

Utvärdering av olika metoder för stationsetablering med nätverks-RTK

Examensarbete av
Vilhelm Svensson & Fredrik Tobler

Gävle 2018



LANTMÄTERIET



Copyright ©

2018-08-24

Författare Vilhelm Svensson & Fredrik Tobler

Typografi och layout Rainer Hertel

Totalt antal sidor 92

Lantmäterirapport 2018:3 ISSN 0280-5731

Utvärdering av olika metoder för stationsetablering med nätverks-RTK

Examensarbete av
Vilhelm Svensson & Fredrik Tobler

Gävle 2018



Förord

Denna studie görs som ett avslutande examensarbete efter tre år på Lantmästarprogrammet, teknisk inriktning på Högskolan i Gävle.

Idén till studien kommer från enheten för geodetisk infrastruktur på Lantmäteriet i Gävle och för det vill vi rikta ett stort tack till dessa. Dessutom har arbetet underlättats tack vare all hjälp som givits därifrån, i form av instrumentutlåning, kontor och stöd från geodesienhetens professionella personal. Bland dem ska Kent Ohlsson ha ett särskilt tack som i sin roll som handledare har varit ytterst behjälplig både innan och under examensarbetets gång.

Mohammad Bagherbandi, professor inom geodesi på Högskolan i Gävle, vill vi också tacka, inte bara för hans engagemang som handledare utan även för hans lärorika och inspirerande föreläsningar i flera kurser.

Slutligen vill vi tacka vår examinator Faramarz Nilfouroushan, universitetslektor på Högskolan i Gävle, för många värdefulla kommentarer inför slutförandet av rapportskrivandet.

Gävle 2018

Vilhelm Svensson och Fredrik Tobler

Tillägg till Förord

Föreliggande rapport finns även utgiven som rapport av Högskolan i Gävle. Innehåll och text i de bägge rapporterna överensstämmer helt med undantag från några smärre språkliga justeringar. I rapporten dragna slutsatser och förda diskussioner speglar i huvudsak författarnas åsikter och behöver nödvändigtvis inte överensstämma med Lantmäteriets ställningstaganden.

Sammanfattning

Fri stationsetablering med nätverks-RTK är en metod för att etablera en totalstation över en okänd punkt utan att ha tillgång till några kända punkter. Detta möjliggör för noggranna mätningar där stompunkter saknas. Det finns olika sätt att genomföra fri stationsetablering med nätverks-RTK, och i denna studie utvärderades fyra olika sådana, där skillnaden mellan dem handlar om hur bakåtoobjekten bestäms. De metoder som studerades var RUFRIIS med 15 respektive 3 bakåtoobjekt, Dubbelmätning och 180-sekundersmetoden. Vid RUFRIIS mättes varje bakåtoobjekt in med en observationstid på 5 s. Vid Dubbelmätning användes tre bakåtoobjekt som var medeltal från två inmätningar vardera i 5 s med en tidsseparation på 30 min. Bakåtoobjekten vid 180-sekundersmetoden var tre till antalet som mättes in med en observationstid på 180 s. Metoderna beskrivs bl.a. kortfattat i HMK - GNSS-baserad detaljmätning 2017 och ytterligare ett syfte med studien var att utvärdera beskrivningen utav dem däri.

Med varje metod genomfördes tio etablering och efter varje sådan mättes en detaljpunkt in för att även undersöka hur noggranna inmätta detaljpunkter blev med de olika metoderna. Metoderna utvärderades genom att jämföra osäkerheter, RMS och användarvänlighet för etablerings- respektive detaljpunkter. Osäkerheterna var dels baserade på spridningen av tio etableringar/inmätningar per metod över en och samma punkt och dels sådana som presenterades i instrumentet vid varje etablering. För beräkning av RMS användes referenspunkter som mätts in genom statisk GNSS-mätning som efterberäknats i SWEPOS Beräkningstjänst.

Förutom jämförelser mellan metoderna kontrollerades även om metoderna gav tillräckligt låga osäkerheter för att klara de rekommenderade toleranser för fri stationsetablering som anges i HMK - Terrester detaljmätning 2017.

Beräknade osäkerheter i plan, alla metoder inräknat, varierade från 3 till 6 mm sett till både etablerings- och detaljpunkten vilket innebär att samtliga metoder klarar de högre toleranserna i HMK. Den metod som fick både lägst osäkerhet och RMS var RUFRIIS med 15 bakåtoobjekt, vilken dessutom var ensam om att vara tillräckligt noggrann för att klara de lägre toleranserna. Motsvarande osäkerheter i höjd varierade mellan 3 och 8 mm. Vad gäller toleranserna, visade sig endast RUFRIIS med 15 bakåtoobjekt vara lämplig, vid lägre krav. Vid högre krav fordras noggrannare metoder. Referenspunkterna hade för höga osäkerheter i förhållande till osäkerheterna hos de studerade metoderna, för att kunna utvärdera metoderna baserat på RMS, i den omfattning det var tänkt.

Abstract

Free station set up with network RTK is a method of establishing a total station over an unknown point without having access to any known points. This allows for accurate surveying even though control points are missing. There are different ways to perform free station set up with network RTK, and in this study, four different methods were evaluated. The difference between the methods is how the target points are determined. The methods evaluated were RUFRRIS (real time updated free station) with 15 and 3 target points, double measurement and the 180-seconds method. With RUFRRIS, each target point was measured with a 5-s observation time. In double measurement, three target points were used, where each target point was the average of two measurements. Each of these measurements used a 5-s observation time, and a 30-minute separation between the measurements. The number of target points in the 180-seconds method were also three, measured with an observation time of 180 s. The methods are briefly mentioned in HMK - GNSS-baserad detaljmätning 2017 and another purpose of the study was to evaluate the description of them in that document.

With each method, ten establishments were performed and after each of them a detail point was surveyed to also analyze how accurate the different methods were in surveying. The methods were evaluated by comparing uncertainties, RMS and user-friendliness for establishments and detail points, between the respective methods. The uncertainties were on one hand based on the deviation of the ten establishments/detail points per method, each one made over the same point, and on the other hand based on the uncertainties presented by the instrument after each establishment. For calculation of RMS, reference points were used, which were measured by static GNSS, and then postprocessed in SWEPOS Beräkningstjänst.

In addition to comparisons between the methods, they were also tested to see if they reached sufficiently low uncertainties to meet the recommended tolerances for free stationing, stated in HMK - Terrester detaljmätning 2017.

Calculated planar uncertainties, all methods included, ranged from 3 to 6 mm for both the total station and the detail point, which means that all methods can handle the higher tolerances in HMK. The method with the lowest uncertainty and RMS was RUFRRIS with 15 target points, which was also low enough to be able to cope with the lower tolerances. The uncertainties of the heights varied from 3 to 8 mm, in which RUFRRIS with 15 target points was the only method precise enough to pass the higher tolerances. Another method with lower uncertainty is required when the higher tolerances for heights is specified. The chosen method for determining the reference points turned out to be too uncertain relative to the evaluated methods. Therefore, RMS were not as appropriate for comparisons as planned.

Utvärdering av olika metoder för stationsetablering med nätverks-RTK

	Förord	5
	Sammanfattning	7
	Abstract	8
1	Introduktion	11
1.1	Bakgrund	11
1.1.1	Fri stationsetablering	11
1.1.2	GNSS	12
1.1.3	Nätverks-RTK	13
1.1.3.1	Allmänt	13
1.1.3.2	Felkällor	13
1.1.4	Fri stationsetablering med nätverks-RTK	14
1.1.5	Grova, systematiska och slumpmässiga fel	15
1.2	Syfte	16
1.3	Avgränsningar	16
1.4	Frågeställning	17
2	Tidigare studier	19
2.1	RUFRIS	19
2.2	180 s-metoden	20
2.3	Dubbelmätning	21
2.3.1	Tidskorrelation	21
3	Metod	23
3.1	Material	23
3.1.1	Fältarbete	23
3.1.2	Databearbetning	23
3.2	Referenspunkter	24
3.3	Kontroll och kalibrering av instrument	25
3.4	Etableringarna	25

