explosionen finns mellan kontinuum- och diskontinuummodellerna. Denna skillnad är främst relaterad till den mekaniska aspekten kopplad till skillnaden i brottmekanismer mellan plasticering i explicita sprickor och plasticering i isotrop bergmassa. I diskontinuummodellerna reflekteras och dispergeras den explosiva pulsen längs blockens begränsningsytor (sprickor), vilket inducerar relativa blockrörelser. Denna mekanism påverkar i sin tur bultarna som plasticerar och ackumulerar töjningar utöver effekterna från utbrytningen av tunnlarna. Explosionen inducerar tillkommande flytning i 5 stycken bultsegment både för min- och max-egenskaperna och 11 respektive 5 tillkommande brott i bultingjutningen. Även sprutbetongen påverkas av de relativa blockrörelserna från explosionen, vilka genererar kantspänningar som överskrider den karakteristiska böjdraghållfastheten med signifikant ökad potential för uppsprickning som resultat av explosionen. Sådana effekter observeras inte i någon av kontinuummodellerna.

Tabell 4-3 Sammanställning av resultat för tak-modellerna efter utbrytning av tunnlarna (innan applicering av explosionslast).

Tak-modell	Maximal deformation i berget ^(a) [mm]	Medelvärde för minsta huvudspänning i bergskivan ^(b) [MPa]	Plasticering i bergskivan ^(c)	Maximal deformation i sprutbetongen ^(d) [mm]	Böjdragbrott i sprutbetongen ^(e)	Maximal last i bultar ^(f) [kN]	Antal segment med plasticering/töjning i bultar ^(g) [%]	Antal brott mellan bult och ingjutning ^(h)
Kontinuum Min-egenskaper	0,5/1	10	Övervägande intakt	-0,3	Ingen	50	Ingen plasticering (d.v.s. <0,25%)	Inga
Kontinuum Max-egenskaper	0,1/0,1	9 ⁽ⁱ⁾	Ingen	<0,1 ⁽ⁱ⁾	Ingen	3	Ingen plasticering (d.v.s. <0,25%)	Inga
Diskontinuum Min-egenskaper	7/-3	1,5	Glidning och separation i sprickplan	-4	Lite	245,8	25/1,35	31
Diskontinuum Max-egenskaper	5/-2	3 ⁽ⁱ⁾	Glidning och separation i sprickplan	-2,2	Mycket lite	245,9	4/0,36	14

- (a) Första värdet avser golvet i T-blå ovanför explosionen. Andra värdet avser taket i Citybanan vid läget för explosionen. Positiva deformationer är riktade uppåt, negativa neråt.
- (b) Medelvärde för den minsta huvudspänningen (mest tryckta spänningen) i pelaren. Huvudsakligen riktad subhorisontellt.
- (c) Semi-kvantitativ beskrivning av plasticeringstillståndet i bergskivan mellan Citybanan och T-blå.
- (d) Maximal deformation i sprutbetongen. Denna deformation är orsakad av oelastiska (d.v.s. plastiska) deformationer i berget. Positiva deformationer är uppåt och negativa nedåt.
- (e) Semi-kvantitativ beskrivning av potentialen för böjdragbrott (uppsprickning) i sprutbetongen.
- (f) Maximal axiell kraft i bultar (drag) efter utbrytningen av tunnlarna.
- (g) Första värdet avser antal bultsegment som har plasticerat. Andra värdet avser maximal töjning i bultsegment som plasticerat (flyter).
- (h) Kvantitativ beskrivning av antalet bultnoder med brott mellan bult och ingjutning. Uppstår endast i bultar placerade i taket. Bultarna i taket är generellt 4 m långa (utom under maskinutrymmet) och diskretiserade (uppdelade) i tio segment (d.v.s. 11 noder). Varje nod representerar därför en bultlängd av 0,4 m.
- (i) Modellresultat som redovisas i denna tabell i jämförande syfte men som inte har visats eller diskuterats i texten.

Tabell 4-4 Sammanställning av resultat för tak-modellerna efter explosionen.

Tak-modell	Maximal deformation i berget ^(a) [mm]	Medelvärde för minsta huvudspänning i bergskivan ^(b) [MPa]	Plastisering i bergskivan ^(c)	Maximal deformation i sprutbetongen ^(d) [mm]	Böjdragbrott i sprutbetongen ^(e)	Maximal last i bultar ^(f) [kN]	Antal segment med plastisering/töjning i bultar ^(g) [%]	Antal brott mellan bult och ingjutning ^(h)
Kontinuum Min-egenskaper	3,5/-2	10	Relativt mycket	-1,8	Mycket lite	83	Ingen plastisering (d.v.s. <0,25%)	Inga
Kontinuum Max-egenskaper	-0,1/0,05	9 ⁽ⁱ⁾	Mycket lite	<0,1 ⁽ⁱ⁾	Ingen	14	Ingen plastisering (d.v.s. <0,25%)	Inga
Diskontinuum Min-egenskaper	15/0,5	1	Glidning och separation i sprickplan	-4	Mycket	245,7	30/1,6	42
Diskontinuum Max-egenskaper	23/-0,5	2 ⁽ⁱ⁾	Glidning och separation i sprickplan	-2,7	Mycket	245,6	9/0,52	19

- (a) Första värdet avser golvet i T-blå ovanför explosionen. Andra värdet avser taket i Citybanan vid läget för explosionen. Positiva deformationer är riktade uppåt, negativa neråt. Deformationerna är endast orsakade av explosionen.
- (b) Medelvärde för den minsta huvudspänningen (mest tryckta spänningen) i pelaren. Huvudsakligen riktad subhorisontellt.
- (c) Semi-kvantitativ beskrivning av plastiseringstillståndet i bergskivan mellan Citybanan och T-blå.
- (d) Maximal deformation i sprutbetongen. Denna deformation är orsakad av oelastiska (d.v.s. plastiska) deformationer i berget och av explosionen. Positiva deformationer är uppåt och negativa nedåt.
- (e) Semi-kvantitativ beskrivning av potentialen för böjdragbrott (uppsprickning) i sprutbetongen.
- (f) Maximal axiell kraft i bultar (drag) efter explosionen.
- (g) Första värdet avser antal bultsegment som har plastiserat. Andra värdet avser maximal töjning i bultsegment som plastiserat (flyter).
- (h) Kvantitativ beskrivning av antalet bultnoder med brott mellan bult och ingjutning. Uppstår endast i bultar placerade i taket. Bultarna i taket är generellt 4 m långa (utom under maskinutrymmet) och diskretiserade (uppdelade) i tio segment (d.v.s. 11 noder). Varje nod representerar därför en bultlängd av 0,4 m.
- (i) Modellresultat som redovisas i denna tabell i jämförande syfte men som inte har visats eller diskuterats i texten.

4.4 Inverkan av sprickstyvhet, begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg, samt utbrytning av tunnlarna utan bergförstärkning

I föregående avsnitt (4.2 och 4.3) analyserades konsekvenserna av utbrytning av tunnlar och av explosionslast för ett intervall på bergets respons definierade av max- och min-egenskaper. Analyserna utfördes med olika modelleringsmetoder (kontinuum och diskontinuum). För att ge en bredare förståelse av de modellerade förhållandena har ytterligare några modellaspekter undersökts. Dessa tillkommande modeller fokuserar på följande aspekter: (1) inverkan av sprickornas styvhet, (2) inverkan av begränsad håll-

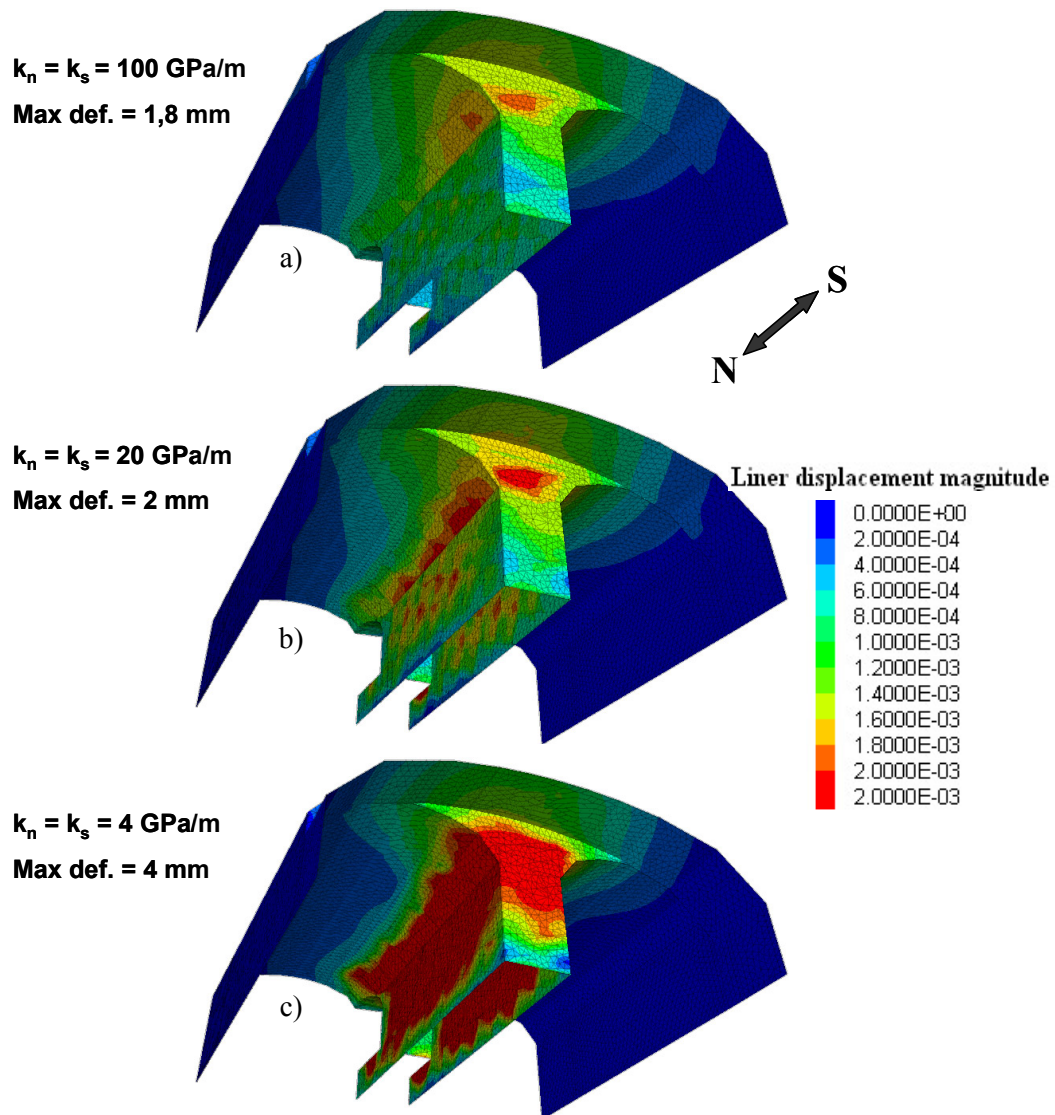
fasthet mellan sprutbetong och berg och (3) utbrytning av tunnlarna utan bergförstärkning. I följande tre underavsnitt presenteras några modellresultat avseende dessa aspekter.

4.4.1 Inverkan av sprickornas styvhet

För att kunna utföra diskontinuumanalyserna av de pelar- och tak-modeller som presenterats i föregående avsnitt är det nödvändigt att uppskatta sprickornas normal- och skjuvstyvhet. Dessa parametrar är viktiga för den elastiska responsen i bergmassan och de har också en inverkan på inducerade laster i bergförstärkningen (bultar och sprutbetong). Det senare därför att varje plasticering i sprickor är associerad med en omfördelning av spänningarna till andra områden som måste respondera elastiskt (och möjligen plastiskt) på denna spänningsförändring.

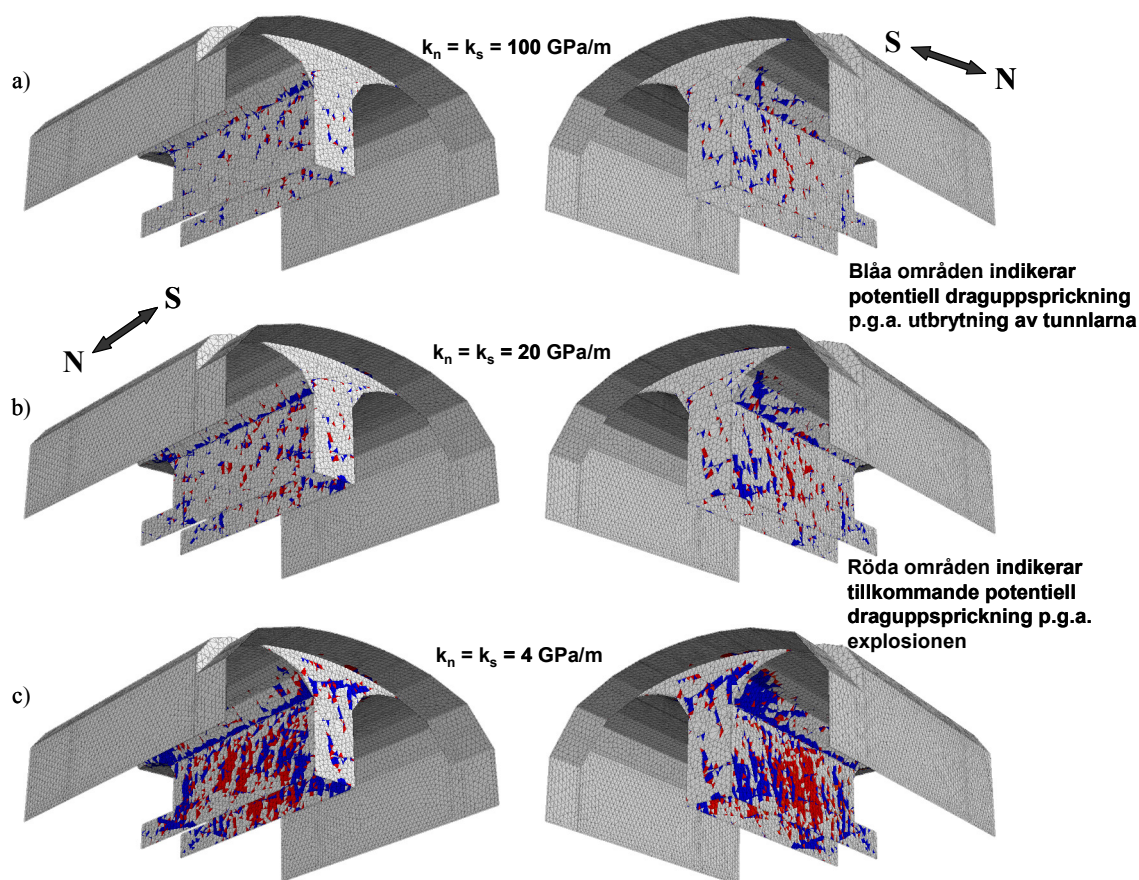
För att undersöka ovanstående effekter användes pelar-modellen med min-egenskaper för berget. I denna modell är sprickornas "nominella" normal- och skjuvstyvhet 20 GPa/m. För att undersöka styvheternas inverkan på responsen utfördes två modeller, en med normal- och skjuvstyvhet på 100 GPa/m (d.v.s. 5 x "nominella" styvheter) och en med 4 GPa/m (d.v.s. "nominella" styvheter / 5).