3.4.1	3p-RUFRIS	27
3.4.2	15p-RUFRIS	27
3.4.3	180 s-metoden	28
3.4.4	Dubbelmätning	29
3.5	Statistiska beräkningar	31
3.5.1	Mätosäkerhet	31
3.5.2	RMS	33
4	Resultat	35
4.1	Plan	36
4.1.1	Jämförelse mellan referenspunkter och etableringsmetoder	36
4.1.2	15p-RUFRIS	39
4.1.3	3p-RUFRIS	41
4.1.4	Dubbelmätning	42
4.1.5	180 s-metoden	43
4.1.6	RMS med LGO-koordinater	45
4.1.7	Sammanställning av osäkerheter	45
4.2	Höjd	46
4.2.1	Etableringspunkten	47
4.2.2	Detaljpunkten	48
5	Diskussion	51
5.1	Plan	51
5.2	Höjd	53
5.3	Referensmetoden	54
5.4	Signifikans	56
6	Slutsats	57
6.1	Utvärdering av metoderna	57
6.2	Toleranser i HMK	57
6.3	Inmätning av detaljpunkt	58
6.4	Beskrivning i HMK	59
6.5	Förslag till vidare studier	59
	Referenser	61
	Bilaga A, statisk mätning	64
	Bilaga B, 15p-RUFRIS	76
	Bilaga C, 3p-RUFRIS	79
	Bilaga D, Dubbelmätning	81
	Bilaga E, 180 s-metoden	87

Utvärdering av olika metoder för stationsetablering med nätverks-RTK

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

I detta kapitel ges en teoretisk grund till studien, innefattande fri stationsetablering i 1.1.1, GNSS i 1.1.2 och nätverks-RTK-mätning i 1.1.3, vilket dels tar upp allmänt om nätverks-RTK och dels vilka felkällor som berör mätningarna. Slutligen i 1.1.3 förklaras hur fri stationsetablering kan genomföras med hjälp av nätverks-RTK. I 1.1.4 beskrivs kortfattat två av de vanligaste kvalitetsbegreppen som används för att beskriva noggrannheten i ett visst instrument eller metod inom geodetisk mätning.

1.1.1 Fri stationsetablering

Att etablera en totalstation syftar till att bestämma koordinaterna i plan och ofta även i höjd för stationen, samt att orientera den. Orienteringen syftar förenklat till att sätta utgångsriktningen för vinkel-mätning i nordlig riktning, d.v.s. x-axeln i koordinatsystemet. Traditionellt har etableringar genomförts över en punkt med kända koordinater, vilket betyder att stationens plankoordinater är desamma som punktens och att höjden erhålls exempelvis genom att addera punktens höjd med instrumenthöjden. Därmed söks endast orienteringen, vilken fås genom att mäta riktningen till en annan känd punkt.

Fri stationsetablering däremot, innebär att totalstationen etableras över en sedan tidigare okänd punkt, genom att exempelvis mäta vinkeln mellan två kända punkter och längden till en av dem (Mårtensson, 2016). Antalet mätningar och antalet kända punkter bör dock vara fler än så, i syfte att ha kontrollerbarhet i etableringen, vilket innebär att en eller flera överbestämningar görs. Traditionell fri stationsetablering är alltså beroende av att det finns kända punkter i terrängen.

Med överbestämning menas att fler mätningar genomförs än vad som krävs för att beräkna stationens koordinater och därmed kan koordinater beräknas dels med mätning mot punkterna A och B och dels mot punkterna B och C. Med skillnaden mellan de beräknade

koordinaterna kan etableringens osäkerhet skattas och medelvärdet av dem är sannolikt bättre än de enskilda koordinatberäkningarna. Minst en överbestämning bör alltid göras (Mårtensson, 2016).

I Lantmäteriet (2017b) anges toleranser för fri stationsetablering, varid det rekommenderas att den beräknade standardosäkerheten bör vara lägre än 10 mm i plan respektive 6 mm i höjd. Vidare anges det att helsatsobservationer bör tillämpas i de fall ökad noggrannhet eftersträvas och påverkan från okalibrerade instrument ska minimeras.

1.1.2 GNSS

Global Navigation Satellite Systems (GNSS) är ett samlingsnamn för satellitnavigeringssystem, där det amerikanska GPS, ryska Glonass och europeiska Galileo är de idag mest använda i Sverige. Positionering med GNSS fungerar genom att avståndet till satelliterna bestäms med hjälp av en skickad signal från satelliterna till mottagaren, där satelliternas positioner är kända i ett globalt referenssystem. Avståndet beräknas enligt principen, färdtiden multiplicerat med hastigheten, där signalens färdtid bestäms av signalens starttid, vilken följer med signalen i ett meddelande, och tiden då mottagaren tar emot signalen (Schofield & Breach, 2007). Signalen färdas i ljusets hastighet, vilken dock inte är konstant genom atmosfären. För att bestämma sin position med en GNSS-mottagare krävs det signaler från minst tre satelliter, under förutsättning att mottagarens klocka är lika noggrann som atomuren i satelliterna samt att den är fullkomligt synkroniserad med dem (Schofield & Breach, 2007). Det är inte fallet och därför krävs det istället minst fyra satelliter, för att eliminera klockfelet i mottagaren.

För att uppnå osäkerheter med GNSS-mätningar som är tillräckligt låga för geodetisk mätning, krävs att fler felkällor elimineras eller åtminstone kraftigt reduceras. Dessa felkällor är exempelvis atmosfärens påverkan på signalen, klockfel i satelliterna och satellitbanfel (Schofield & Breach, 2007). Genom så kallad relativ mätning elimineras eller reduceras nämnda fel. Relativ mätning utförs genom att en stationär GNSS-mottagare (referensstation) är placerad på en punkt med kända koordinater i samma referenssystem som satelliterna och mäter samtidigt mot samma satelliter som en buren GNSS-mottagare. Baserat på skillnaden mellan de mätta koordinaterna och de kända vid referensstationen, kan korrekationer beräknas, som kan appliceras på den buren mottagarens positioner. Med metoden antas det att felen är lika stora hos båda mottagarna (Schofield & Breach, 2007). Den idag dominerande metoden för relativ mätning benämns av Lantmäteriet (2017a) som GNSS/RTK (Real Time Kinematic) som är en relativ bärvågsmätning i realtid.

1.1.3 Nätverks-RTK

1.1.3.1 Allmänt

GNSS-mätningar som görs på satellitsignalernas bärvågor resulterar generellt i lägre mätosäkerhet än kodmätningar (Mårtensson, 2016). RTK-mätningar kan dels delas upp i enkelstations-RTK och nätverks-RTK, där den sistnämnda använder sig av ett nätverk av flera referensstationer, Continuously Operating Reference Stations (CORS). CORS innebär att flera referensstationer kontinuerligt samlar in GNSS data. Denna data behandlas centralt för att producera en nätverkslösning som ger korrektioner för atmosfärens påverkan på GNSS-signalerna. Korrektionerna appliceras därefter på den burna GNSS-mottagarens positionsbestämning för att minska osäkerheten på mätningen (Engfeldt & Jivall, 2003; Odijk & Teunissen, 2011).

I Sverige finns det ett nationellt CORS som kallas SWEPOS som tillhandahålls av Lantmäteriet. SWEPOS-nätet består av ca 400 referensstationer runt om i landet och mätningar med dess nätverks-RTK-tjänst har i ett 35-km-nät en förväntad mätosäkerhet på 20–25 mm i planbestämning och 30–35 mm i höjdbestämning (Lantmäteriet, u.å.a). Osäkerheterna gäller dock endast för själva mätningen och inkluderar alltså inte centreringsosäkerheten, geoidmodellens osäkerhet (från ellipsoidhöjd till ortometrisk höjd) m.m.

Osäkerheterna minskar nämnvärt med ett tätare stationsnät. Inledningsvis hade SWEPOS-nätet en täthet på ca 70 km mellan stationerna men efter en studie visade det sig att en förbättring på 50 % var möjlig att uppnå i plan om stationstätheten ändrades från 70 till 10 km mellan referensstationerna. (Emardson, Jarlemark, Bergstrand, Nilsson & Johansson, 2009). Studien bidrog till att Lantmäteriet 2010 beslutade att förtäta SWEPOS-nätet till ett nätverk med 35 km mellan referensstationerna. Förtätningen är fullbordad i stora delar av Sverige, där Gävle är en av dem.

1.1.3.2 Felkällor

Atmosfärens påverkan på signalerna delas vanligtvis upp i jonosfärs- och troposfärsfel (Schofield & Breach, 2007). Effekten från jonosfären är proportionell mot frekvensen på signalen och kan därigenom effektivt reduceras genom att mäta på mer än en frekvens. På grund av jonosfärens högst varierande tjocklek och densitet av fria elektroner är det dock ändå en osäkerhetskälla som bör beaktas, inte minst vid långa baslinjer (vektor mellan referensstation och där mätning görs). Troposfären är inte frekvensberoende, men med vetskap om rådande lufttryck, temperatur och luftfuktighet kan refraktionen av signalen modelleras. Med stora skillnader i nämnda parametrar

vid referensstationerna kan felet dock ändå vara av betydande storlek (Schofield & Breach, 2007).

Flervägsfel innebär att satellitsignaler reflekteras mot objekt på jorden innan de når GNSS-antennen, vilket innebär en längre färdad sträcka än den korrekta (Lantmäteriet m.fl., 2013). Felet är svårt att eliminera men med särskilda antenner, signalbearbetningsalgoritmer, långa observationstider m.m. kan felens inverkan reduceras, men klokast är att undvika att mäta i närheten av högre reflekterande objekt.

Fler felkällor existerar, där många av dem, som exempelvis klockfel och osynkroniserade klockor i mottagare och satelliter, elimineras eller kraftigt reduceras genom relativ mätning, såsom RTK-mätning (Schofield & Breach, 2007). Trots detta påverkas ändå kvaliteten på den beräknade positionen av hur snabbt och i vilken utsträckning osäkerhetskällorna ändras (Lantmäteriet, u.å.b).

Osäkerhetskällor som är mer användarberoende förekommer också, som exempelvis vid centrerings och horisontering av instrument, vilka reduceras genom aktsamhet. En viss osäkerhet tillkommer även när geografiska eller kartesiska koordinater ska transformeras till koordinater i exempelvis lokala projektioner, på grund av osäkerheter i transformationsparametrarna (Lantmäteriet, 2017e).

Osäkerheter har minst påverkan på positionsbestämningar om de härrör från signaler från flera olika riktningar och därför bör även hänsyn tas till den rådande satellitgeometrin. En god indikation därom ges ofta i instrumenten i form av Position Dilutions of Precision (PDOP), vilket är ett enhetslöst mått på hur god positionsbestämning som kan göras, baserat på satelliternas konfiguration (Schofield & Breach, 2007). Trots att väl spridda GNSS-satelliter är att föredra bör endast satelliter över en viss elevationsvinkel användas, eftersom att signaler från låga satelliter färdas en längre sträcka genom atmosfären och riskerar dessutom att påverkas av markobjekt i större utsträckning (Lantmäteriet, 2017a).

1.1.4 Fri stationetablering med nätverks-RTK

GNSS-integrerad stationetablering har använts under ett antal år och tekniken har med tiden blivit mycket populär. Enkelt kan den förklaras som att en GNSS-mottagare är monterad ovanpå ett prisma med en känd höjdskillnad dem emellan. Med mottagaren bestäms bakåttobjektens position genom nätverks-RTK-mätning och samtidigt, alternativt kort därefter, mäter totalstationen som ska etableras, mot prisma. Detta görs för ett antal punkter, dock minst två (vinkel och längd), men för att minska osäkerheten i etableringen bör fler användas. Med GNSS-integrerad stationetablering skapas

således de kända punkterna i realtid och därmed kan etableringen göras på den lämpligaste platsen. Övriga fördelar med etableringsmetoden är att den går snabbt att utföra och att den interna noggrannheten i det fortsatta arbetet blir hög, tack vare totalstationens låga mätosäkerhet, jämfört med om enbart GNSS-mätningar gjorts. Den externa noggrannheten däremot, kan bli allt från dålig till bra, beroende på det valda tillvägagångssättet för stationsetableringen (se nedan).

- I RUFRIIS (Realtidsuppdaterad fri station) som är en metod framtagen åt Trafikverket, ska minst 15 RTK-inmätta bakåto-objekt användas (Vium Andersson, 2012). Vidare menar Vium Andersson (2012) och Lantmäteriet (2017a) att kontrollerbarheten i etableringen uppnås just på grund av det stora antalet gemensamma punkter. Punkterna bör vara fördelade över minst 200 gon runt totalstationen i syfte att dels öka noggrannheten för koordinaterna i plan samt för att underlätta upptäckten av grova fel (Vium Andersson, 2012). För koordinaternas höjdkomponent är endast antalet gemensamma punkter avgörande för att minska osäkerheten.
- 180-sekundersmetoden (benämns 180 s-metoden fortsättningsvis), som är skapad av Lidingö stad och KTH, går ut på att minst tre bakåtoobjekt används för etableringen, där varje punkt har mätts in med nätverks-RTK i tre minuter, varpå medelvärdet beräknas (Lundgren Nilsson & Jansson, 2015). Eftersom att medelvärdet beräknas på mätningar gjorda under en längre tid erhålls bakåtoobjekt med låg osäkerhet.
- Dubbelmätning är en metod för att bestämma bakåtoobjekt namngiven av Lantmäteriet, där dubbel nätverks-RTK-inmätning görs av minst tre bakåtoobjekt (Lantmäteriet, 2017a). Innan den andra inmätningen ska en viss tid ha förflutit så att tidskorrelationen (avsnitt 2.3.1) blir så låg som möjligt, vilket möjliggör oberoende mätningar, vilket ger ökad kontrollerbarhet. Metoden kräver tydliga punkter eller markeringar i marken.

1.1.5 Grova, systematiska och slumpmässiga fel

Inom geodetisk mätning är det viktigt att förstå att koordinater, längder, vinklar m.m. endast är mer eller mindre säkra uppskattningar av de "sanna" storheterna. För att beskriva hur pass säker en sådan uppskattning är, används olika metoder och termer.

Orsakerna till att alla mätningar är belagda med en viss osäkerhet brukar enligt Mårtensson (2016) delas upp i grova, systematiska och slumpmässiga fel. Grova fel är inte sällan sådana fel som orsakats av mätningssingenjörens vårdslöshet eller bristfälliga kunskaper, vilket exempelvis kan vara en felavläsning på ett måttband med en eller

flera hela metrar. Dessa fel kan med andra ord undvikas genom att vara noggrann och påläst.

Systematiska fel beskrivs av Schofield och Breach (2007) som fel som antingen kan vara konstanta eller varierande under ett mätuppdrag. De kan ofta uppskattas tämligen väl eller kontrolleras genom instrumentkalibrering och därmed kan deras inverkan på resultatet reduceras. Naturliga faktorer som exempelvis refraktion, som påverkar både vinkel- och avståndsmätning, eller att ljuset färdats i en annan hastighet än den antagna, vilket påverkar avståndsmätning, är två former av systematiska fel. En annan typ är orsakade av fel i instrumentet, exempelvis kollimationsfel som innebär att totalstationens siktlinje, vid en vertikalvinkel på 100 gon, inte är parallell med instrumentets horisontalplan (Schofield & Breach, 2007).

Slumpmässiga fel förekommer alltid mer eller mindre beroende på noggrannheten i det använda instrumentet och den valda mätmetoden. Sådana fel kan sägas vara önskvärda eftersom att de möjliggör att mätosäkerheten, d.v.s. hur noggrann en mätning är, kan uppskattas (Mårtensson, 2016).

Under avsnitt 3.5 beskrivs uttrycken mätosäkerhet och RMS som är två vanligt förekommande kvalitetsbegrepp inom geodetisk mätningsteknik.

1.2 Syfte

Syftet med studien är att undersöka de tre metoderna beskrivna i 1.1.3 samt en kortare variant av RUFRIIS, där undersökningen huvudsakligen syftar till att jämföra mätosäkerhet, RMS och tillämpbarhet (exempelvis tidsåtgång). Både personal på Lantmäteriet och vi själva har uppfattningen att GNSS-integrerad stations-etablering i dagsläget ofta genomförs som en förkortad version av RUFRIIS (exempelvis med bara tre gemensamma punkter) i syfte att spara tid. Den misstänks kunna ge en internt låg mätosäkerhet, vilket kan ge mätningsingenjören intrycket av att etableringen är noggrannare än vad den faktiskt är. För att öka förståelsen i branschen för de mer robusta metoderna är denna studie värdefull.

1.3 Avgränsningar

I studien avses det endast att undersöka metoderna med instrument från en tillverkare, trots att olika fabrikat bl.a. kan använda något olika algoritmer för att beräkna position. Detta undersöktes dock i Morosini (2017), där RUFRIIS-etableringar genomfördes med totalstationer och GNSS-instrument från tre olika fabrikat.

Etableringarna kommer att genomföras endast i en typ av miljö. Att undersöka hur de fyra metoderna lämpar sig i olika miljöer skulle

kunna ge olika resultat men rymms ej i denna studie. Istället används en miljö som anses representativ för de miljöer där geodetiska mättningsarbeten sker, nämligen i ett redan bebyggt villaområde inkluderande bl.a. lägre byggnader, hårdgjorda ytor och trädkronor som påverkar mätningen. Miljön klassas som svår mätmiljö enligt (Lantmäteriet, 2017a).

Tre av metoderna kommer att utföras med bakåtobjekt enligt lägsta rekommenderade antal i HMK – GNSS-baserad detaljmätning 2017, för att öka utvärderingsmöjligheterna av dokumentet. Det innebär 15 bakåtobjekt för RUFRIIS (benämns 15p-RUFRIIS) och tre för 180 s-metoden och Dubbelmätning. Den fjärde metoden är RUFRIIS med endast tre bakåtobjekt (benämns 3p-RUFRIIS). Endast tio etableringar kommer att göras för varje metod och därmed kommer exempelvis de beräknade mätosäkerheterna baseras på endast tio differenser. Anledningen till fler inte görs är att det ej bedöms rymmas inom ramen för denna studie.