I Figur 4-100 illustreras effekten av olika styvheter för sprickorna i form av konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen efter utbrytning av tunnlarna. I figuren visas endast konturer mellan 0 och 2 mm. Eftersom sprutbetongen anpassar sig till bergets deformationer ger denna figur också en uppfattning om den plastiska responsen i bergmassan. Kvalitativt är resultaten rimliga eftersom högre sprickstyvhet resulterar i mindre deformationerna i sprutbetongen, och vice versa. Från Figur 4-100c framgår också att områden med deformationer större än 2 mm blir mycket större för en lägre sprickstyvhet.



Figur 4-100 Inverkan av sprickornas styvhet på deformationerna i sprutbetongen efter utbrytning av tunnlarna. Statiska beräkningar av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper och (a) $k_n=k_s=100 \text{ GP/a}$, (b) $k_n=k_s= 20 \text{ GP/a}$ ("nominella" styvheter) och (c) $k_n=k_s=4 \text{ GP/a}$.

Figur 4-101 illustrerar sprickstyvheters inverkan på potentiell uppsprickning i sprutbetongen efter explosionen. Kom ihåg att sprutbetongen följer en elastisk materialmodell varför de färgade fälten i Figur 4-101 representerar områden där kantdragspänningarna i sprutbetongen är lika med eller större än den karakteristiska böjdraghållfastheten (4 MPa). De blåa områdena representerar potentiell uppsprickning p.g.a. utbrytningen av tunnarna medan de röda representerar effekten från explosionen. Även denna figur tydliggör sprickstyvheters inverkan och är kvalitativt konsistent med resultaten i föregående figur, d.v.s. ju lägre sprickstyvhet desto mer potentiell uppsprickning både före och efter explosionen. Den tillkommande potentiella uppsprickning blir också mer omfattande p.g.a. explosionen (röda fält) ju lägre styvhet sprickorna har.



Figur 4-101 Inverkan av sprickornas styvhet på potentiell uppsprickning i sprutbetongen efter utbrytning av tunnarna och efter explosionen. Statiska beräkningar av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper och (a) $k_n=k_s=100 \text{ GP/a}$, (b) $k_n=k_s= 20 \text{ GP/a}$ ("nominella" styvheter) och (c) $k_n=k_s=4 \text{ GP/a}$.

I Tabell 4-5 sammanfattas och jämförs några resultat avseende sprickstyvheternas effekt efter utbrytningen av tunnarna och efter explosionen.

Tabell 4-5 Sammanfattning av några resultat avseende sprickstyvheternas inverkan.

Normal- och skjivstyvheter för sprickor [GPa/m]	(Utbrytning) Maximal deformation i sprutbetongen ^(a) [mm]	(Utbrytning) Antal segment med plasticering/töjning i bultar ^(b) [%]	(Explosion) Antal segment med plasticering/töjning i bultar ^(c) [%]	(Utbrytning) Antal brott mellan bult och ingjutning ^(d)	(Explosion) Antal brott mellan bult och ingjutning ^(e)
4	4	59/1,27	68/1,99	152	166
20	2	27/0,56	30/0,61	79	80
100	1.8	1/0,38	1/0,42	26	34

- (a) Maximal deformation i sprutbetongen efter utbrytning av tunnarna. Dessa deformationer är orsakade av oelastiska (plastiska) deformationer i bergmassan.
- (b) Resultat efter utbrytning av tunnarna. Första värdet avser antal bultsegment som har plasticerat. Andra värdet avser maximal töjning i bultsegment som plasticerat (flyter).
- (c) Resultat efter explosionen. Första värdet avser antal bultsegment som har plasticerat. Andra värdet avser maximal töjning i bultsegment som plasticerat (flyter).
- (d) Resultat efter utbrytning av tunnarna. Kvantitativ beskrivning av antalet bultnoder med brott mellan bult och ingjutning.
- (e) Resultat efter explosionen. Kvantitativ beskrivning av antalet bultnoder med brott mellan bult och ingjutning.

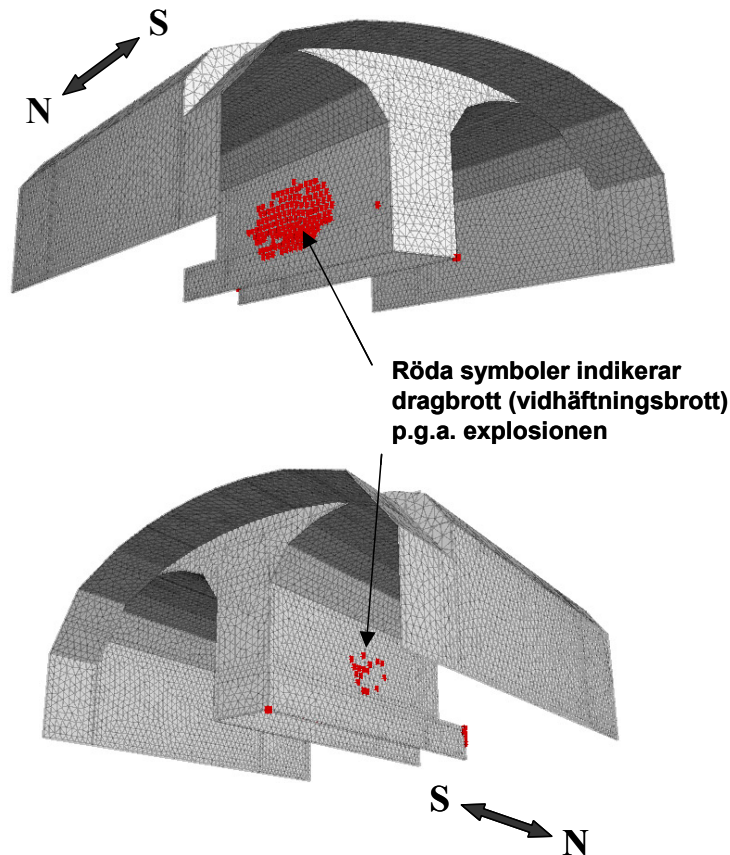
4.4.2 Inverkan av begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg

Generellt har det för utförda analyser antagits att hållfastheten mellan sprutbetong och berg är tillräckligt hög för att förhindra brott i detta gränsskikt, d.v.s. samverkan mellan sprutbetong och berg har antagits följa en elastisk materialmodell. Effekten av en begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg har dock studerats i en modell med kontinuummetod för pelar-fallet med min-egenskaper. De egenskaper som använts för kontakten mellan sprutbetong och berg är sammanställda i Tabell 4-6.

Tabell 4-6 Egenskaper för kontakten mellan sprutbetong och berg.

Parameter	Värde
Kohesion, c [MPa]	1,6
Friktionsvinkel, ϕ [°]	48
Vidhäftningshållfasthet, σ_{ad} [MPa]	0.5
Normalstyvheter, k_n [GPa/m]	30
Skjivstyvheter, k_s [GPa/m]	30

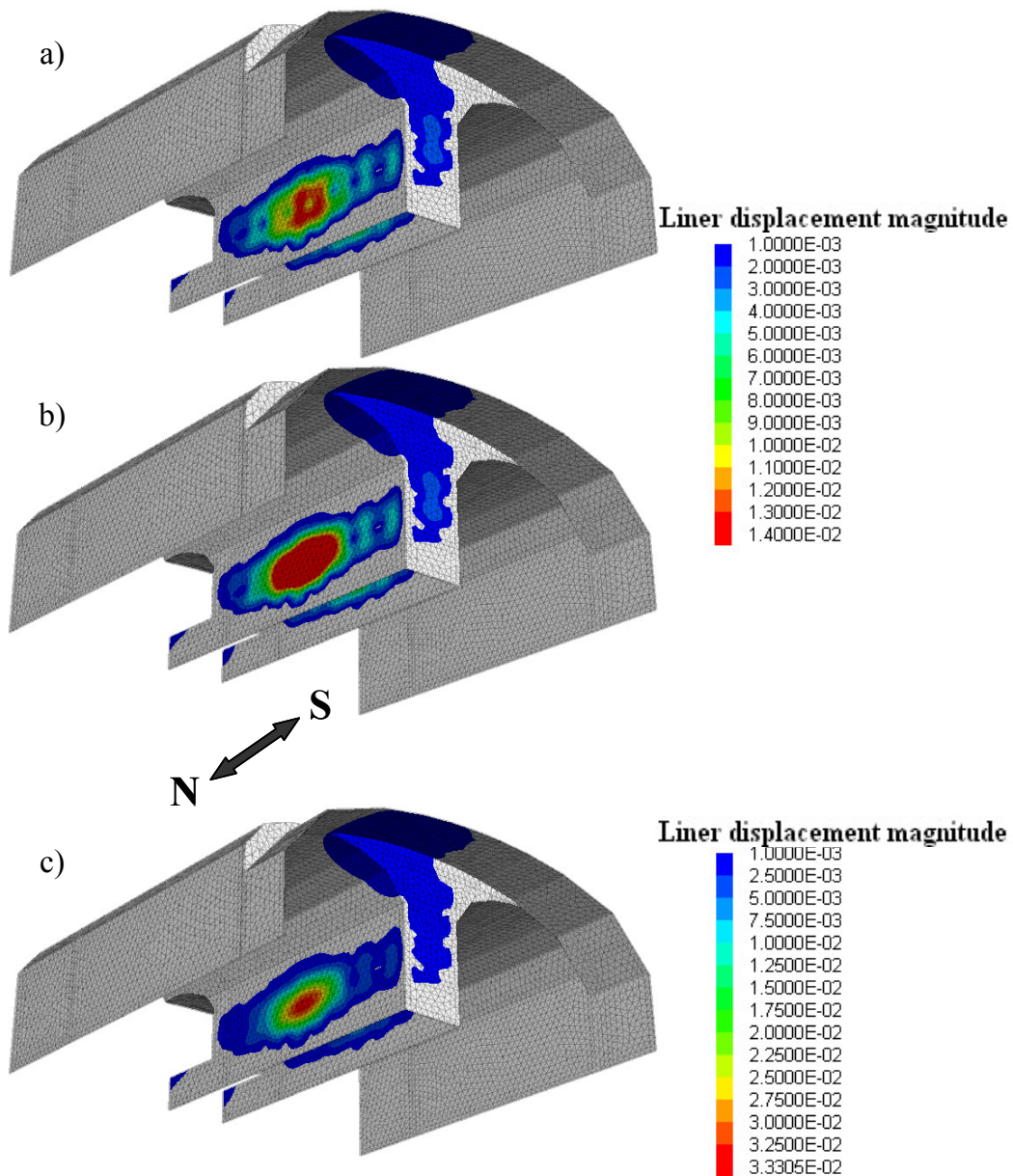
Integriteten av kontakten mellan sprutbetong och berg är opåverkad efter utbrytningen av tunnarna trots den begränsade hållfastheten. Figur 4-102 visar dock att explosionen orsakar brott, företrädesvis i väggen på den motsatta sidan från explosionen. Detta är ett väntat resultat med tanke på att tryckvågen reflekteras som en dragvåg när den träffar den motsatta sidan, vilket resulterar i dragbrott (vidhäftningsbrott) mellan sprutbetongen och berget.



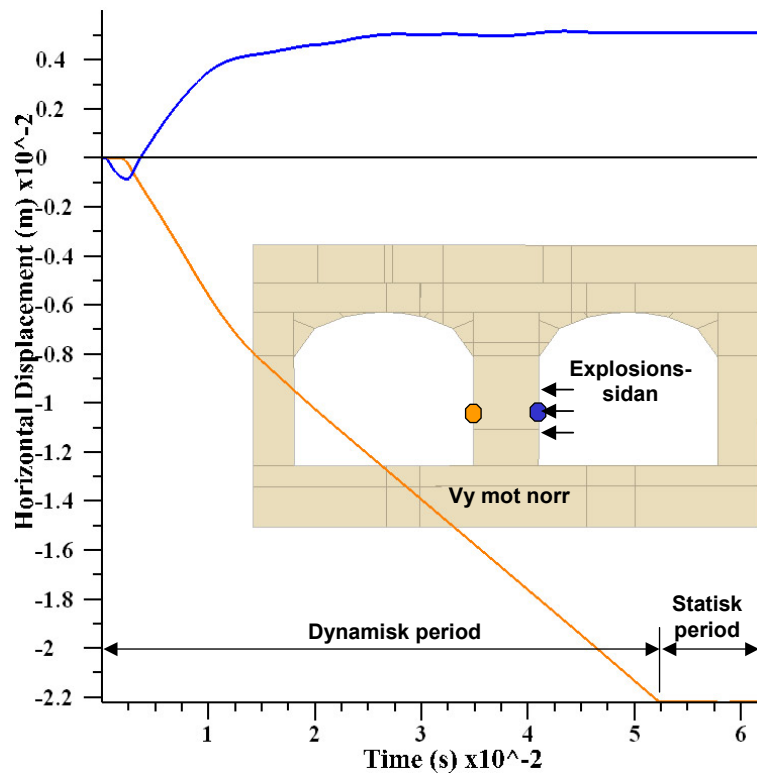
Figur 4-102 Områden med dragbrott (vidhäftningsbrott) i kontakten mellan sprutbetong och berg efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper och begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg.

I Figur 4-103 visas konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen efter explosionen. Notera att endast deformationer större än 1 mm visas. I Figur 4-103a visas resultatet från fallet med obegränsad hållfasthet, medan Figur 4-103b visar fallet med begränsad hållfasthet. I Figur 4-103a och b är max-konturen skalad med hänsyn till deformationerna för fallet med obegränsad hållfasthet (14 mm), vilket möjliggör en direkt jämförelse av de båda fallen. I Figur 4-103c, som visar fallet med begränsad hållfasthet, har max-konturen valts med hänsyn till den maximala deformationen för det fallet. P.g.a. de vidhäftningsbrott som uppstår p.g.a. explosionen induceras mer än dubbelt så stora deformationer i sprutbetongen vid begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg jämfört med då obegränsad hållfasthet används i modellerna. I området där vidhäftningsbrott inträffar gör sprutbetongen inte längre någon nytta för att hålla berget på plats, vilket plasticeras (i drag) och deformeras horisontellt in mot tunneln. Mera "bevis" som stöder detta visas i Figur 4-104 med hjälp av "histories" av horisontella deformationer i berget på ömse sidor av pelaren under explosionen. Figuren visar att deformationerna "huggits av" av initieringen av den statiska perioden. I slutet av den dynamiska perioden är hastigheterna fortfarande höga och aktiv plasticering av bergmassan pågår fortfarande i väggen på den motstående sidan från explosionen. Detta innebär

att om en längre dynamisk period hade använts skulle deformationerna ha blivit ändå större än vad som visas i dessa figurer.