Nätverks-RTK blir den använda metoden för inmätning av bakåtobjekten och använda satellitkonfigurationer kommer vara både Glonass och GPS med en minsta satellitelevation på det enligt Lantmäteriet (2017a) minsta rekommenderade 10° . Vidare kommer endast mätningar där PDOP är under fyra användas, vilket är övre gränsen för en acceptabel satellitgeometri (Lantmäteriet, 2017a).

Referenspunkter kommer att användas för utvärdera metodernas RMS. Befintliga stompunkter, uppges enligt Lantmäteriet (2017c), framförallt ha en låg intern osäkerhet medan den absoluta osäkerheten kan variera på grund av osäkra transformations samband vid övergången till SWEREF 99. För att få en säkrare kännedom om referenspunkters absoluta osäkerhet kommer sådana att mätas in med statisk GNSS.

1.4 Frågeställning

- Hur skiljer sig etableringarna åt vid GNSS-integrerad stations-etablering när bakåtobjekt bestäms enligt de fyra olika metoderna, med avseende på osäkerhet, RMS och användarvänlighet?
- Vilka av metoderna för GNSS-integrerad stationsetablering är lämpliga för att klara de toleranser för fri stationsetablering som anges i HMK – Terrester detaljmätning 2017 (Lantmäteriet, 2017b)?
- Hur noggrann blir en detaljpunkt, inmätt av en totalstation som etablerats mot bakåtobjekt, bestämda enligt de fyra metoderna?

- Kan beskrivningen i HMK - GNSS-baserad detaljmätning 2017 (Lantmäteriet, 2017a) om metoderna förbättras och i sådana fall hur?

2 Tidigare studier

2.1 RUFRIIS

I metodbeskrivningen (Vium Andersson, 2012) påpekas det att en god etablering genom RUFRIIS är högst beroende av noggrannheten i RTK-mätningen och därför bör särskild aktsamhet tas till de kvalitetsvärden som presenteras i instrumentet. För att öka noggrannheten i plan, bör gemensamma punkter vara fördelade inom en sektor om 200 gon och höjder bör om möjligt hämtas genom trigonometrisk höjdmätning mot närbelägna höjdfixar för att uppnå de toleranskrav som anges i HMK för fristationsetablering. Vidare menar Vium Andersson (2012) att 20 % av punkterna bör vara på minst det avstånd från totalstationen som de detaljpunkter som ska sättas ut eller mätas in. Stödben för antennen ska användas om det anses behövt, vilket det är om totalstationen inte kan mäta mot prismet samtidigt som GNSS-mottagaren bestämmer prismats position.

I Horemuz och Vium Andersson (2011) undersöktes det hur antalet gemensamma punkter och fördelningen av dem påverkade noggrannheten i GNSS-integrerad stationsetablering. De upptäckte bl.a. att osäkerheten minskade med 5 % för varje tillagd gemensam punkt från två till tio punkter men att förbättringen efter 30 punkter endast var 1 %. De anser också att 10–30 gemensamma punkter bör användas men minst sex stycken för att kunna upptäcka grova fel. Vidare konstaterade författarna att punkterna bör fördelas på 200 gon runt stationen på relativt korta avstånd men att ett antal av dem bör vara på längre avstånd för att förbättra osäkerheten i stationens orientering, vilket även poängterades i (Vium Andersson, 2012). Osäkerheten i totalstationens koordinater påverkas dock ej nämnvärt av avstånden till bakåtoobjekten (Horemuz & Vium Andersson, 2011). I miljöer där 200 gon-fördelningen inte är möjlig bör en större variation vad gäller avståndet mellan station och punkt eftersträvas (Horemuz & Vium Andersson, 2011; Vium Andersson, 2012).

I Morosini (2017) studerades det vilka avvikelser från ett referensvärde som fås vid etablering genom RUFRIIS med totalstationer från tre olika tillverkare. Avvikelse beräknades dels för etableringarnas koordinater och även för en inmätt detaljpunkt. Bl.a. användes observationstiderna 10 s och 180 s för bestämning av bl.a. 3 och 15 (dock inte vid 180 s) bakåtoobjekt. De radiella avvikelserna för etablerings- och detaljpunkten visas i tabell 1.

Tabell 1: Etableringars och inmätta detaljpunkters radiella avvikelser i mm från referensvärden, från Morosini (2017), för olika observationstider och antal bakåtojekt.

Etableringspunkt	Observationstid (s)	
	10	180
3 bakåtojekt	Avvikelse (mm)	
<i>Trimble</i>	43	29
<i>Topcon</i>	29	22
<i>Leica</i>	17	34
15 bakåtojekt	Avvikelse (mm)	
<i>Trimble</i>	15	-
<i>Topcon</i>	9	-
<i>Leica (10)</i>	18	-

Detaljpunkt	Observationstid (s)	
	10	180
3 bakåtojekt	Avvikelse (mm)	
<i>Trimble</i>	36	11
<i>Topcon</i>	23	19
<i>Leica</i>	3	12
15 bakåtojekt	Avvikelse (mm)	
<i>Trimble</i>	29	-
<i>Topcon</i>	12	-
<i>Leica (10)</i>	1	-

Från tabellen framgår det att ökningen från 10 till 180 s observationstid resulterade framförallt i en förbättring med instrument från Trimble. För Leica blev det däremot en försämring på 17 mm för etableringspunkten. Däremot blev avvikelserna för två av fabrikaten nämnvärt mindre när antalet bakåtojekt ökades från 3 till 15. För Leica var avvikelsen liknande den vid tre bakåtojekt, dock tämligen låg redan då.

2.2 180 s-metoden

Vid inmätning med nätverks-RTK bör stillastående mätningar genomföras i minst 5 sekunder med en mätning per sekund (Lantmäteriet, 2017a). 180 s-metoden har en längre observationstid som gör att fler positionsinmätningar kan göras och medeltalet som skapas får en lägre osäkerhet. Detta leder till att effekten av kortvågiga variationer kraftigt kan reduceras, medan de långvågiga variationerna delvis kan reduceras. Effekten av dessa reduktioner är bäst vid korta avstånd till referensstationen eller om stationsnätet har en hög förtätningsgrad (Lantmäteriet, 2017a).

Lundgren Nilsson och Jansson (2015) genomförde en studie i syfte att undersöka hur bakåtojekt vid fri stationsetablering kunde bestämmas på bästa sätt. Författarna hade noterat att vid RUFRIIS-metoden så var det ovanligt att alla 15 bakåtojekt användes, samt att vid återbesök (kallas Dubbelmätning i HMK, se 2.3) besöktes bara objekten

en gång. Detta leder till att bakåtoobjekten kan bli undermåligt bestämda. Författarna ville därför skapa en ny metod som har lägre osäkerhet på bakåtoobjekten än den som nyttjas idag och som dessutom inte tar lika lång tid som de redan använda metoderna. Den nya metoden som Lundgren Nilsson och Jansson (2015) införde var 180 s-metoden, som innebär att nätverks-RTK-mätning genomförs i 180 sekunder vid varje bakåtoobjekt. I deras studie jämfördes tre olika metoder för bestämning av bakåtoobjekt; 180-sekunder, återbesök samt integrerad mätning (bakåtoobjekten mäts en gång vardera under en kortare tid). Författarna menade att nackdelen med återbesök är den tid som måste väntas för att få oberoende mätningar. I studien så väntades det 45 minuter mellan mätningarna av bakåtoobjekten (Lundgren Nilsson & Jansson, 2015). Studien visar på 180 s-metodens fördel med att den har låg mätosäkerhet samtidigt som den går relativt snabbt.

2.3 Dubbelmätning

Dubbelmätning är en metod för bestämning av bakåtoobjekt vid GNSS-integrerad stationsetablering som anges i Lantmäteriet (2017a), vari den beskrivs som den metod med störst kontrollerbarhet. Kontrollerbarheten uppstår med möjligheten att använda toleranser för differensen mellan första och andra inmätningen, vilka kan baseras på den förväntade osäkerheten i mätmetoden. Vidare menar Lantmäteriet (2017a) att minst tre gemensamma punkter ska användas och dessa ska mätas in två gånger vardera med en lämplig tidsseparation. Resultaten från de två inmätningarna används för medeltalsbildning under förutsättning att toleranserna uppfyllts. Därefter kan stationsetablering mot bakåtoobjekten göras. Tidsseparationen är menad att reducera effekten från den långvågiga variationen som förekommer på grund av den så kallade tidskorrelationen, vilken beskrivs närmre nedan.