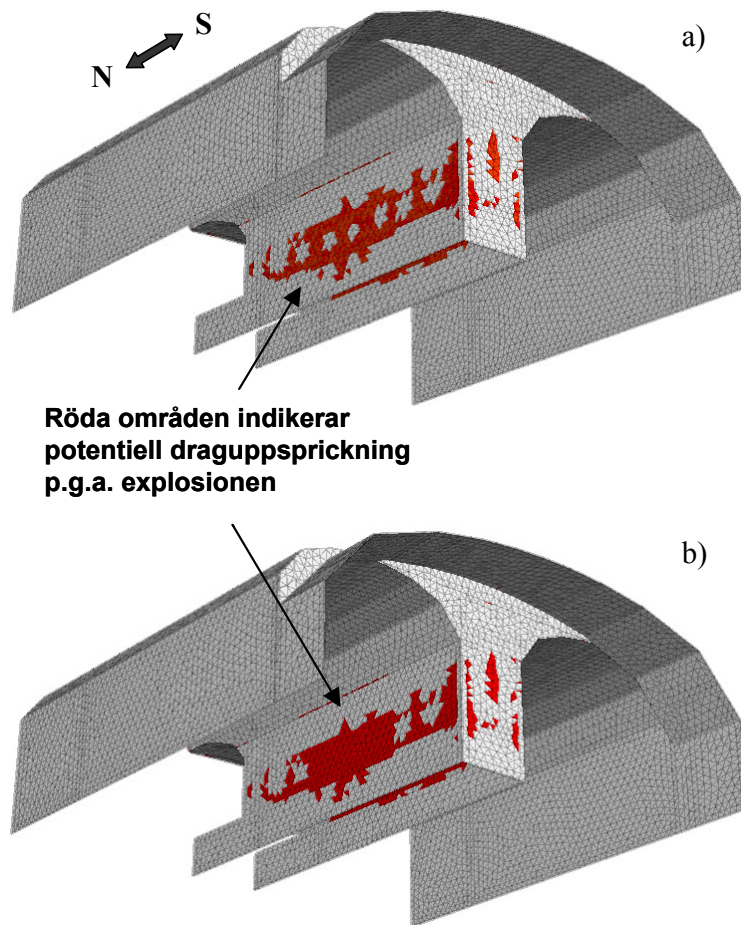


Figur 4-103 Konturer för deformationernas magnitud i sprutbetongen efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper och (a) obegränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg (konturskala=1-14 mm), (b) begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg (konturskala=1-14 mm) och (c) begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg (konturskala=1-33,3 mm).



Figur 4-104 ”Histories” av horisontella deformationer [m] som funktion av tiden [s] på ömse sidor av pelaren. Dynamisk beräkning av kontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper och begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg.

Ingen potentiell uppsprickning av sprutbetongen sker för något av fallen (obegränsad respektive begränsad hållfasthet i kontakten) p.g.a. utbrytningen av tunnlarna. I Figur 4-105 jämförs potentiell uppsprickning efter explosionen för de båda fallen. Även om mer potentiell uppsprickning sker i fallet med begränsad hållfasthet mellan sprutbetongen och berget är uppsprickningen lokaliserad till samma område som för fallet med obegränsad hållfasthet. Utbredningen av den tillkommande potentiella uppsprickningen p.g.a. begränsad hållfasthet är begränsad till området där vidhäftningsbrott uppstår (se Figur 4-102).

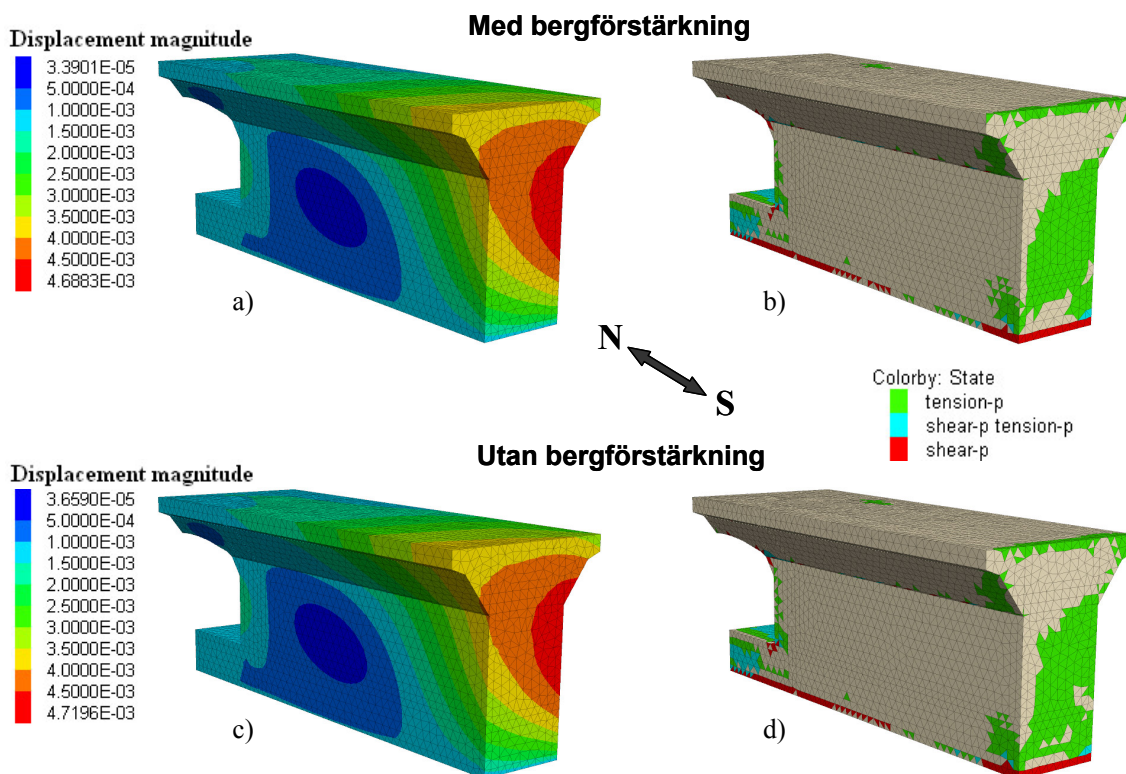


Figur 4-105 Områden med potentiell uppsprickning i sprutbetongen efter explosionen. Dynamisk beräkning av kontinuum ”pelar-modell” med min-egenskaper och (a) obegränsad och (b) begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg.

4.4.3 Utbrytning av tunnarna utan förstärkning

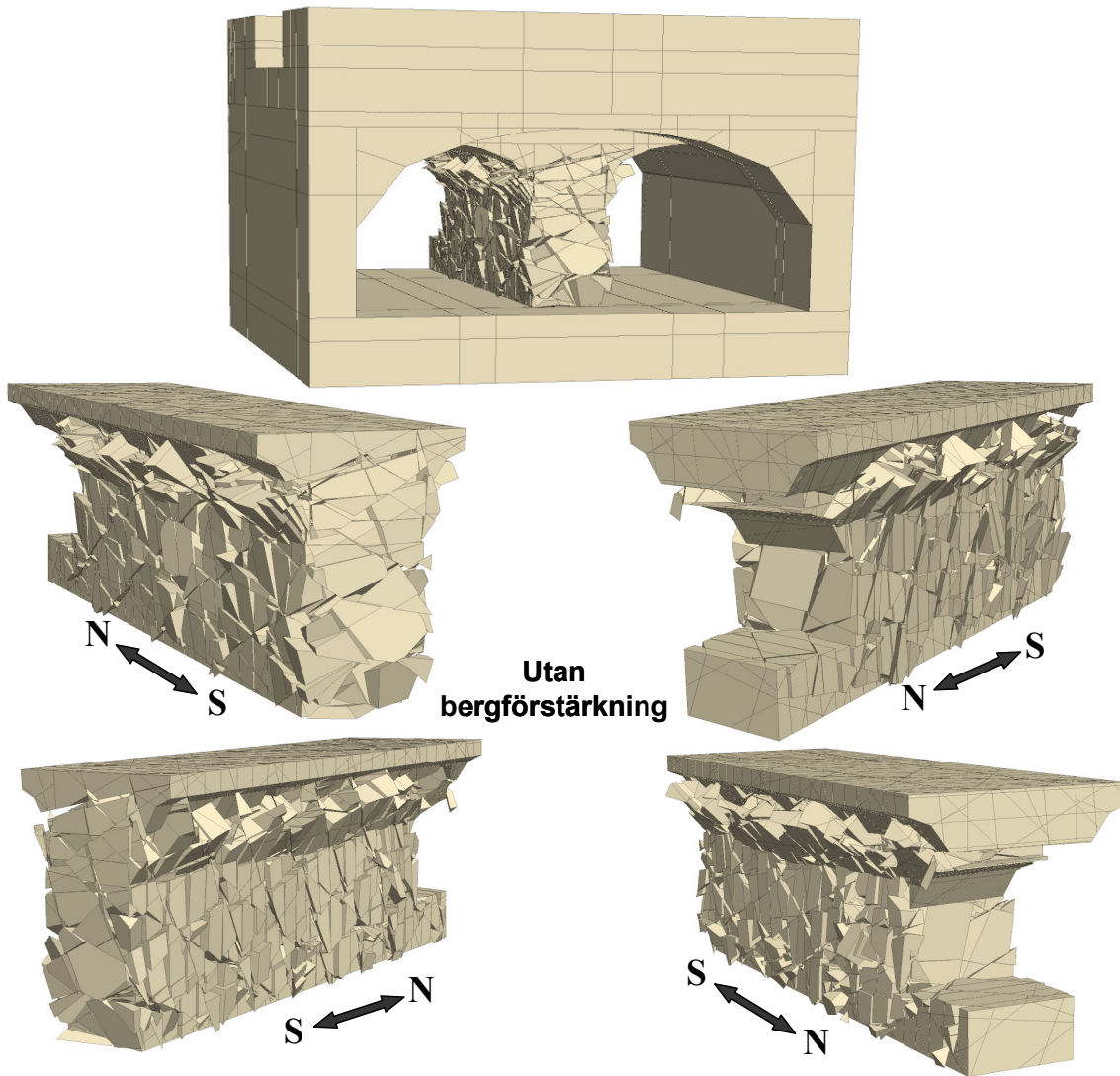
Bergförstärkning i form av bultar och sprutbetong har installerats i samtliga tidigare reviderade modeller. Därför kan det vara av visst intresse att undersöka vilken nytta bergförstärkningen gör för att stabilisera tunnarna, åtminstone med avseende på utbrytningen av tunnarna. För detta syfte har pelar-fallet studerats med både kontinuum- och diskontinuummetod utan bergförstärkning och med min-egenskaper för berget. De båda modellerna är identiska med de analyser som beskrivits i avsnitten 4.2.1 och 4.2.3 fram till den punkt där förstärkningen installeras efter elastisk jämvikt p.g.a. av utbrytningen av tunnarna. Istället för att installera förstärkning har de två aktuella modellerna istället beräknats till elasto-plastisk jämvikt utan förstärkning.

Figur 4-106 visar deformationernas magnitud i bergmassan i kontinuummodellen efter utbrytningen av tunnlarna för (a) med och (b) utan förstärkning. Jämvikt uppnås i analysen även utan förstärkning. Figur 4-106 visar att deformationerna i kontinuummodellen utan förstärkning endast är marginellt större än då förstärkning installerats i modellen. Figuren visar också att plasticeringen i pelaren blir mer eller mindre identisk med och utan bergförstärkning. Detta resultat är inte särskilt förvånande med tanke på att responset i pelaren huvudsakligen är elastisk.

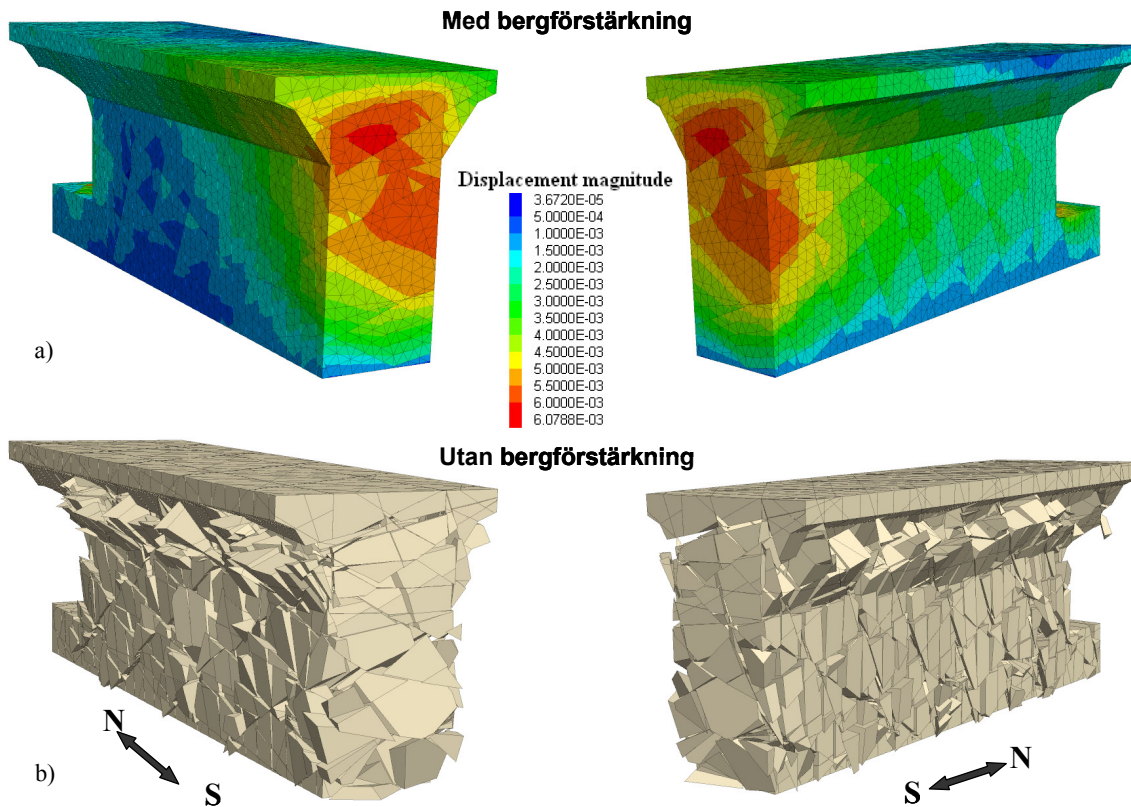


Figur 4-106 Jämförelse av deformationsmagnitud [m] och plasticering i pelaren efter utbrytning av tunnlarna för (a) och (b) med bergförstärkning, och (c) och (d) utan bergförstärkning installerad. Statisk beräkning av kontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

I kontrast till ovanstående illustreras, i Figur 4-107, deformationsförhållandena i pelaren för diskontinuummodellen utan bergförstärkning. Frånvaron av bergförstärkningen är uppenbar i detta fall. I figuren syns tydligt att stora deformationer uppstår i pelaren i form av relativa blockrörelser. Det tillstånd som visas i Figur 4-107 är inte i jämvikt, vilket innebär att blocken fortsätter att röra sig mot någon form kollapstillstånd för pelaren. Figur 4-108 visar en jämförelse mellan fallet med och utan bergförstärkning för diskontinuummodellen. För fallet med bergförstärkning installerad i modellen visas konturer för deformationernas magnitud (Figur 4-108a). Maximal deformation är i detta fall ca 5 mm.



Figur 4-107 Illustration av stora blockdeformationer i pelaren efter utbrytning av tunnarna utan bergförstärkning. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.



Figur 4-108 Jämförelse mellan (a) konturer för deformationernas magnitud med bergförstärkning och (b) illustration av stora block deformationer utan bergförstärkning. Statisk beräkning av diskontinuum "pelar-modell" med min-egenskaper.

Även om sprickstrukturen är något idealiserad i diskontinuummodellerna pekar resultaten på den viktiga funktion som bergförstärkningen kan spela för att erhålla stabilitet i tunnlar i naturligt uppsprucket berg. Speciellt viktig är den funktion som sprutbetongen erbjuder genom att förhindra block från att rotera och glida ut ur sina positioner, vilket ofta är sprutbetongens huvudsakliga syfte (d.v.s. att hjälpa berget att bära sig självt). Till sprutbetongens förstärkande effekt kan även bultarnas funktion adderas, vilka bidrar till att bibehålla ett samverkande och integrerat blocksystem.

Trots den idealiserade sprickstrukturen pekar resultaten också på den fundamentala mekaniska skillnaden mellan kontinuum- och diskontinuummodeller. Vid ingenjörsmässiga dimensioneringsanalyser i sådan skala som har beaktats i föreliggande arbete bör användning av diskontinuummodeller (eller diskreta elementmodeller) allvarligt övervägas. Vid användning av sådana modeller följer att ansträngningar måste göras för att förstå sprickstrukturen med avseende på såväl sprickavstånd och orientering som dess deformations- och hållfasthetskaraktär.

4.5 Sammanfattning av resultat

4.5.1 Effekter av utbrytningen av tunnlarna

Analyserna av de olika kontinuum- och diskontinuummodellerna för min- och max-egenskaper indikerar att Citybanans tunnlar blir stabila efter utbrytning, och att deformationerna generellt blir små. Med tanke på det intervall som använts för bergmassans egenskaper är det kanske något överraskande att deformationerna och lasterna i bergförstärkningen skiljer sig så lite åt mellan modeller utförda med samma metod, även om en något större respons i allmänhet erhålls för modeller med min-egenskaper. För kontinuummodellerna kan en orsak till den lilla skillnaden vara att berget huvudsakligen responderar elastiskt och att tunnlarna är stabila utan bergförstärkning, även med min-egenskaper. Härav följer att varje skillnad i deformationer mellan kontinuummodellerna huvudsakligen är associerad med skillnaderna i de elastiska materialegenskaperna. Eftersom bultar och sprutbetong installeras efter den elastiska jämviktsberäkningen som följer efter utbrytningen av tunnlarna är responsen i bergförstärkningen endast ett resultat av den oelastiska (plastiska) responsen i bergmassan. I utförda kontinuummodeller är den plasticering som utbrytningen av tunnlarna inducerar begränsad både för min- och max-egenskaper, vilket följdriktigt resulterar i att lasterna i bergförstärkningen också blir små.

För diskontinuummodellerna är situationen liknande med avseende på deformationerna i berget efter utbrytning, medan vissa skillnader finns mellan min- och max-egenskaperna med avseende på bergförstärkningens respons. Orsaken till att deformationerna i berget blir av ungefär samma storlek är relaterad till bergförstärkningen. Utan bergförstärkning har pelar-modellen med min-egenskaper visat sig bli instabil. Användning av bergförstärkning skapar stabilitet i detta fall genom att sprutbetongen håller potentiellt instabila block på plats och bultarna förbinder ("syr ihop") flera block och skapar en integrerad respons i bergmassan. Dessa båda bergförstärkningsfunktioner tillåter berget att bidra till sin egen stabilisering. Deformationerna i tunnlarna blir då relaterade till samverkan mellan bergförstärkningen och det "självbärande" berget, vilket tenderar att resultera i liknande bergdeformationer för låg och hög hållfasthet i sprickorna, men olika belastning i förstärkningen. Lägre hållfasthet i sprickorna genererar mer glidning ("slip"), vilken primärt måste hållas tillbaka av bultarna. Detta innebär att bultar som går igenom flera block, proportionellt sett, måste bidra med mera stabiliserande kraft (d.v.s. de får högre last) vid sprickor med låg hållfasthet än med högre hållfasthet. Detta är precis vad som observerats att vara den största skillnaden mellan diskontinuummodellerna efter utbrytningen av tunnlarna. För min-egenskaper plasticerar (flyter) bultarna i pelaren, medan ingen plasticering uppstår i bultarna för max-egenskaper. I diskontinuummodellen för tak-fallet plasticerar bultarna både för min- och max-egenskaper, dock sker betydligt mer plasticering i bultarna för fallet med min-egenskaper. Potentialen för uppsprickning i sprutbetongen är större för min-egenskaperna än för max-egenskaperna.

Mellan kontinuum- och diskontinuummodellerna är den största skillnaden i respons på utbrytningen av tunnlarna den mängd (eller volym) berg som plasticeras i de områden där sprickor modellerats explicit i diskontinuummodellerna. I diskontinuummodellerna kan omfattande glidning (skjuvbrott) och separation (dragbrott) observeras inom dessa områden, medan motsvarande plastiska respons inte uppstår inom samma områden i kontinuummodellerna. Denna skillnad resulterar i en mycket högre belastningsnivå i bergförstärkningen i diskontinuummodellerna jämfört med kontinuummodellerna, inklusive en större potential för uppsprickning i sprutbetongen.

4.5.2 Effekter av explosionslast mot pelaren

De olika modellerna för då explosionslast appliceras mot pelaren visar en något varierande respons i berget och bergförstärkningen.

I diskontinuummodellerna orsakar explosionen inte några stora deformationer i berget. Detta beror dels på att tryckvågen reflekteras längs sprickytor och dispergeras i blocksystemet, dels på att den kinetiska energin ”absorberas” genom plasticering i sprickplanen. I diskontinuummodellen med min-egenskaper sker dock en något ökad plasticering i bultarna jämfört med förhållandena före explosionen. Även om bultlasterna ökar för max-egenskaperna genererar explosionslasten ingen tillkommande plasticering i bultsystemet. I fallet med min-egenskaperna inducerar explosionslasten relativt lite tillkommande potentiell uppsprickning i sprutbetongen, medan den för max-egenskaperna genererar mer tillkommande uppsprickning. En orsak till att mer tillkommande potentiell uppsprickning observeras för max-egenskaperna än för min-egenskaperna är att det inte ”absorberas” lika mycket energi genom plasticering i sprickplanen, vilket innebär att mer energi kan transporteras till andra områden i pelaren och orsaka höga kantspänningar i sprutbetongen. En annan orsak kan vara att sprutbetongen för min-egenskaperna redan under utbrytning av tunnlarna har relativt stor potential för uppsprickning varför explosionen inte ”kan” generera uppsprickning i redan uppspruckna områden, och därför uppvisar mindre tillkommande potential för uppsprickning. Efter explosionen är den sammanlagda potentialen för uppsprickning i sprutbetongen (från utbrytningen av tunnlarna och från explosionen) endast något mindre för fallet med max-egenskaperna än för min-egenskaperna.

För de två kontinuummodellerna är det en signifikant skillnad i respons p.g.a. explosionen. Explosionen har en mycket liten effekt på modellen med max-egenskaper, medan den relativt sett har en betydande inverkan på responsen för fallet med min-egenskaper. I detta fall orsakar explosionen betydligt större deformationer i pelarväggen på den motstående sidan från explosionen än för fallet med max-egenskaperna. Dessa deformationer är associerade med dragplasticering i bergmassan i samband med att tryckvågen når den motstående sidan och reflekteras som en dragvåg. I detta fall resulterar dragplasticeringen i en avsevärd asymmetrisk omfördelning av spänningarna i pelaren. Explosionen inducerar också plasticering i bultar samt potentiell uppsprickning i sprutbetongen över pelarens mittersta tredjedel, längs hela pelaren. Det är värt att notera att deformationerna i pelaren i detta fall är mycket större än i diskontinuummodellen med min-egenskaper,

vilket pekar på den fundamentala mekaniska skillnaden mellan diskontinuum- och kontinuummodeller.

4.5.3 Effekter av explosionslast mot taket

Kontinuummodellerna visar mycket liten effekt av explosionen för både min- och max-egenskaper, både med avseende på deformationer i berget och på laster i bergförstärkningen. Skillnaden i respons mellan dessa båda modeller är också liten, även om det för fallet med min-egenskaper sker viss tillkommande dragplasticering i golvet i T-blå då tryckvågen träffar golvet och reflekteras som en dragvåg. I detta fall orsakar explosionen permanenta uppåtgående deformationer på ca 4 mm.

För diskontinuummodellerna är effekten av explosionen i taket större än för kontinuummodellerna, men det är bara en liten skillnad mellan modellerna med min- respektive max-egenskaper. Båda modellerna visar tillkommande plasticering (flytning) i bultar med något ökande permanenta töjningar p.g.a. explosionen. Potentialen för uppsprickning av sprutbetongen i taket ökar också markant i båda modellerna som ett resultat av explosionen. Den mest iögonfallande responsen är dock att deformationerna i golvet i T-blå och i maskinutrymmet vid uppgången till Vasagatan är 15 respektive 37 mm för min-egenskaperna och 23 respektive 59 mm för max-egenskaperna. Dessa deformationer är mycket större än i kontinuummodellerna och pekar återigen på den fundamentala mekaniska skillnaden mellan kontinuum- och diskontinuummodeller med avseende på deformationsmekanismer. I diskontinuummodellerna orsakar överföring av rörelsemängd, från explosionen till ytligt belägna block i golvet, en mer betydande ”studs” i golvet än den som produceras av plasticeringen i kontinuummodellerna. En intressant iakttagelse för diskontinuummodellerna är att de beräknade deformationerna i golvet är större i fallet med max-egenskaper än för min-egenskaper. Denna skillnad beror på att det sker mindre plasticering (glidning) i sprickorna för max-fallet och därför också mindre absorption av kinetisk energi, vilket i sin tur resulterar i att mer kinetisk energi når golvet och orsakar en större utstötning av de ytligt belägna blocken i golvet.

4.5.4 Effekter av sprickstyvhet, begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg, samt utbrytning av tunnlarna utan bergförstärkning

Några tillkommande analyser utfördes för att bättre förstå effekterna av varierande sprickstyvhet, begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg, samt frånvaro av förstärkning i samband med utbrytning av tunnlarna.

Resultaten indikerar att en minskning av sprickstyvheter ökar deformationerna och lasterna i bergförstärkningen. Liksom i det nominella fallet (diskontinuummodell med min-egenskaper och explosionslast mot pelaren) är dock den övervägande effekten orsakad av utbrytningen av tunnlarna. Explosionen orsakar endast små tillkommande skador p.g.a. minskad sprickstyvhet, dock mer än i det nominella fallet. Ökad sprickstyvhet har motsatt effekt, d.v.s. mindre deformationer i berget och mindre skador i bergförstärkningen än i det nominella fallet.

Effekten av en begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg undersöktes för kontinuummodellen med min-egenskaper då explosionslasten applicerades mot pelaren. Explosionen orsakar vidhäftningsbrott, huvudsakligen på den motsatta sidan från explosionen. Vidhäftningsbrotten är associerade med relativt stora deformationer och något ökande potential för dragsuppsprickning i sprutbetongen. Även om effekterna orsakar ökande skador är de dock inte att betrakta som dramatiska.

Frånvaro av bergförstärkning undersöktes i både kontinuummodellen och i diskontinuummodellen för min-egenskaper, men endast p.g.a. utbrytning av tunnlarna. Frånvaro av förstärkning hade mycket liten effekt i kontinuummodellen. Tunnlarna förblev stabila. I diskontinuummodellen, däremot, blev pelaren instabil och kollapsade då ingen bergförstärkning (bultar och sprutbetong) installerades i samband med utbrytningen av tunnlarna. Trots den idealiserade sprickstrukturen i modellen pekar dessa resultat på den mekaniska skillnaden mellan kontinuum- och diskontinuummodeller. Då dimensioneringsanalyser ska utföras i blockigt berg och i sådana skalor som gjorts i föreliggande modeller (tunnel/pelare) bör användning av diskreta elementmodeller (diskontinuummodeller) seriöst övervägas. Med användning av sådana modeller följer att betydande ansträngningar måste göras för att förstå sprickstrukturen med avseende på såväl sprickorienteringar, sprickavstånd och spricklängder, som sprickornas deformations- och hållfasthetskaraktäristik.

5 DISKUSSION

I samband med att större och mer komplexa infrastrukturella undermarksprojekt planeras finns det ett ökande behov av robusta och tillförlitliga metoder för att analysera och dimensionera sådana anläggningar. Under de senaste decennierna har olika typer av numeriska modeller blivit ett allt vanligare analysverktyg. Dessa analysverktyg har utvecklats från relativt enkla tvådimensionella kontinuummodeller till dagens tredimensionella modeller vilka har kapaciteten att ta explicit hänsyn till effekter från såväl olika typer av sprickstrukturer (t.ex. svaghetszoner och lokal naturlig uppsprickning) som bergförstärkning och grundvatten.

Användning av välutvecklade numeriska analysverktyg och modeller kan spela en viktig roll vid analys och dimensionering av tunnlar. Men, åstadkommandet av en säker, tillförlitlig och ekonomisk tunnelutformning är först och främst beroende på en god bergmekanisk förståelse med avseende på rådande lokala bergförhållanden, d.v.s. geologi (t.ex. bergartsfördelning, existerande lokal sprickstruktur och närvaro av eventuella svaghetszoner), bergets hållfasthets- och deformationskaraktäristik, grundvatten och initialspänningarnas magnitud och riktning. Utförande av relevanta förundersökningar utgör den primära aktiviteten för att etablera en grundläggande förståelse av de lokala bergförhållandena. Någon form av bergkaraktärisering och/eller bergklassificering är ofta en integrerad del av denna process. Bergkaraktärisering och bergklassificering erbjuder ett systematiskt sätt att från förundersökningsdata extrahera och etablera viktiga indata för utvärdering av tunnelstabilitet. I avsnitten 2.3 och 2.4 beskrivs det tillvägagångssätt som använts som underlag till föreliggande studie. Användning av bergklassificering har lång historik i tunnelsammanhang. Det existerar ett antal olika system för bergklassificering, vilka då och då har uppdaterats för att reflektera nyvunnen erfarenhet. Vissa av bergklassificeringssystemen ger direkt assistans med att uppskatta tunnelstabilitet och behovet av bergförstärkning (t.ex. Q och RMR) och vissa kan användas för att uppskatta bergmekaniska egenskaper för användning i numeriska modeller (t.ex. Q, RMR och GSI). Det är dock viktigt att inse att användning av bergklassificeringssystem för olika ändamål (t.ex. uppskattning av bergförstärkning eller bergmekaniska egenskaper) är förknippat med betydande osäkerheter. För att försöka ta hänsyn till den naturliga variationen i bergets egenskaper och till de osäkerheter som är förknippade med använd metodik för uppskattning av bergets egenskaper, har ett intervall för de bergmekaniska egenskaperna (min-egenskaper och max-egenskaper) använts som indata till de numeriska analyserna i föreliggande arbete.