Någon form av stöd för antennen bör användas vid Dubbelmätning och dessutom måste markeringar nyttjas så att mätning på samma punkt blir genomförbar (Lantmäteriet, 2017a). Innan upprepad mätning ska även ny fixlösning erhållas.

2.3.1 Tidskorrelation

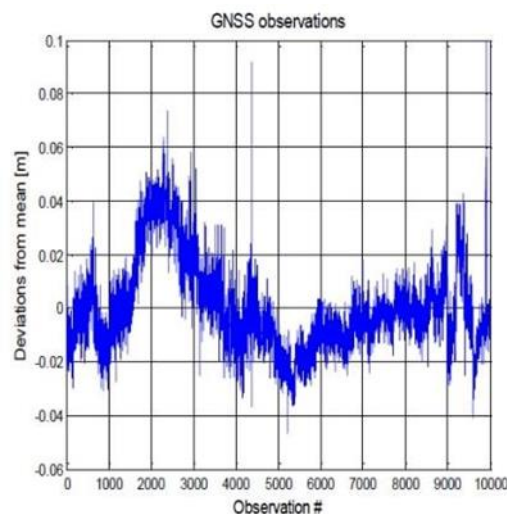
Med nätverks-RTK reduceras en stor del av de många GNSS-relaterade felkällorna till att vara mycket små men det finns många studier som visar på att det finns en korrelation mellan osäkerhetskattningar mellan olika mätningar, vilken är som störst mellan mätningar genomförda tidsmässigt nära varandra (Odolinski, 2010; Ohlsson, 2014). I figur 1 visas en serie med höjdmätningar av en punkt med statisk GNSS, där avvikelserna varierar med ett par

centimeter från medelvärdet. I figuren syns det tydligt att där förekommer både kort- (brus) och långvågiga variationer.

Odolinski (2010) studerade hur tidskorrelation påverkar mätresultatet och hur lång tid som bör ha förflutit mellan två mätningar för att de ska kunna anses vara oberoende. Han menar att två tidsmässigt närliggande mätningar är belagda med liknande osäkerheter på grund av satellitgeometrins relativt långsamma förändring, vilket leder till att signalerna från satelliterna i princip färdas genom en atmosfär med liknande påverkan på dem. Därmed riskerar den uppskattade osäkerheten i de erhållna koordinaterna att vara för optimistisk. Det kan förklaras som att mätosäkerheten blir låg men noggrannheten blir dålig. Det är därför viktigt att ta hänsyn till detta, genom att upprepande mätningar genomförs med en lämplig tidsseparation, för att få ett trovärdigt resultat (Odolinski, 2012).

Ohlsson (2014) undersökte tidskorrelationen i ett SWEPOS-nät med ca 35 km mellan referensstationerna, vilket är den förtättningsgrad som gäller även i Gävle, där även denna studie äger rum. I studien beräknades korrelationstiden, d.v.s. den tid som bör ha förflutit mellan två mätningar, till att vara 22,6 min för mätning i plan och 23,1 min för mätning i höjd. Tiderna som skattades i Odolinski (2010) för projektanpassade nät med 10–20 km mellan referensstationerna var 25–30 min respektive 25–35 min för plan respektive höjd. I (Lantmäteriet, 2017a) föreskrivs det att tidsseparationen vid upprepad mätning ska vara minst 5 min för plan och 15 min för höjd och att tiderna bör förlängas vid bl.a. högre PDOP eller längre avstånd till referensstationer, vilket även visades i (Odolinski, 2010).

Figur 1: Graf som visar höjdmätningar med statisk GNSS. På x-axeln visas tiden (1 observation/s) och y-axeln visar avvikelser från observationsseriens medelvärde (Jansson & Persson, 2013).



3 Metod

Inledningsvis söktes en lämplig plats som klarade de kriterier som behövde vara uppfyllda. Platsen skulle uppfylla den definition som ges om svår mätmiljö med GNSS i Lantmäteriet (2017a). Dessutom behövde terrängen vara sådan att en fördelning av bakåtoobjekten på ca 200 gon var möjlig på ett tillräckligt långt avstånd från etableringspunkten. Platsen där mätningarna genomfördes var på en asfalterad cykelväg ca 100 m väster om korsningen mellan Parkvägen, Kaserngatan och Skogmursvägen (Kristinaplan) i Gävle.

3.1 Material

3.1.1 Fältarbete

Utrustningen som användes till etableringarna och inmätning av bakåtoobjekten lånades från Lantmäteriet. GNSS-mottagaren var en Trimble R8 och totalstationen en Trimble S6 DR300+. Totalstationens längdmätningosäkerhet mot prisma uppges enligt Trimble Navigation (u.å.) vara 3 mm + 2 ppm och vinkelmätningosäkerheten 0,5 mgon.

För statisk GNSS-mätning av referenspunkter, användes Leicas GNSS-instrument GS14, som lånades från Högskolan i Gävle. I övrigt användes följande utrustning:

- Stativ till den statiska mätningen samt till detaljpunkten.
- Stödben till prismastången.
- Markeringar för referenspunkter (stålspik) och dubbelmätningometoden (plastspik).
- Prismor för inmätning av detaljpunkt (Leica GPR121) och för mätning av bakåtoobjekt (Trimble Prisma Kit S6 SLSU-S2002).
- För mätning av instrument- och signalthöjd användes en Leica GZS4-1 måttband.

3.1.2 Databearbetning

- För bearbetning av rådata från statisk GNSS-mätning användes SWEPOS Beräkningstjänst och Leica Geo Office (LGO) och för data från etableringsmetoderna användes Geo. Vi genomförde inte efterberäkning i LGO själva, utan det gjordes av handledaren på Lantmäteriet.
- För statistiska beräkningar, jämförelser och presentation användes Microsoft Excel 2013 och AutoCAD 2017.

3.2 Referenspunkter

Fältarbetet inleddes med att referenspunkterna, d.v.s. etablerings- (punkten över vilken alla etableringar gjordes) och detaljpunkten (punkten som totalstationen, efter varje etablering, mätte in) mättes in med statistisk GNSS-mätning (figur 2). Anledningen till att statistisk mätning användes för att definiera referenskoordinaterna, var att få koordinater som saknar korrelation med de som ska jämföras med dem, d.v.s. koordinater från etableringarna. Dessutom anses statistisk mätning vara en noggrann metod för absolut bestämning av en punkts läge. Punkterna var markerade med spikar.

Figur 2: *Inmätning av etablerings- (hitre) och detaljpunkt (bortre) med statistisk GNSS-mätning.*



Observationer gjordes mot både Glonass- och GPS-satelliter mellan två till tre timmar (Bilaga A) med en avskärningsvinkel på 10° och maximalt PDOP om 4,0. Rådata loggades i Rinex-format med ett loggningsintervall på 30 s. Mätningar genomfördes vid tre tillfällen för varje punkt vid datumen 28 mars, 6 och 10 april för etableringspunkten samt 30 mars, 6 och 10 april för detaljpunkten. Antalet satelliter var ca 17 st. och det var klart väder alla dagar utom den 6 april.

För efterberäkning skickades rådata till SWEPOS Beräkningstjänst. Enligt Lantmäteriet (2017c) är tjänsten ett lämpligt sätt att beräkna enstaka punkters koordinater, vilket görs i förhållande till samtidiga mätningar gjorda av ett antal närliggande klass A-stationer ingående i SWEPOS-nätet. Därmed behöver ingen egen referensstation etableras. I SWEPOS Beräkningstjänst användes korrektioner utifrån beräknade baslinjer till sex SWEPOS-stationer, som hade längder mellan 10 och 200 km. Vidare menar Lantmäteriet (2017c) att observationstiden bör överstiga två timmar för att erhålla osäkerheter på centimeternivå samt att loggningsintervallet bör vara 30 s eftersom att det loggningsintervallet används när beräkningarna genomförs. Under förutsättning att ett antal kriterier är uppfyllda kan det räknas med en osäkerhet på 10 mm i plan och 20 mm i höjd. Dock kunde inte alla dessa uppfyllas (ingen choke ring-antenn), men ett medel-

värde på tre mätningar bedömdes kompensera för det så att samma osäkerheter kan antas. Resultatet från efterberäkningen användes senare för att beräkna referenskoordinater för utvärdering av de fyra etableringsmetodernas RMS. Som jämförelse användes även koordinater som efterberäknats i LGO. Beräkningarna genomfördes av handledare på Lantmäteriet. I LGO beräknades baslinjer mellan de mätta punkterna och den närmsta SWEPOS-stationen, vilken var belägen på Lantmäteriet i Gävle, d.v.s. ca 400 m bort. Övriga inställningar kan ses i Bilaga A.

3.3 Kontroll och kalibrering av instrument

Innan etableringarna påbörjades, genomfördes en kontroll av GNSS-mottagarens funktion och inställningar genom inmätning av referenspunkterna med nätverks-RTK enligt Lantmäteriet (2017a). Därefter jämfördes de erhållna koordinaterna med de från den statistiska mätningen som beräknats med SWEPOS Beräkningstjänst.