Generellt sett är majoriteten av de numeriska modeller som används inom geomekaniken av typen kontinuummodeller. Det arbete som utförts inom ramen för föreliggande studie tar dock även hänsyn till den diskontinuerliga karaktären hos berget genom att i vissa av de utförda modellanalyserna explicit inkludera sprickstrukturen i det område i modellen som blir mest påverkad av explosionslasten. Detta gjordes därför att explosionslastens karaktär är sådan att dess effekt på berget måste utvärderas i lokal skala relativt de utbrutna tunnarnas storlek. Simulering av effekterna av explosionslasten med både kontinuum- och diskontinuummetod tillför ett bredare bergmekaniskt perspektiv eftersom detta möjliggör jämförelser av responsen mellan den vanliga kontinuummeto-

den och den mer ovanliga och komplexa diskontinuummetoden. Det generella kravet på kompatibilitet mellan töjningar och deformationer inom kontinuumteorin är att de är kontinuerliga i hela den rumsliga domänen av modellen. Detta innebär att kontinuummodeller inte kan urskilja den lokala responsen hos naturligt uppsprucket berg där deformationerna primärt kontrolleras av glidning och separation längs sprickplan. Dock är en kontinuumapproximation av deformationerna i allmänhet rimlig om problemskalan är sådan att de relativa blockrörelserna i en lokal skala inte är viktiga, eller om bergmassans kvalitet är så låg att deformationerna kontrolleras av både sprickorna och hållfastheten hos det intakta berget (d.v.s. svagt berg). Det bör även noteras att de olika metoderna (kontinuum och diskontinuum) kräver olika typer av indata. Därför har termen ”metod” inom ramen för föreliggande arbete, i detta sammanhang, även ansetts inkludera det sätt (d.v.s. den metodik) på vilket de nödvändiga bergmekaniska egenskaperna har uppskattats. Kontinuummodellerna använder de s.k. ”ekvivalenta” egenskaperna för bergmassan uppskattade enligt avsnitt 2.4.4, medan diskontinuummodellerna använder dels det intakta bergets egenskaper (för blocken) uppskattade enligt avsnitt 2.4.2, dels sprickornas egenskaper uppskattade enligt avsnitt 2.4.3.

I föreliggande studie har berget en bergkvalitet i intervallet acceptabelt (”fair”) till mycket bra (”very good”) berg. Bergmassan består av fem separata sprickgupper i respektive geologisk domän (A och B). Intervallet i bergkvalitet har differentierats genom att tilldela berget ”minimum” och ”maximum” egenskaper, vilka uppskattats baserat på förundersökningsdata, bergklassificering (RMR/GSI) och empiriska brottvillkor (Hoek-Brown brottvillkor för bergmassan och Barton-Bandis sprickmodell för sprickorna, se avsnitt 2.4.3 och 2.4.4). En kontinuummodell med dessa bergkvaliteter är inte nödvändigtvis kapabel att urskilja den lokala responsen i blocksystemet (uppspruckna berget) i utbrytningsskala (tunnelskala). Vid definition av syftet med en numerisk modell måste därför den nödvändiga detaljeringsgraden avseende den lokala responsen hållas i minnet och tillåtas påverka valet av modelleringsmetod. Till exempel kan beräknade krafter och töjningar i ingjutna bultar p.g.a. lokala blockrörelser i en diskontinuummodell skilja sig markant jämfört med i motsvarande kontinuummodell. Denna skillnad framgår tydligt av redovisade analyser. Mekaniskt sett har en kontinuummodell inte kapaciteten att ta hänsyn till den lokala respons som uppstår i kontaktytorna mellan närliggande block. Denna lokala respons kan yttra sig i att så betydande krafter och töjningar uppstår i bultarna att de flyter och ackumulerar plastiska töjningar. I kontinuummodeller tappas denna detaljeringsgrad genom att den lokala responsen omvandlas till en rumsligt medelvärdesbildad (vanligtvis isotrop) respons i bergmassan. På samma sätt blir också inducerade spänningar i sprutbetongen i en kontinuummodell påverkade av den rumsliga medelvärdesbildningen. Den rumsliga medelvärdesbildningen av lokala blockrörelser suddar ut de spänningskoncentrationer som annars skulle uppstå längs sprickor i ett blockigt system p.g.a. relativa blockrörelser.

De båda analysmetoderna skiljer sig också åt med avseende på grundläggande deformations- och brottmekanismer. Detta kan leda till att helt olika slutsatser dras avseende såväl typ och storlek på bergets respons som erforderlig bergförstärkning. Effekten från explosionen mot pelaren utgör ett bra exempel från utförda analyser. I kontinuummodellen med min-egenskaper sker betydande dragplastisering på motsatt sida från explosio-

nen. Denna dragplasticering är ett direkt resultat av den homogena och isotropa elasto-plastiska responsen i bergmassan p.g.a. explosionslasten. Diskontinuummodellen uppvisar en helt annorlunda respons jämfört med kontinuummodellen. I diskontinuummodellen utgör translation och rotation av block de dominerande deformationsmekanismerna varvid glidning och separation längs sprickplan står för det oelastiska beteendet (inte plastiskt flöde som i kontinuummodellen). P.g.a. dragplasticeringen blir de beräknade effekterna från explosionen mer betydande i kontinuummodellen än i diskontinuummodellen. Detta gäller såväl med avseende på beräknade skador och deformationer i bergmassan som på krafter och töjningar i bultar, samt omfattning av potentiell draguppsprickning i sprutbetongen.

Även om kontinuummodellen i denna studie tydligt visar en annorlunda och mer betydande respons p.g.a. explosionen för min-egenskaper (i pelar-fallet), är responsen p.g.a. utbrytningen av tunnlarna relativt lika med avseende på deformationer för de båda analysmetoderna. Detta skulle kunna tolkas som att de båda analysmetoderna är likvärdiga med avseende på responsen på utbrytningen av tunnlarna. Vid en närmare undersökning av modellerna visar det sig dock att denna likhet endast är ett lyckosamt sammanträffande orsakat av användningen av bergförstärkning i modellerna. I diskontinuummodellen fungerar bergförstärkningen (bultarna och sprutbetongen) som strukturella komponenter i vilka betydande laster induceras vid utbrytningen av tunnlarna. Bergförstärkningen är effektiv och nödvändig för att stabilisera tunnlarna i diskontinuummodellen med min-egenskaper. Utan denna förstärkning blir tunnlarna instabila. I kontinuummodellen, däremot, är de inducerade lasterna i bergförstärkningen mycket låga i samband med utbrytningen av tunnlarna. Tunnlarna är faktiskt stabila även utan att bergförstärkning installeras i modellen. De båda analysmetoderna ger alltså liknande resultat med avseende på deformationer vid utbrytning av tunnlarna, men de gör det av helt skilda orsaker. Vid användning av numeriska modeller i samband med utformning av tunnlar (inklusive bergförstärkning) är det därför viktigt att förstå de grundläggande deformationsmekanismerna i modellerna, deras begränsningar, och hur de påverkas eller samverkar med olika förstärkningselement.

Även om diskontinuummodeller tar explicit hänsyn till den sprickiga naturen hos bergmassan är det svårt och ofta omöjligt att reproducera det lokala spricksystemet i detalj i en numerisk modell. En rimlig uppskattning av den diskontinuerliga responsen i bergmassan kan ändå erhållas genom att, i genomsnittlig mening, till exempel representera den lokala sprickstrukturen med hjälp av sprickavstånd och orientering för identifierade sprickgrupper. På detta sätt kan diskontinuummodeller återge den övergripande blockkinematiken som är associerad med existerande sprickor in situ. Om det genomsnittliga sprickavståndet är litet i förhållande till modellskalen kan det vara nödvändigt att öka sprickavståndet i diskontinuummodellen. Men, så länge som den genomsnittliga blockstorleken förblir relativt liten i förhållande till problemstorleken (t.ex. tunnel och pelare) kan dock en rimlig modellrespons fortfarande förväntas i en diskontinuummodell. Att försöka att modellera alltför små sprickavstånd (d.v.s. alltför små block) kan resultera i oönskat stora modeller, vilka helt enkelt inte blir hanterbara eller ens utförbara med dagens datorteknologi (t.ex. att det tar för lång tid att köra modellerna eller att minneska-

paciteten inte räcker till). Av denna orsak har det, inom ramen för denna studie, endast varit möjligt att simulera sprickor explicit inom begränsade områden (modellvolymen).

I utförda diskontinuummodeller har sprickorna, inom modellområden med explicit simulerade sprickor, dels antagits vara plana och kontinuerliga (genomgående), dels antagits ha samma hållfasthet och styvhet. I verkligheten är sprickplan ofta undulerande med begränsad utsträckning (d.v.s. de avslutar i intakt berg eller mot andra korsande sprickor och bildar s.k. ”bergbryggor”) och har varierande hållfasthets- och styvhets-egenskaper. Dessa viktiga karaktäristika påverkar bergmassans övergripande egenskaper med avseende på hållfasthet och deformerbarhet men är svåra att kvantifiera och därför svåra att ta hänsyn till i en numerisk modell. För att i någon mån ta hänsyn till den naturliga variationen i sprickornas hållfasthetsegenskaper har utförda analyser gjorts med både min- och max-egenskaper. Att tilldela alla sprickor min-egenskaper och att dessutom anta att de är plana och kontinuerliga resulterar i att bergmassans övergripande hållfasthet underskattas och att dess deformerbarhet överskattas. Därför bedöms dessa diskontinuummodeller resultera i en konservativ respons i bergmassan. Tilldelning av max-egenskaper för sprickornas hållfasthet kompenserar i viss mån antagandena om att sprickorna är plana och genomgående.

Som tidigare diskuterats påverkas den beräknade responsen både av analysmetod och av de bergegenskaper som används i analyserna. Detta gäller såväl responsen p.g.a. utbrytningen av tunnlarna som responsen från explosionen. För utförda modeller har bergmassans deformationsmodul uppskattats empiriskt och bör betraktas som en s.k. ”statisk” modul, d.v.s. deformationsmodulen representerar bergmassans styvhet motsvarande ett statistiskt test av en mycket stor bergvolym. Till skillnad mot den ”statiska” deformationsmodulen bestäms den s.k. ”dynamiska” modulen med hjälp av akustiska mätningar i bergmassan, ofta över stora avstånd. Den dynamiska deformationsmodulen kan vara dubbelt så stor som den statiska. Detta beror på att de två modulerna mäts/uppskattas över olika töjningsområden. Den dynamiska modulen baseras på ett töjningsområde med hög frekvens och låg amplitud (micro-strain) medan den statiska modulen är baserad på ett töjningsområde av storleksordningen milli-strain (t.ex. enaxiella tester). Bergmassans deformationsmodul (styvhet) påverkar den hastighet med vilken spänningsvågen från explosionen propagerar genom berget, oavsett vilken analysmetod som används. Propageringshastigheten är helt och hållet en effekt av den elastiska responsen i berget och är därför associerad med små töjningsnivåer. Om spänningsvågens amplitud inte är tillräckligt stor för att orsaka skador i berget har valet av deformationsmodul ingen avgörande betydelse för föreliggande studie. Om däremot spänningsvågens amplitud är tillräckligt stor kan skador uppstå i berget, vilka är associerade med stora töjningsnivåer. I detta fall kan valet av deformationsmodul ha betydelse. Även om föreliggande studie inte direkt syftar till att kvantifiera skillnader i skadeeffekter p.g.a. olika styvheter bedöms de vara mycket små eftersom plasticering endast sker i närheten av explosionen (inom ett fåtal meter) och orsakar betydande absorption av den kinetiska energin (d.v.s. snabb reduktion av spänningsvågens amplitud).

Bland de parametrer som krävs för en diskontinuummodell är sprickornas normal- och skjuvstyvheter ofta de minst kända och svårast att uppskatta. Typiska värden för normal- och skjuvstyvheter i bergsprickor kan variera mellan 10 till 100 MPa/m för sprickor med lös lerfyllning till över 100 GPa/m för slutna sprickor i granit och basalt. Barton (1982a) erbjuder en empirisk metod för att karakterisera bergsprickors styvhet och hållfasthet. Skjuvstyvheter som erhålls med denna metod är linjära, medan normalstyvheter beskrivs av en icke linjär relation mellan spänning och deformation. Eftersom en empirisk metod är associerad med stora osäkerheter, och eftersom den elastiska responsen p.g.a. utbrytning normalt är av liten betydelse (d.v.s. elastiska deformationer är generellt mycket små), har användande av en icke linjär normalstyvhet bedömts utgöra en onödig komplexitet för det aktuella problemet. Isället har sprickornas normal- och skjuvstyvhet uppskattats med hjälp av analytiska samband utvecklade av Fossum (1985) för en slumpvist uppsprucken bergmassa. Sambanden uttrycker relationer mellan sprickornas normal- respektive skjuvstyvhet och bergmassans bulk- och skjuvmodul, E-modul och Poisson:s tal för intakt berg, samt effektivt sprickavstånd. I Bilaga 1 beskrivs hur sprickornas normal- och skjuvstyvhet uppskattats med hjälp av dessa analytiska samband. Denna uppskattning av sprickornas normal- och skjuvstyvhet redovisas i Bilaga 1 där ett "nominellt" styvhetsvärde på 20 GPa/m bestämdes, både för sprickornas normal- och skjuvstyvhet.

Genom att i föreliggande studie variera sprickornas styvhet över ett intervall mellan 4 och 100 GPa/m (d.v.s. med en faktor 5 i förhållande till det nominella styvhetsvärdet) har ett perspektiv på sprickstyvheters effekt avseende deformationer och belastning i bergförstärkningen erhållits. Styvhetsvariationen applicerades endast för pelarfallet med min-egenskaper. Även om den maximala deformationen p.g.a. utbrytning av tunnarna fördubblas från 2 till 4 mm genom att använda den lägre sprickstyvheter (4 GPa/m istället 20 GPa/m), kan 4 mm fortfarande betraktas vara en liten deformation. Antalet bultsegment som plasticerar (flyter) och maximal töjning i bultar blir också ungefär fördubblad vid användning av den lägre sprickstyvheter. Områden med potentiell draguppsprickning i sprutbetongen verkar dock mer än fördubblas med den lägre styvheter för sprickorna. Användning av den högre sprickstyvheter (100 GPa/m) orsakar endast en marginell minskning av den maximala deformationen efter utbrytning (från 2 till 1,8 mm), men eliminerar nästan helt antalet bultsegment som plasticerar och orsakar en relativt stor reduktion av områden med potentiell uppsprickning i sprutbetongen.

Även om modellerna indikerar att resultaten är känsliga för valet av sprickstyvheter bör det noteras att det studerade intervallet är mycket stort (nästan två storleksordningar). Det bör också noteras att det minsta värdet på 4 GPa/m ligger på den nedre gränsen (eller till och med utanför) av vad som kan betraktas som en rimlig uppskattning för den aktuella modellen (se Bilaga 1). Även om variationen i sprickstyvheter i detta fall inte drastiskt förändrar konsekvenserna p.g.a. utbrytning av tunnarna eller p.g.a. explosionen bör en variation av sprickstyvheter studeras närhelst en diskontinuummodell används.

Bergbultar och sprutbetong används ofta som strukturella förstärkningselement i tunnlar. En effektiv samverkan mellan förstärkningselementen och berget är väsentlig för att stabilisera berget. Fullt ingjutna bergbultar samverkar med berget utmed hela sin längd och utvecklar axiella krafter som en reaktion på bergets deformationer. På liknande sätt samverkar sprutbetongen med berget genom att den åstadkommer ett mothållande tryck då den reagerar på bergets deformationer. Detta tryck tvingar bergblocken att stanna kvar på sin plats, vilka annars skulle kunna falla ut och orsaka fortlöpande utfall eller uppluckring av bergmassan. Bultbrickor som är monterade utanpå sprutbetongen ökar samverkan mellan förstärkningssystemet och bergmassan, vilket därmed ökar dess förstärkningseffekt. I utförda modellanalyser har ingjutna bergbultar och stålfiberarmerad sprutbetong simulerats som bergförstärkning. Den mekaniska responsen för bultarna i modellerna liknar den verkliga responsen hos ingjutna bultar. De blir belastade som ett resultat av deras reaktion på bergets deformationer och kan, beroende på belastningen, utveckla brott (glidning) i ingjutningen och/eller plasticering (flytning) i själva bultstålet. Denna respons demonstreras tydligt i några av de utförda modellerna. Till skillnad mot bultarna är sprutbetongens respons i modellerna endast elastisk. De skador som refereras till som ”potentiell draguppsprickning” utgör därför endast en benämning på skador, vilka är baserade på en jämförelse mellan de beräknade elastiska spänningarna i sprutbetongen (från kombinerad normal- och böjbelastning) och den karakteristiska böjdraghållfastheten (spänning vid första spricka). En oelastisk respons för sprutbetongen skulle troligen resultera i att dragbrott lokaliseras längs sprickor på ett fåtal ställen. Denna förväntning överensstämmer med tidigare tvådimensionella modellberäkningar (Rosengren och Brandshaug, 2001 och 2002) där jämförelser gjordes av elastisk och oelastisk respons i sprutbetongen p.g.a. explosionslaster.

Eftersom det inte är möjligt att simulera bultbrickor i 3DEC finns det ingen direkt samverkan mellan bultar och sprutbetong i utförda modellanalyser. Sådan samverkan är viktig om sprutbetongen belastas på ett sådant sätt så att vidhäftningshållfastheten överskrids, d.v.s. brickorna hjälper till att hålla sprutbetongen på plats även om sprutbetongen släpper från berget. I alla utförda modeller, med undantag av en, har vidhäftningen antagits vara obegränsad. För dessa modellanalyser har frånvaron av bultbrickor ingen avgörande betydelse för resultaten. I den modellanalys i vilken begränsad vidhäftning simulerats hade närvaro av bultbrickor troligen resulterat i en mindre yta som indikerar vidhäftningsbrott, samt lokalt mindre tillkommande potentiell uppsprickning.

Föreliggande studie utgör ett bra exempel på den stadiga utveckling av ingenjörswerktyg (d.v.s. mer kraftfull datorteknologi och beräkningsmjukvara) som används för att analysera tunnlar och andra bergutrymmen. Dagens modeller kan ta hänsyn till detaljer med avseende på olika typer av belastning, materialrespons, förstärkningselement och geometrier som var omöjligt att göra för 20, eller även 10 år sedan. Även om denna trend kommer att fortsätta måste syftet med modelleringen förbli central för valet av analysmetod och för nivån på den mekaniska detaljeringsgraden. Valet av analysmetod och detaljeringsgrad måste i sin tur vara konsistent med en god förståelse av de existerande bergförhållandena. Användning av avancerade beräkningsverktyg innebär ett ansvar för den praktiserande ingenjören att kritiskt utvärdera såväl behovet av detaljeringsgrad i modellen som den beräknade integrerade modellresponsen. Även om avancerade mo-

deller har blivit generellt tillgängliga betyder det inte att de alltid bör användas. En rådgivande princip är att börja med en enkel modell och sedan endast addera nödvändig komplexitet för att förstå effekten av olika modellkomponenters inverkan på den specifika modellresponsen. I detta sammanhang kan det passa sig att nämna att resultaten från de nu utförda tredimensionella kontinuummodellerna med min-egenskaper är, både från kvalitativ och från kvantitativ synpunkt, liknande dem som erhöles i tidigare tvådimensionella kontinuumanalyser (Rosengren och Brandshaug, 2001 och 2002).

6 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Syftet med föreliggande arbete har varit att med olika analysmetoder, för en verklig dimensioneringssituation och med för Sverige vanligt förekommande bergförhållanden, undersöka effekten på det bärande huvudsystemet vid applicering av explosionslast i bergtunnlar enligt BV Tunnel (Banverket, 2005) och Tunnel 2004 (Vägverket, 2004). Arbetet har genomförts genom att utföra och jämföra olika tredimensionella numeriska analyser. Arbetet har baserats på de krav som finns angivna i BV Tunnel och Tunnel 2004 avseende explosionslastens karaktär och utbredning. Genom att utföra analyserna med både kontinuum- och diskontinuummetod för ett intervall för bergets egenskaper har ett relativt brett perspektiv erhållits avseende explosionslastens effekter. Eftersom studien baserats på de geometriska och geologiska förhållanden som råder vid Citybanans korsning med T-blå vid Station City, är den direkt användbar för utvärdering av tunnarnas bärande huvudsystem (såvida inte utformningen ändras). Studien har utnyttjat den lokala kunskapen om berget, vilken erhållits från den relativt omfattande karakterisering av berget som utfördes i samband med förundersökningarna i området. Detta bedöms tillföra robusthet till analysresultaten.

Även om numeriska modeller nu för tiden används mer eller mindre rutinmässigt inom geomekaniken är det fortfarande ovanligt att kombinera tredimensionellt geometriskt komplexa modeller och dynamisk belastning med olika numeriska analysmetoder så som det gjorts i denna studie. Den omfattning och arbetsinsats som denna studie representerar kan därför anses vara signifikant större än vad som är normalt vid utförande av dimensioneringsanalyser för tunnlar. Även om all tunnelutformning bör baseras på plats-specifika förhållanden avseende geometri och geologi är det en förhoppning att föreliggande arbete kan användas av framtida projekt som referens för att uppfylla kraven i BV Tunnel och Tunnel 2004 avseende dimensionering med hänsyn till explosionslast. Detta kräver dock att förhållandena är tillräckligt lika de förhållanden som denna studie baserats på.

Baserat på utförd studie kan ett antal slutsatser dras, vilka presenteras nedan.

Specifika slutsatser med avseende på effekter av explosionen

- För de bergförhållanden (inklusive initialspänningar), geometrier och bergförstärkning som denna studie baserats på indikerar resultaten från utförda kontinuum- och diskontinuumanalyser att tunnarna förblir stabila efter explosionen, trots att explosionen orsakar skador.
- Nivån på beräknade skador varierar från (1) ”relativt betydande” i kontinuummodellen med min-egenskaper då explosionslasten appliceras mot pelaren, till (2) ”måttliga” skador i kontinuummodellen med min-egenskaper då explosionslasten appliceras mot taket och i diskontinuummodellerna med min- och max-egenskaper då explosionslasten appliceras såväl mot pelaren som mot taket, och (3) ”obetydliga effekter” i kontinuummodellerna med max-egenskaper då explosionslasten appliceras mot pelaren och mot taket.

- De ”relativt betydande” skadorna som omnämns i (1) ovan avser bergmassan i pelaren. Pelaren blir utsatt för en avsevärd dragplasticering. Denna dragplasticering är ett resultat av att tryckvågen transporteras genom pelaren och reflekteras som en dragvåg då den träffar den motsatta sidan från explosionen (d.v.s. den fria väggytan). Betydande horisontella dragtöjningar uppstår till ett djup av ca en tredjedel av pelarens tjocklek (bredd), vilket orsakar en permanent omfördelning av spänningarna till de två tredjedelar av pelaren som är mindre skadad.
- De ”relativt betydande” skadorna som omnämns i (1) ovan är också relaterade till bergförstärkningen i pelaren. Deformationerna i pelaren, vilka är ett resultat av dragplasticeringen, orsakar plasticering (flytning) i de bultar som är placerade mitt för spänningsvågens väg genom pelaren. Före explosionslasten applicerades mot pelaren var de axiella krafterna i dessa bultar långt under bultarnas karakteristiska dragbärförmåga. Skadorna är även relaterade till potentiell draguppsprickning i sprutbetongen längs betydande områden i pelarväggarna (över den mittersta tredjedelen av pelarhöjden). Före explosionslasten applicerades var sprutbetongen intakt.
- De ”måttliga” skadorna som omnämns i (2) ovan för kontinuummodellen avser primärt den plasticering som sker i bergmassan. Plasticeringen sker från golvet i T-blå och ca två tredjedelar av avståndet ned till taknivån på Citybanans tunnlar. Bergmassan plasticerar primärt i form av dragbrott när tryckvågen från explosionen i Citybanans tak reflekteras i den fria golvytan i T-blå.
- De ”måttliga” skadorna som omnämns i (2) ovan är också relaterade till diskontinuummodellerna. Skador uppstår både i bergmassan och i bergförstärkningen. Explosionslasten orsakar både skjuv- och dragplasticering längs sprickplanen (d.v.s. glidning och separation) då den appliceras mot pelaren eller mot taket. Skadorna i bergförstärkningen utgörs av såväl plasticering i bultar och potentiell draguppsprickning i sprutbetongen. Effekterna på bergförstärkningen är dock något mer uttalade då explosionslasten appliceras mot taket, särskilt med avseende på potentiell draguppsprickning i sprutbetongen. I detta fall genererar den vertikala spänningsvågen även separation (utstötning) av ytligt belägna block i golvet på T-blå och i maskinutrymmet vid uppgången mot Vasagatan. Sådana lokala blockrörelser förväntas inte resultera i någon allvarlig konsekvens för spåren i T-blå eftersom de vilar på en överbyggnad av makadam, vilken sannolikt skulle absorbera mycket av spänningsvågens energi. I plattformsutrymmen kan dock betonggolv komma att utsättas för mindre lokal uppsprickning när rörelserna från explosionen överförs genom den bärande grundkonstruktionen (sulor och plintar).
- De ”obetydliga effekter” som omnämns i (3) ovan avser kontinuummodellerna med max-egenskaper för berget. Responsen i bergmassan i dessa modeller är huvudsakligen elastisk. Effekten från explosionen, både mot pelaren och mot taket, är obetydlig både med avseende på berget och på bergförstärkningen.

- Omfattningen av beräknade skador orsakade av explosionen beror på vilken analysmetod som används och på bergets mekaniska egenskaper. För fallet då explosionslasten appliceras mot pelarväggen resulterar den mekaniska skillnaden mellan kontinuummodellen och diskontinuummodellen i en stor skillnad avseende beräknade skador i berget. I diskontinuummodellen med min-egenskaper dispergeras spänningvågen och mycket av den kinetiska energin tycks bli absorberad genom glidning och separation längs sprickplan. Detta innebär att explosionen får en liten effekt på deformationerna i pelaren och spänningarna förblir i stort sett oförändrade jämfört med före explosionen. Denna respons är i skarp kontrast till kontinuummodellen med min-egenskaper där avsevärd dragplasticering uppstår i pelaren. Dragplasticeringen orsakar betydande horisontella töjningar över en tredjedel av pelarbredden, vilket i sin tur resulterar i att spänningarna omfördelas till resterande mindre skadade delar av pelaren.
- Den praktiska innebörden av ovan nämnda skador bedöms inte vara dramatiska för det bärande huvudsystemet. Även om vissa skador kan uppstå, såväl i berget som i installerad bergförstärkning p.g.a. av explosionen, bedöms dessa inte bli allvarligare än att de kan hanteras och åtgärdas genom att byta ut och/eller komplettera bergförstärkningen. En sådan insats måste självklart föregås av en undersökning av skadornas karaktär och omfattning. Däremot kan de åtgärder som blir nödvändiga att utföra utgöra ett hinder för pendeltågstrafiken med tillfälligt nedsatt kapacitet som följd.

Allmänna slutsatser

- Det finns en fundamental mekanisk skillnad mellan kontinuum- och diskontinuummodeller. Därför påverkar valet av analysmetod beräknade deformations- och brottmekanismer, speciellt i lokal tunnelskala (d.v.s. inom ett fåtal meter från tunnelperiferin). Valet av analysmetod måste därför övervägas noggrant så att det säkerställs att den är kompatibel både med rådande bergförhållanden och med analysens syfte.
- Beräknade deformationer p.g.a. av utbrytning av tunnlarna är små (med bergförstärkning installerad). Deformationerna är 5 mm eller mindre, oberoende av analysmetod.
- I diskontinuummodellen med min-egenskaper uppstår plasticering i bergförstärkningen (bultar och sprutbetong) som ett resultat av utbrytningen av tunnlarna, medan lasterna i bergförstärkningen ligger långt under dess hållfasthet i kontinuummodellen med min-egenskaper. Denna skillnad är ett resultat av den fundamentala mekaniska skillnaden mellan analysmetoderna.
- I kontinuummodeller kan responsen i bergförstärkningen endast utvärderas i genomsnittlig mening. Diskontinuummodeller ger en bredare förståelse av den lokala interaktionen mellan berg och bergförstärkning vid utförande av dimensioneringsanalyser i blockigt berg.

Slutsatser från ytterligare modellaspekter

- Sprickornas normal- och skjuvstyvhet påverkar deformationsresponsen i berget och nivån på belastningen i bergförstärkningen. En minskning av den nominella normal- och skjuvstyvheten med en faktor 5 resulterar, för den diskontinuerliga pelar-modellen, i en fördubbling av beräknade deformationer efter utbrytning av tunnlarna (4 mm jämfört med 2 mm). Det resulterar också i ökad potential för draguppsprickning i sprutbetongen, både efter utbrytningen och efter explosionen, samt i en fördubbling av antal bultsegment som plasticerar (flyter) efter explosionen. En ökning av sprickstyvheterna med en faktor 5 resulterar endast i något minskade deformationer, men eliminerar nästan helt antalet bultsegment som plasticerar och orsakar en relativt stor reduktion av områden med potentiell uppsprickning i sprutbetongen. Detta resultat gäller både efter utbrytningen av tunnlarna och efter explosionen.
- Även om modellerna indikerar att resultaten är känsliga för valet av sprickstyvheter bör det noteras att det studerade intervallet är mycket stort (nästan två storleksordningar). Det bör också noteras att det minsta värdet på 4 GPa/m ligger på den nedre gränsen (eller till och med utanför) av vad som kan betraktas som en rimlig uppskattning för den aktuella modellen (se Bilaga 1). Även om variationen i sprickstyvheter i detta fall inte drastiskt förändrar konsekvenserna p.g.a. utbrytning av tunnlarna eller p.g.a. explosionen bör en variation av sprickstyvheterna studeras närhelst en diskontinuummodell används.
- Hållfastheten mellan sprutbetongen och berget påverkar de beräknade deformationerna i pelaren orsakade av explosionslasten. I kontinuummodellen, för pelarfallet med min-egenskaper och begränsad hållfasthet mellan sprutbetongen och berget, orsakar explosionen vidhäftningsbrott och betydligt större deformationer i berget och i sprutbetongen än då hållfastheten är obegränsad mellan sprutbetong och berg (mer än 33 mm jämfört med 13 mm). Även potentialen för draguppsprickning ökar med begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg efter explosionen, men förblir inom de yttre gränser som beräknades i modellen med obegränsad hållfasthet. Responsen i bultarna är ungefär densamma som för fallet med obegränsad hållfasthet.
- Kontinuummodellen (med min-egenskaper) indikerar att tunnlarna blir stabila efter utbrytning även utan bergförstärkning. I motsats till detta indikerar den diskontinuerliga pelar-modellen (med min-egenskaper) att oförstärkta tunnlarna blir instabila.