Totalstationen hade precis innan studiens början varit inne på service, vilket bedömdes eliminera behovet av att kalibrera den, dock gjordes en enklare kontroll av totalstationens längdmätningssfunktion eftersom att ett prisma från ett annat fabrikat användes vid inmätning av detaljpunkten, i syfte att säkerställa att korrekt prisma-konstant användes.

3.4 Etableringarna

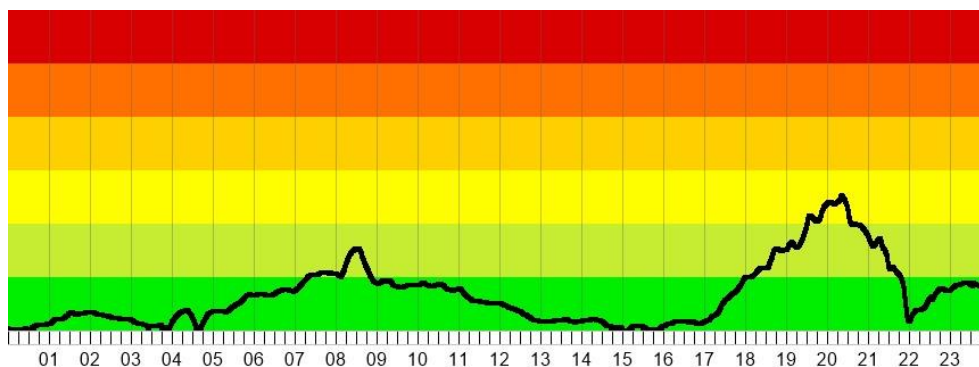
Gemensamt för alla etableringsmetoder var inställningarna om ett maximalt PDOP på 4,0, att mätningar görs mot både Glonass och GPS, en satellitavskärningsvinkel på 10° samt att mätningar endast görs vid fixlösning. Satellitavskärningsvinkeln valdes efter den minsta rekommenderade i Lantmäteriet (2017a). Alla metoder användes för att etablera totalstationen tio gånger, där varje metod genomfördes under en dag vardera mellan ungefär samma tidpunkter för att säkerställa liknande PDOP. Vid samtliga metoder var loggningsfrekvensen 1 position/sekund, varför endast observations-tid nämns under respektive metod. Mellan varje etablering genomfördes en ny initialisering, i syfte att få oberoende nätverks-RTK-mätningar, dock, i syfte att reducera centrerings-osäkerhetens påverkan på resultatet, gjordes ingen ny uppställning och centrerung av totalstationen mellan varje etablering. Efter varje etablering mättes en och samma detaljpunkt in, i form av ett prisma, vilken var placerad på ett stativ ca 15 m från totalstationen. Mätningar med totalstation genomfördes enbart i ett cirkelläge eftersom att mätning i båda cirkellägena är mer tidskrävande och för att bättre efterlikna tillvägagångssätten som bedöms användas av mätningssingenjörer i branschen. De många instrumentrelaterade systematiska felkällor som elimineras genom helsatsmätningar bedömdes dessutom vara

negligerbara eftersom att totalstationen precis servats. Vid samtliga mätningar var prismahöjden 2 m och GNSS-antennens höjd bestämdes med ett, för integrerad mätning, förinställt offset i instrumentet.

En fördelning av bakåtoobjekten om 200 gon eftersträvades med liknande horisontalvinkel mellan angränsande bakåtoobjekt, efter slutsatser från Horemuz och Vium Andersson (2011) för att uppnå låg osäkerhet i plan. Dock var en trädunge belägen mellan bäringarna 140 och 160 gon från stationen sett, vilket gjorde att bakåtoobjekten, varken då 3 eller 15 användes, inte kunde få en helt jämn fördelning. Bakåtoobjekten var dessutom spridda på olika avstånd från totalstationen med de flesta på avstånd längre än det till detaljpunkten. Detta gjordes för att Horemuz och Vium Andersson (2011) menar att flertalet av punkterna må vara placerade på avstånd nära totalstationen, medan ett fåtal av dem bör vara placerade på ett längre avstånd än de punkter som senare ska mätas in eller sättas ut. Orienteringsosäkerheten blir på det sättet lägre (Horemuz & Vium Andersson, 2011). Bakåtoobjektens placering varierade mellan de olika dagarna, även om intrycket om motsatsen kan fås vid betraktande av figur 4–7.

För samtliga mätningar var Lantmäteriets Jonosfärmonitor grön, vilket innebär den minsta mängden störningar för GNSS-mätningar från jonosfären (Lantmäteriet, u.å.d). Dagen då det var sämst förhållanden var under 180 s-metodens mätningar (figur 3). Mätningarna pågick mellan klockan 08:30 och 11:45 (06:30 till 09:45 i figur 3) och enligt figur 3 påverkade jonosfären mätningarna som mest runt 10:30 (08:30 i figur 3), eftersom att inga mätningar genomfördes i närheten av den senare största störningstoppen. Dock ska påverkan vara obetydlig i de två gröna nedersta fälten. Under alla dagar var vädret klart förutom dagen då 180 s-metoden genomfördes, då vädret var mulet.

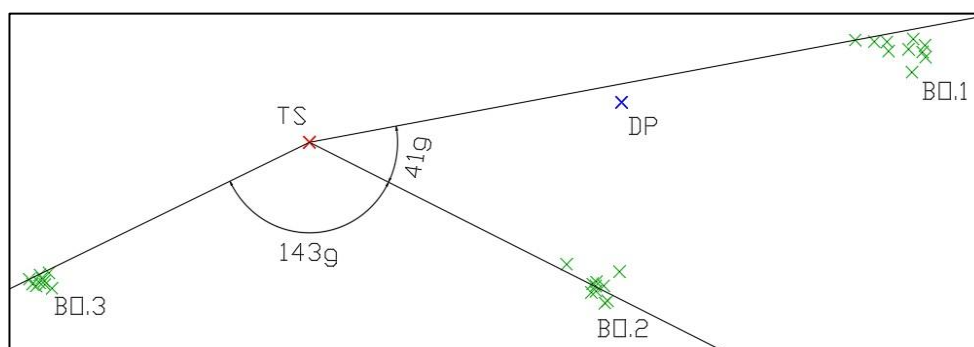
Figur 3: Diagram som visar hur jonosfärstörningarna var den 5 april, 2018, d.v.s. den dag då jonosfärstörningarna var som störst. Tiderna är angivna i UTC (Lantmäteriet, 2018).



3.4.1 3p-RUFRIS

Det sågs ett behov i att undersöka 3p-RUFRIS på grund av antagandet om att metoden är vanligt förekommande i mättningsbranschen. Bakåtoobjekten mättes in utan extra stöd med en observationstid på 5 s, vilket är den lägsta rekommenderade tiden vid nätverks-RTK-mätning enligt Lantmäteriet (2017a). Att inte använda stöd gör att etableringen kan slutföras snabbare och är möjligt när totalstationen kan mäta direkt efter positions-bestämningen med GNSS (Vium Andersson, 2012). Om totalstationen inte kan mäta direkt ökar risken att stången ändrar sig något från positionsbestämningen till totalstationsmätningen. Bakåtoobjektens fördelning i förhållande till stationen och detaljpunkten visas i figur 4. Mätningarna genomfördes den 2 april, 2018 mellan 10:00 och 13:30.

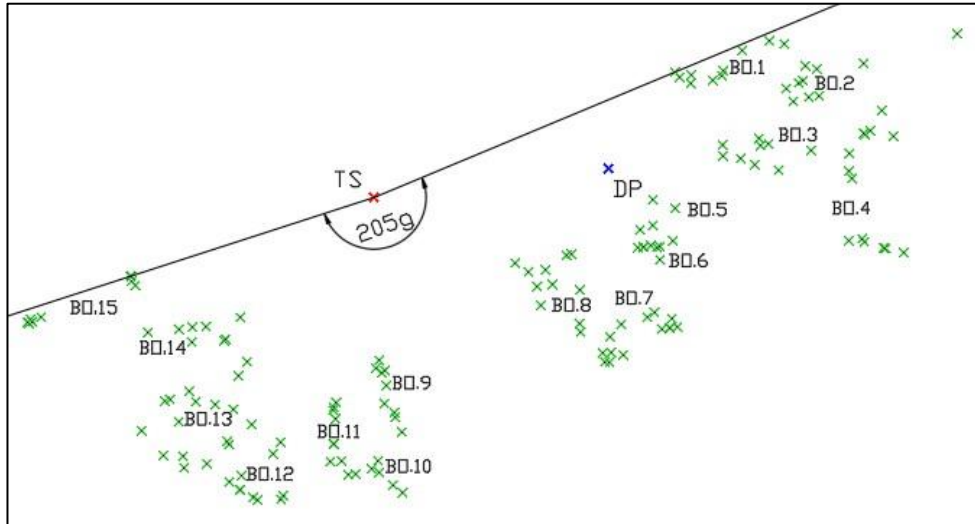
Figur 4: Översikt för 3p-RUFRIS, där det röda krysset är totalstationens etableringspunkt, den blå är detaljpunkten och de gröna är bakåtoobjekten. Vinklarna är angivna i gon. Avståndet mellan etablerings- och detaljpunkten är 15 m.