Föreliggande studie har visat att det är möjligt att utföra fullt dynamiska tredimensionella numeriska analyser för att uppfylla de dimensioneringskrav som anges i BV Tunnel och Tunnel 2004 avseende explosionslast, även under komplexa geometriska förhållanden inkluderande bergförstärkning. Dessa modeller är dock mycket tidkrävande att upprätta och kräver avsevärd ansträngning att analysera. Enklare fullt dynamiska tvådimensionella modeller har tidigare använts för att analysera explosionslast i två parallella bergtunnlar nära markytan (se Rosengren och Brandshaug, 2001 och 2002). Dessa analyser utfördes med kontinuummodeller där bergmassan förutsattes ha ungefär samma egenskaper som min-egenskaperna för Domän B i föreliggande studie. Responsen i bergmassan och i bergförstärkningen i de tvådimensionella modellerna var relativt lika

responserna i de föreliggande tredimensionella kontinuummodellerna, både kvalitativt och kvantitativt. Även om ingen liknande jämförelse finns tillgänglig mellan två- och tredimensionella diskontinuummodeller kan det förväntas att rimliga beräkningsresultat kan uppnås också med tvådimensionella diskontinuummodeller. Detta resonemang antyder att välkonstruerade tvådimensionella modeller är rimliga att använda i syfte att utvärdera effekten av explosionslaster enligt BV Tunnel och Tunnel 2004. Det mest viktiga är dock att valet av analysmetod ställs under noggrant övervägande så att den är kompatibel med både de rådande bergförhållandena och det specifika syftet med modelleringen, oavsett om modellen är i två eller tre dimensioner.

Föreliggande studie har, med hjälp av numeriska modeller, försökt att tillföra perspektiv avseende effekterna från en explosion i bergtunnlar. Det är dock viktigt att komma ihåg att även om använda modeller är baserade på fundamental mekanik kan de inte fullt ut reproducera komplexiteten hos verkliga bergförhållanden och dess interaktion med olika förstärkningskomponenter (t.ex. bergbultar och sprutbetong). Trots att diskontinuummodellerna tar explicit hänsyn till bergmassans sprickiga natur utgör karaktäriseringen av sprickorna och deras implementering i modellerna en förenkling av verkligheten. Till exempel har det antagits att sprickorna i modellerna är plana och kontinuerliga, medan de i verkligheten ofta är undulerande och har finit utsträckning (begränsad längd). Vidare har det antagits att alla sprickor inom respektive geologisk domän har samma styvhets- och hållfasthetsegenskaper, medan dessa egenskaper har en rumslig variation i verkligheten. På samma sätt har det i utförda modeller (utom en) antagits att det råder perfekt vidhäftning mellan sprutbetong och berg och att kvaliteten på bultingjutningen är bra och konstant. Dessa antaganden utgör naturligtvis också förenklingar av verkligheten. Även om effekten av några av dessa antaganden har undersökts i denna studie, genom att variera bergets egenskaper mellan olika modeller och ange begränsad hållfasthet mellan sprutbetong och berg, är deras effekt på den dynamiska responserna inte helt klarlagd.

Utan några experimentella ”bevis” är en numerisk modell helt enkelt bara det, ”en numerisk modell”, och den beräknade responserna (eller utsagan) blir då en fråga som beror av hur resultaten tolkas. Därför rekommenderas att fullskaliga experiment utförs som testar det koncept som simulerats i föreliggande modeller. Vid utförande av sådana experiment bör responserna såväl i berget som i bergförstärkningen registreras med hjälp av lämplig instrumentering. För att validera modellernas kapacitet att simulera den experimentella responserna bör s.k. ”blinda” analyser utföras. Med ”blinda” analyser avses analyser som utförs utan att resultatet från experimenten tillåts påverka indata eller det sätt på vilket analyserna utförs.

7 REFERENSER

Banverket (2005) BV Tunnel, Banverkets Standard, BVS 585.40, 2005-07-01.

Barton, N., Lein, R. & Lunde, J. (1974) Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mechanics*, 6, 1974, pp. 189-236.

Barton, N.R. (1973) Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engng Geol.* 7, pp. 287-332.

Barton, N.R. (1976) The shear strength of rock and rock joints. *Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 13(10), pp. 1-24.

Barton, N.R. and Choubey, V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* 10(1-2), pp. 1-54).

Barton, N.R. and Bandis, S.C. (1982) Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkely, pp. 739-760.

Barton, N. (1982a) Modelling Rock Joint Behavior from in Situ Block Tests: Implications for Nuclear Waste Repository Design, ONWI-308.

Barton, N.R. and Bandis, S.C. (1990) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In *Rock joints*, proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), pp. 603-610. Rotterdam: Balkema.

Barton, N. (2002) Some New Q-value Correlations to Assist in Site Characterization and Tunnel Design. *Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci.* 39. pp. 185-216.

Bieniawski, Z.T. (1989) *Engineering rock mass classifications*. John Wiley & Sons.

Fossum, A. F. (1985) Technical Note: Effective Elastic Properties for a Randomly Jointed Rock Mass. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22(6), 467-470.

Hoek, E. and E.T. Brown (1980) *Underground Excavations in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.

Hoek, E. (1994) Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2), pp. 4-16.

Hoek, E., Kaiser, P.K. and W.F. Bawden (1995) *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1995. ISBN 90 5410 186 5.

Hoek, E. and E.T. Brown (1997) Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts.* 34(8), 1165-1186.

Hoek, E. Carranza-Torres, C. and B. Corkum (2002) Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition. In: Proceedings NARMS-TAC 2002 “Mining and Tunneling Innovation Opportunity” (Toronto, Canada, 2002), Vol. 2, pp. 1429-1436. Toronto: University of Toronto Press. Updated version (Oct 2, 2002) available online, URL: www.rocscience.com.

Itasca Consulting Group, Inc. (2008) 3DEC (3-Dimensional Distinct Element Code), Version 4.1. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.

Kuhlemeyer, R. L., and J. Lysmer. (1973) Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *J. Soil Mech. & Foundations*, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427 (May).

Lindfors, U., Sjöberg, J. och Perman, F. (2003) Karaktärisering och Klassificering av Berg – Underlag för Projekteringshandbok. Banverket Järnvägssystem Rapport 1685000-1.

Lundman, P. (2006) Projekteringsanvisningar – Dimensionering av det bärande huvudsystemet för bergtunnlar. Banverket, Järnvägssystem, Rapport BB 06-04, 2006-06-30, DNr: HK06-2982/BA45.

Rocscience (2004) RocLab, version 1.010. Tillgänglig utan kostnad på <http://www.rocscience.com/>.

Rosengren, L. och T. Brandshaug (2001) Numerisk analys av explosionslaster i bergtunnlar. Rosengren Bergkonsult rapport till Vägverket, December 2001.

Rosengren, L. och T. Brandshaug (2001) Numerisk analys av explosionslaster i bergtunnlar – Etapp 2. Rosengren Bergkonsult AB rapport till Vägverket, December 2002.

Rosengren, L., Brandshaug, T., Andersson, P. and P. Lundman (2003) “Modeling Effects of Accidental Explosions in Rock Tunnels. in Proceedings of the 10th Congress of the ISRM, Vol 2, pp. 985-990, The South African Institute of Mining and Metallurgy, Johannesburg, September 2003.

Vägverket (2004) Allmän teknisk beskrivning för nybyggande och förbättring av tunnlar. Publ. 2004:124, Vägverket, Enheten för samhälle och trafik.

WSP (2007) Citybanan i Stockholm, PM Bergmekanik korsning T-Blå. Dokumentnummer: 0237-CT13-080-20, WSP 2007-01-31.

WSP (2007) Citybanan i Stockholm, PM Bergmekanik korsning T-Blå – Bilaga 1, Geologi och materialegenskaper för intakt berg, bergmassa och sprickor. Dokumentnummer: 0237-CT13-080-20_bil01, WSP 2007-01-31.

WSP (2007) Citybanan i Stockholm, PM Bergmekanik korsning T-Blå – Bilaga 2, Uppskattning av initiala bergspänningar med hjälp av linjär regression. Dokumentnummer: 0237-CT13-080-20_bil02, WSP 2007-01-31.

Bilaga 1: Uppskattning av sprickornas normal- och skjuvstyvhet

ESTIMATION OF JOINT NORMAL AND SHEAR STIFFNESS FOR THE JOINTED REGIONS

It is necessary to determine parameter values for rock joints when evaluating stability of tunnels in jointed rock masses using the distinct element method (DEM). Joint strength parameters (e.g., cohesion, friction angle, tensile strength and dilation) are important in controlling tunnel stability; while joint stiffness parameters in the normal and shear directions affect the elastic tunnel deformations (which are generally very small). Although joint shear strength often is determined through laboratory testing of rock core with isolated single joints, laboratory testing of the joint stiffness is less common. Published data on stiffness properties for rock joints also are limited; summaries of data can be found in Kulhawy (1975), Rosso (1976) and Bandis et al. (1983). Values for normal and shear stiffnesses for rock joints typically can range from 10 MPa/m to 100 MPa/m, for joints with soft clay in-filling, to over 100 GPa/m, for tight joints in granite and basalt.

Barton (1982) provide an empirical approach to characterizing the strength and stiffness of rock joints. The joint shear stiffness obtained from this approach is linear, while a nonlinear stress-displacement relation describes the normal joint stiffness. Because an empirical approach is associated with much uncertainty, and because the elastic rock-mass response in an excavation context normally is of little concern (i.e., elastic displacements generally are very small), using a nonlinear normal stiffness presents a response complexity that often is unnecessary.

Fossum (1985) developed analytical expressions for the effective elastic properties (bulk and shear moduli) of a randomly jointed rock mass. These expressions are given in Equations (B1-1) and (B1-2) and are functions of the intact rock Young's modulus (E) and Poisson's ratio (ν), effective joint spacing (s), and the joint normal and shear stiffnesses, k_n , and k_s , respectively. These expressions are used to estimate the rock joint stiffness for the jointed pillar and roof regions in the current study. Figure B1-1 shows an interesting aspect of Equations (B1-1) and (B1-2) in that the effect of joint spacing on the reduction in rock mass stiffness diminishes significantly at lower joint spacing, suggesting a minimum stiffness ratio of rock-mass to intact-rock of about 0.5 (or 50%). The plot was generated using intact rock properties (minimum) of Domain B with equal normal and shear joint stiffnesses of 10 GPa/m (assumed), and effective joint spacing of 0.5 m. The joint spacing was estimated from horizontal- and vertical-line surveys on the four outer faces of the jointed regions shown in Figure B1-2.

$$\bar{K} = \frac{1}{9} E \left[\frac{3(1+\nu)sk_n + 2E}{(1+\nu)(1-2\nu)sk_n + (1-\nu)E} \right] \quad (\text{B1-1})$$

$$\bar{G} = \frac{1}{30} \left[\frac{E}{(1+\nu)} \frac{9(1+\nu)(1-2\nu)sk_n + (7-5\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)sk_n + (1-\nu)E} \right] + \frac{2Esk_s}{10(1+\nu)sk_s + 5E} \quad (\text{B1-2})$$

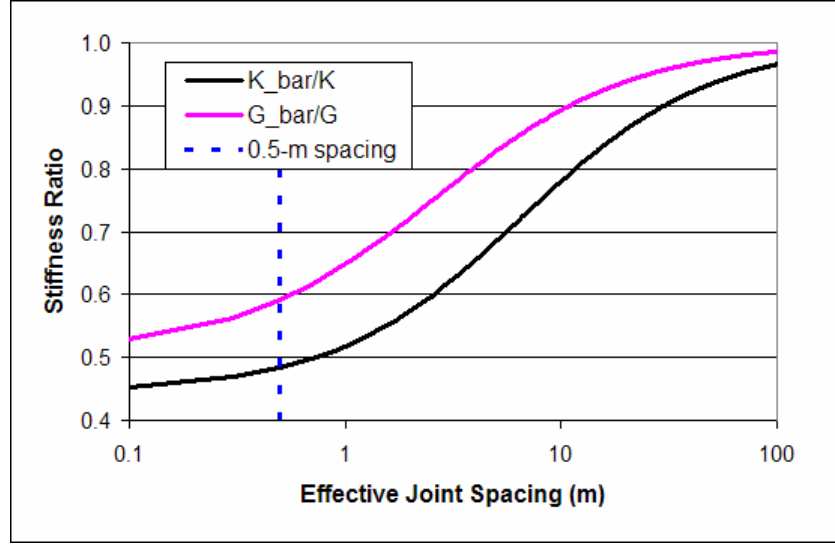


Figure B1-1 Ratio of Rock Mass to Intact Rock Stiffness for Different Joint Spacing (Domain B Minimum Properties Assuming Joint Shear and Normal Stiffness of 10 GPa/m).

Given information about the deformability and joint structure in the jointed rock mass and the deformability of the intact rock, Equations (B1-1) and (B1-2) can be rewritten in terms of the joint stiffnesses k_n and k_s , and be used to estimate these joint stiffness values. Note that for very large joint spacing, Equations (B1-1) and (B1-2) reduce (correctly so) to the bulk and shear moduli of the intact rock. Rewriting these equations in terms of normal (k_n) and shear (k_s) joint stiffness gives Equations (B1-3) and (B1-4), respectively:

$$k_n = \frac{1}{3s} \left[\frac{2E - 9(1-\nu)\bar{K}}{\frac{3\bar{K}}{E}(1+\nu)(1-2\nu) - (1+\nu)} \right] \quad (\text{B1-3})$$

$$k_s = \frac{5}{2s} \left[\frac{E(A - \bar{G}B)}{5\bar{G}B(1+\nu) - 5A(1+\nu) - EB} \right] \quad (\text{B1-4})$$

where $A = E(9(1+\nu)(1-2\nu)sk_n + (7-5\nu)E)$, and $B = 30(1+\nu)((1+\nu)(1-2\nu)sk_n + (1-\nu)E)$.

The joint structure used in the jointed pillar and roof regions of the current *3DEC* model are shown in Figure B1-2 and consists of five separate joint sets. As implemented, the jointed regions have some resemblance to a system of random joints; therefore, using the expressions derived by Fossum (1985) is considered reasonable.