3.4.2 15p-RUFRIS

Mätningarna för 15p-RUFRIS genomfördes på samma sätt som 3p-RUFRIS, med skillnaden att totalstationen etablerades med hjälp av 15 bakåtoobjekt, istället för bara tre. Även här användes således 5 sekunders observationstid. Anledningen till att 15 bakåtoobjekt valdes, var för att Horemuz och Vium Andersson (2011) i sin studie påpekade att mellan 10–30 bakåtoobjekt skulle användas och i den senare metodbeskrivningen av metoden i Vium Andersson (2012) uppgavs 15 som minsta antal bakåtoobjekt. Bakåtoobjektens placering varierade något mellan varje etablering, vilket framgår tydligt i figur 5. Mätningarna genomfördes 3 april, 2018 mellan 9:15 till 13:30.

Figur 5: Översikt för 15p-RUFRIS, där det röda krysset är totalstationens etableringspunkt, den blå är detaljpunkten och de gröna är bakåtoobjekten. Numreringarna av bakåtoobjekten är ungefärligt utplacerade, vilket framgår tydligt av de många gröna kryssen. Vinklarna är angivna i gon. Avståndet mellan etablerings- och detaljpunkten är 15 m.

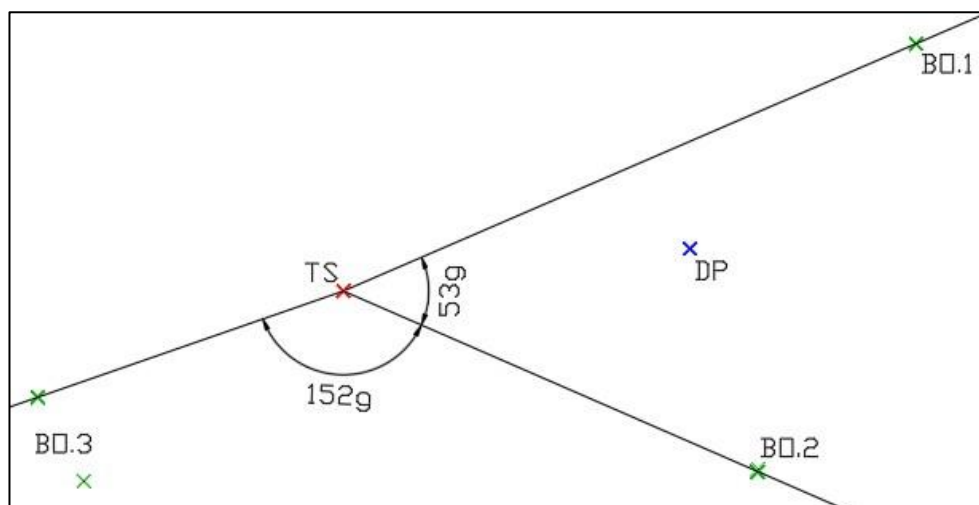


3.4.3 180 s-metoden

180 s-metoden är en metod som enligt Lundgren Nilsson och Jansson (2015) ska ge noggrannare bakåtoobjekt, eftersom att de långa observationstiderna reducerar de korta variationernas inverkan i nätverks-RTK-mätningen. Metoden genomfördes i stort sett som 3p-RUFRIS fast med observationstider på 180 s. Som bakåtoobjekt användes därmed tre punkter som bestämdes med hjälp av en GNSS-mottagare som fick samla positioner på objektet i 180 sekunder. Stödben användes vid GNSS-mätningen för att försäkra att mottagaren inte skulle röra på sig, i enlighet med Lantmäteriet (2017a). Ett medelvärde beräknades direkt efter observationstidens slut. Därefter mätte totalstationen mot prisma som var monterat under GNSS-mottagaren.

Bakåtoobjekten var endast på ungefär samma punkter eftersom att inga markeringar användes. Fördelningen av dem kan ses i figur 6. Den södra punkten vid bakåtoobjekt 3 i figuren var endast bakåtoobjekt i en av etableringarna. Mätningarna genomfördes 5 april, 2018 mellan 8:30 till 11:45.

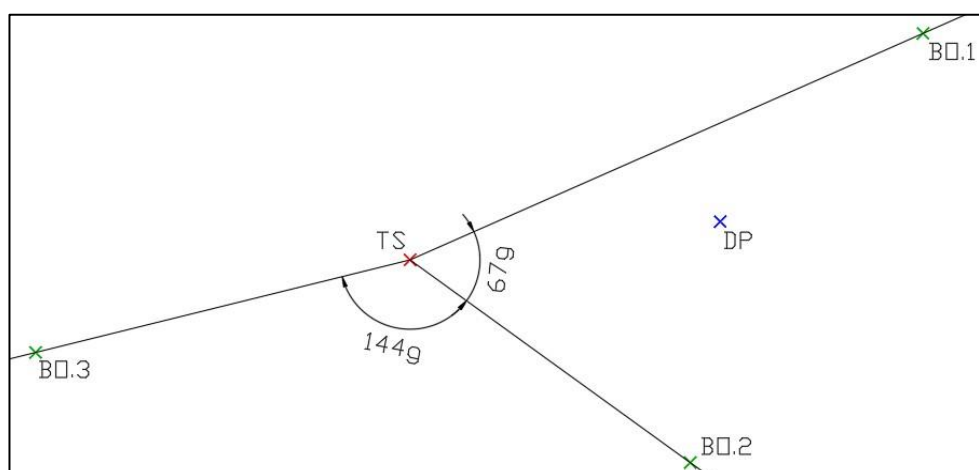
Figur 6: Översikt för 180 s-metoden, med totalstationens etableringspunkt (röd), detaljpunkten (blå) och bakåtobjekten (grön). Vid första etableringen var det tredje bakåtobjektet något längre söderut än vid de senare etableringarna. Vinklarna är angivna i gon. Avståndet mellan etablerings- och detaljpunkten är 15 m.



3.4.4 Dubbelmätning

Metoden var med de använda instrumenten, inte genomförbar som en direkt funktion, utan ett tvåstegs-tillvägagångssätt var nödvändigt. Vid varje mätning användes stödben och GNSS-mottagaren var placerad på en stång utan prisma. Fördelningen av bakåtobjekten runt totalstationen visas i figur 7.

Figur 7: Översikt för genomförandet av metoden Dubbelmätning, med totalstationens etableringspunkt (röd), detaljpunkten (blå) och bakåtobjekten (grön). Vinklarna är angivna i gon. Avståndet mellan etablerings- och detaljpunkten är 15 m.



Fördelen med metoden är att effekten från den långvågiga variationen vid nätverks-RTK reduceras genom medeltalsbildning av dubbelt inmätta bakåtobjekt med en lämplig tidsseparation. I denna

studie valdes 30 min, vilket är något högre än de tidsseparationer som beräknats för plan i Odolinski (2010) och Ohlsson (2014).

Inledningsvis mättes tre markerade punkter in (första inmätningen till första etableringen) med nätverks-RTK, med en observationstid på 5 s. Därefter gjordes en oinitiering och samma punkter mättes in på samma sätt för ytterligare fyra etableringar, med nya punktnamn varje gång. Varje gång en ny etablering påbörjades, antecknades den aktuella tiden. Efter att 30 min passerat från den första inmätningen, påbörjades dubbelmätningen, d.v.s. den andra inmätningen, vilket innebar att de tre punkterna mättes in med samma punktnamn som vid första inmätningen. Därefter gjordes dubbelmätningen för de resterande fyra påbörjade etableringarna, vilka precis som vid den första, påbörjades 30 min efter inmätningen av den första punkten i respektive etablering (tabell 2).

Ytterligare fem etableringar gjordes därefter på samma sätt som för de fem första, vilket innebar att ungefär en timme hade förflutit från den första inmätningen av den första punkten i den första etableringen till inmätningen av den första punkten i den sjätte etableringen. Den totala tiden för inmätningarna blev således ca två timmar (tabell 2). Efter att bakåtobjekten bestämts, med tio koordinatpar per punkt, genomfördes stationsetableringarna, där den första gjordes mot det första koordinatparet vid respektive bakåtobjekt o.s.v.