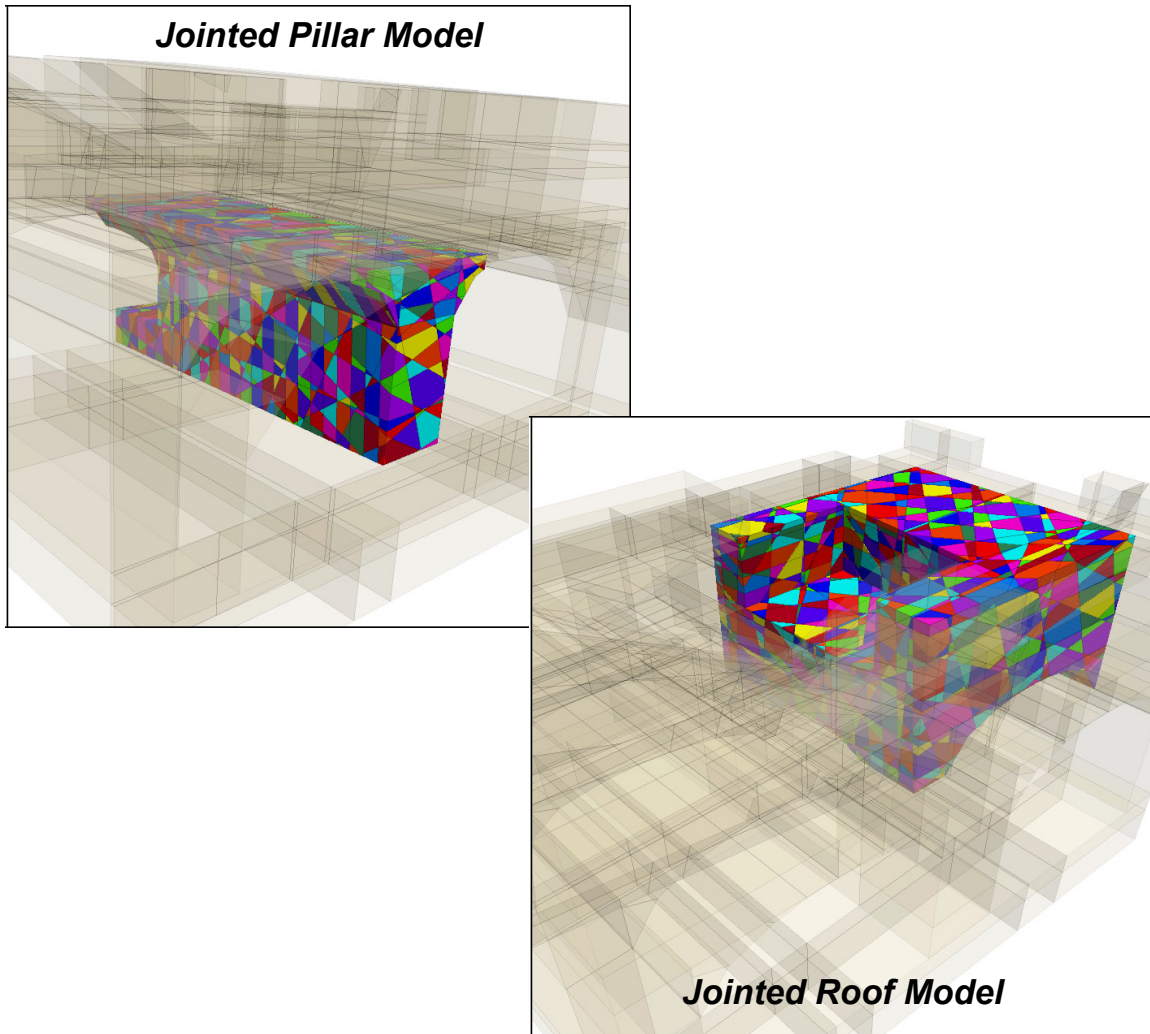


Figure B1-2 View of Jointed Regions in 3DEC Pillar and Roof Models.

The site characterization discussions in Sections 2.3 and 2.4 provide information about the intact Young's modulus (E) and Poisson's ratio (ν), and the rock mass bulk modulus (\bar{K}) and shear modulus (\bar{G}). These values, along with the effective joint spacing in the model, are used in Equations (B1-3) and (B1-4) to estimate joint normal and shear stiffnesses for the jointed regions shown in Figure B1-2. Various colored blocks created by five separate joint sets are shown in Figure B1-2. An average effective joint spacing of about 0.5 m was estimated from horizontal- and vertical-line surveys on the four outer faces of the regions in Figure B1-2.

The site characterization documents two separate domains that are geologically different. While the jointed regions in Figure B1-2 reside in both domains, most of the jointed region is located in Domain B. Table B1-1 summarizes “minimum” properties used in both domains for estimating the rock joint stiffness from Equations (B1-3) and (B1-4). Note that the adjusted values of the rock mass bulk and shear moduli in Table B1-1 are used in Equations (B1-3) and (B1-4). This is necessary because the minimum ratio of rock mass to intact rock stiffness that is achievable in Equations B1-1 and B1-2 is about 0.5. Forcing this ratio to be lower by using empirical values of rock mass stiffness in Equations B1-3 and B1-4 produces joint stiffnesses that are negative. Hence, the limiting stiffness ratios in Figure B1-1 suggest that the empirical value of the rock mass modulus (E_m) is underestimated.

Table B1-1 Parameters Used in Estimating Rock Joint Shear and Normal Stiffnesses.

Parameter	Domain A	Domain B
Intact Rock Modulus, E (GPa)	61	55
Intact Rock Poisson's Ratio, ν	0.25	0.25
Intact Rock Bulk Modulus, K (GPa)	40.7	36.7
Intact Rock Shear Modulus, G (GPa)	24.4	22
Rock Mass Bulk Modulus, \bar{K} (GPa)	24.2 ^(a) (16) ^(b)	21.7 ^(a) (8) ^(b)
Rock Mass Shear Modulus, \bar{G} (GPa)	14.5 ^(a) (9.6) ^(b)	13 ^(a) (4.8) ^(b)
Effective Joint Spacing, s (m)	0.5	0.5

(a) adjusted value for use in Equations (B1-3) and (B1-4)

(b) minimum value estimated from the site characterization

Figure B1-3 shows results from Equations (B1-3) and (B1-4) of shear and normal joint stiffnesses for a range in effective joint spacing for Domain A. The area inside the dashed oval at about 0.5-m joint spacing is suggested to represent joint stiffness values that might be considered for the jointed region of the current model. Similar results are shown in Figure B1-4 for Domain B. Based on the results in these figures, a joint normal and shear stiffness of 20 GPa/m (i.e., at the center of the dashed ovals) is determined to be the most reasonable value to be used generally for both Domains A and B.

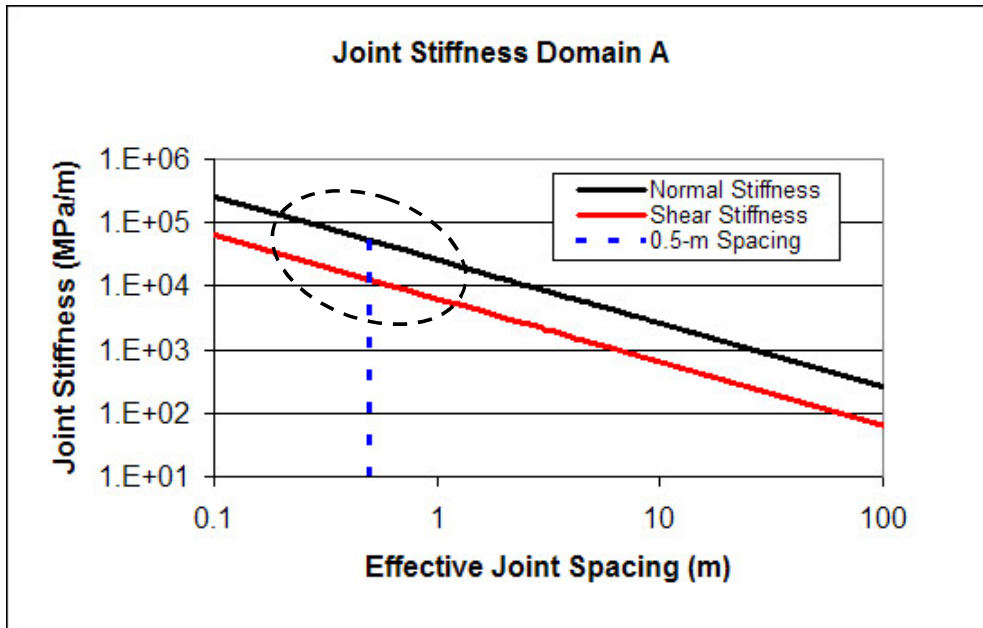


Figure B1-3 Estimated Joint Shear and Normal Stiffnesses for Different Joint Spacing for Domain A Properties.

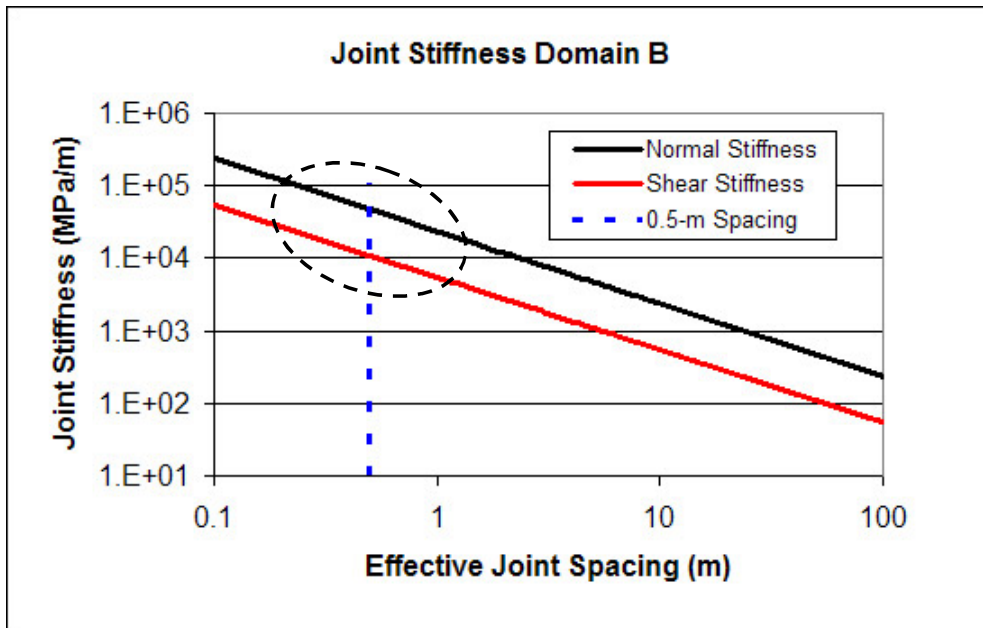


Figure B1-4 Estimated Joint Shear and Normal Stiffnesses for Different Joint Spacing for Domain B Properties.

REFERENCES

WSP (2007) Citybanan i Stockholm, PM Bergmekanik korsning T-Blå – Bilaga 1, Geologi och materialegenskaper för intakt berg, bergmassa och sprickor. Dokumentnummer: 0237-CT13-080-20_bil01, WSP 2007-01-31.

Bandis, S., A. C. Lumsden and N. Barton. (1983) "Fundamentals of Rock Joint Deformation," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 20(6), 249-268.

Barton, N. (1982) Modelling Rock Joint Behavior from in Situ Block Tests: Implications for Nuclear Waste Repository Design, ONWI-308.

Fossum, A. F. (1985) "Technical Note: Effective Elastic Properties for a Randomly Jointed Rock Mass," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22(6), 467-470.

Kulhawy, F. H. (1975) "Stress Deformation Properties of Rock and Rock Discontinuities," *Engr. Geol.*, 9, 327-350.

Itasca Consulting Group, Inc. (2008) 3DEC (3-Dimensional Distinct Element Code), Version 4.1. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.

Rosso, R. S. (1976) "A Comparison of Joint Stiffness Measurements in Direct Shear, Triaxial Compression, and In Situ," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 13, 167-172.

Bilaga 2: CD med "movies"

1 INTRODUKTION

Denna bilaga utgörs av en bifogad CD-skiva vilken innehåller 6 stycken s.k. "movies". Dessa har tagits fram för att åskådliggöra olika mekanismers utveckling under den dynamiska delen av beräkningarna. En "movie" utgörs av "ögonblicksbilder" vid olika tidpunkter vilka sedan staplats efter varandra i tidsföljd. När en "movie" exekveras erhålls en animering av de resultat som specificerats vid framställningen.

"Movie"-filerna är i s.k. "AVI"-format vilka kan "spelas upp" med en rad olika programvaror, t.ex. Windows Media Player och QuickTime Player.

2 INSTALLATION

För att kunna titta på en "movie" måste följande göras:

1. Se till att någon typ av media-spelare som kan spela upp filtypen AVI finns installerad på datorn (t.ex. Windows Media Player eller QuickTime Player).
2. Kopiera över filerna från CD:n till lämplig mapp på datorn.
3. Dubbelklicka på den AVI-fil som du vill titta på och klicka på "PLAY"-knappen om inte uppspelningen startar automatiskt.

3 BESKRIVNING AV "MOVIES"

Som nämnts i avsnitt 1 finns 6 stycken "movies" inkluderade på CD:n. I Tabell B2-1 ges en kort beskrivning av vad respektive "movie" visar. Samtliga "movies" är från den dynamiska delen av beräkningarna. I alla "movies" har en del av den dynamiska modellregionen tagits bort för att kunna visa den inre modellresponsen.

Tabell B2-1 Förteckning och beskrivning av "movies".

Filnamn	Modell	Beskrivning
MOVIE_1.AVI	Explosionslast mot pelare. Kontinuummodell med min-egenskaper för berget.	Propagering av hastighetsvektorer genom pelaren och resten av det dynamiska modellområdet.
MOVIE_2.AVI	Explosionslast mot pelare. Kontinuummodell med min-egenskaper för berget.	Närbild av pelaren med propagering av hastighetsvektorer och utveckling av plasticering.
MOVIE_3.AVI	Explosionslast mot pelare. Diskontinuummodell med min-egenskaper för berget.	Närbild av pelaren med propagering av hastighetsvektorer.
MOVIE_4.AVI	Explosionslast mot tak. Kontinuummodell med min-egenskaper för berget.	Propagering av hastighetsvektorer i taket ovanför explosionen och utveckling av deformationer i form av konturer för deformationernas magnitud.
MOVIE_5.AVI	Explosionslast mot tak. Kontinuummodell med min-egenskaper för berget.	Närbild av taket med propagering av hastighetsvektorer.
MOVIE_6.AVI	Explosionslast mot tak. Kontinuummodell med min-egenskaper för berget.	Propagering av hastighetsvektorer i taket ovanför explosionen och utveckling av plasticering.

SveBeFo

Box 47047
SE-100 74 Stockholm

Telefon 08-692 22 80 • info@svebefo.se
Besöksadress: Mejerivägen 4

ISSN 1104 - 1773 • SVEBEFO-R--89--SE

tblk.