Tabell 2: Klockslag för när varje ny runda påbörjades, d.v.s. när punkt 1 mättes in i respektive etablering samt den resulterande tidsseparationen för varje dubbelmätning (2:a inmätning). I punktnamnen syftar första siffran på vilken etablering och andra siffran på vilket bakåtobjekt (figur 7).

	Punkt	1:a inmätning	2:a inmätning	Δ (min)
1:a	1.1	13:20	13:50	30
	2.1	13:26	13:36	30
	3.1	13:32	14:02	30
	4.1	13:39	14:09	30
	5.1	13:43	14:14	31
2:a	6.1	14:21	14:51	30
	7.1	14:26	14:58	32
	8.1	14:31	15:05	34
	9.1	14:36	15:10	34
	10.1	14:41	15:13	32

Avvikelserna från 30 min i tabellen berodde oftast på att punkt två, framförallt i de fem senare etableringarna, hade svårt för att klara toleranserna (se nedan) och därmed behövdes ommätningar och ibland även en ommätning göras.

Dubbelmätningarna var tvungna att klara toleranserna, d.v.s. differensen mellan första och andra gången punktnamnet användes, 25 mm i plan och 35 mm i höjd för att godkännas för medeltalsbildning. Toleranserna valdes efter de osäkerheter som kan förväntas vid nätverks-RTK-mätning i ett förtätat SWEPOS-nät enligt Lantmäteriet (u.å.a).

Efter all inmätning och medeltalsbildning, hade de tre bakåtoobjekten tio koordinatuppsättningar (N, E och H) vardera (bilaga C). Därefter etablerades totalstationen mot de tre punkterna, med koordinater enligt första rundans medelvärden och slutligen mättes detaljpunkten in. Samma sak gjordes för resterande nio rundors koordinater. Prisma på prismastång med stödben användes för det.

3.5 Statistiska beräkningar

3.5.1 Mätosäkerhet

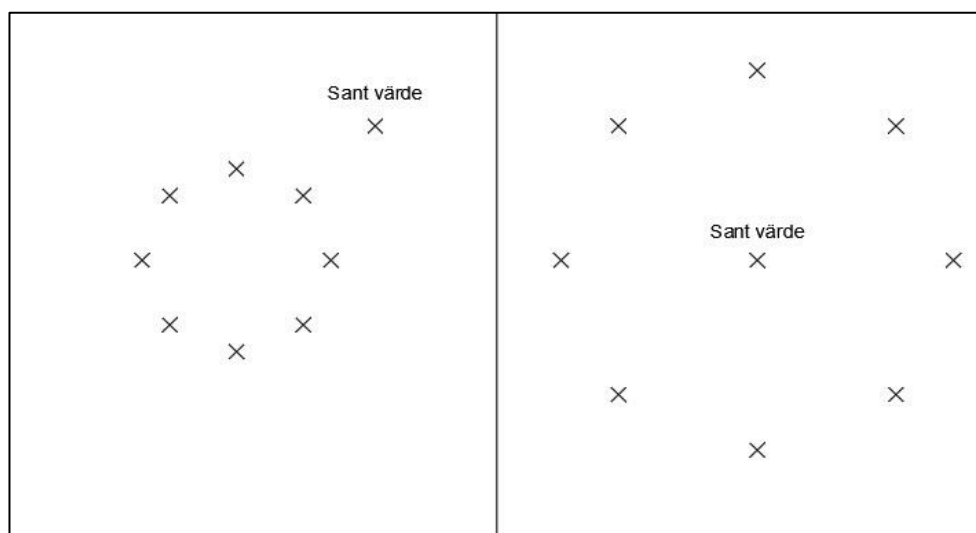
Mätosäkerhet definieras utförligt i JCGM (2008). Med osäkerhet menas hur mycket det sanna värdet bedöms kunna variera från det angivna mätetalet, d.v.s. det är ett uppskattat intervall inom vilket det sanna värdet bedöms finnas. Ofta presenteras osäkerheten tillsammans med en konfidensnivå, vilken beskriver sannolikheten att det sanna värdet finns i intervallet.

Mätosäkerheten kan uppskattas med statistiska metoder genom att beräkna standardavvikelsen för ett antal observationer (figur 8), och med multiplikation med en viss täckningsfaktor kan osäkerheten uttryckas med olika konfidensnivåer (JCGM, 2008).

Täckningsfaktorn för en viss konfidensnivå varierar beroende på om den avser konfidensnivå i 1D (linjärt), 2D (planet) eller 3D (rummet) (Persson, 2016). Med ökad dimension behöver en mindre täckningsfaktor användas för att uppnå samma konfidensnivå, eftersom att sannolikheten att samtliga ingående koordinat-komponenter ska anta extrema värden samtidigt minskar, med ökat antal dimensioner (Lantmäteriet, 2017d). Dock är en förutsättning för att de mindre täckningsfaktorerna ska gälla, att de ingående osäkerheterna (exempelvis $u(N)$ och $u(E)$ för 2D) är ungefär lika stor och att de är okorrelerade. Om inte, behöver korrekationer för det införas, vilket gör att täckningsfaktorerna för 2D och 3D närmar sig de för 1D vid höga konfidensnivåer (Persson, 2016). Därför är en rekommendation att alltid använda täckningsfaktorn för 1D, vilket för 2D och 3D

resulterar i minst det konfidensintervall som täckningsfaktorn för 1D avser (Lantmäteriet, 2017d).

Figur 8: Kryssen runt det sanna värdet symboliserar mätningar. I både den vänstra och högra bilden har mätningarna samma RMS (se nedan) men i den högra är mätosäkerheten större än i den vänstra, vilket indikeras av att mätningarna har en större utbredning kring sitt medelvärde, tillika det sanna värdet i detta exempel.



Beräkningen av standardosäkerheten för varje enskild etablering/detaljpunkt i respektive metod i nordlig och östlig riktning samt i höjd gjordes enligt följande formel:

$$u(x) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{(n-1)}} \quad (\text{I})$$

Där x är antingen den nordliga (N), östliga (E) eller höjdkomponenten för en viss etableringsmetod, x_i är den i :te etablerings koordinat, \bar{x} är medelvärdet av alla x_i och n är antalet etableringar, d.v.s. tio stycken. Standardosäkerheterna för respektive metod och riktning jämfördes med varandra. För att bestämma den radiella osäkerheten i plan användes följande formel:

$$u(p) = \sqrt{u(N)^2 + u(E)^2} \quad (\text{II})$$

Där $u(p)$ är den radiella osäkerheten i plan och $u(N)$ och $u(E)$ är den nordliga respektive östliga osäkerheten.

Signifikanstest utfördes i syfte att upptäcka om någon enskild etablering eller inmätning av detaljpunkten borde uteslutas. Täckningsfaktor 2 valdes att användas genomgående, både i 1D och 2D, vilket enligt Persson (2016) ger en konfidensnivå på 95–98 % i 2D och därför betecknades det som ≥ 95 %. När det ska kompenseras för stor korrelation och asymmetri mellan de ingående koordinaterna när-

mar sig konfidensnivån 95 % och vid låg korrelation och hög symmetri närmar sig konfidensnivån istället den övre delen av intervallet, d.v.s. 98 %. Dessutom gav de få antal observationerna, d.v.s. tio, ytterligare en anledning till att använda en något högre täckningsfaktor än den på 1,73, som gäller i idealfall för 2D. Signifikanstester gjordes för varje etableringsmetod, som innebar en kontroll om huruvida varje etablering och inmätt detaljpunkt rymdes inom följande intervall:

$$\bar{x}_p - 2u(p) \leq x_p \leq \bar{x}_p + 2u(p) \quad (\text{III})$$

Där x_p är den kontrollerade etablerings/detaljpunktens koordinater i plan och \bar{x}_p är medelvärdets koordinater i plan. För höjder genomfördes samma test fast med endimensionella variabler.

Medelvärdena för etableringspunkten samt detaljpunkten från respektive metod användes för hypotesprövning i syfte att undersöka om de kan anses vara samma punkt som referens-punkterna. I prövningen användes medelvärdets standardosäkerhet i plan som beräknades enligt:

$$u(\bar{x}_p) = \frac{u(p)}{\sqrt{n}} \quad (\text{IV})$$

Hypotesprövningen hade nollhypotesen att differensen mellan referenspunkten och etablerings eller detaljpunktens medelvärde var noll medan alternativhypotesen innebar att differensen inte var noll, d.v.s. att differensen var statistiskt signifikant. Av samma anledning som vid signifikanstesten valdes även vid hypotesprövningen, täckningsfaktorn 2. Formeln var enligt följande:

$$\frac{\bar{x}_p - \hat{x}_p}{\sqrt{u^2(\bar{x}_p) + u^2(\hat{x}_p)}} \leq 2 \quad (\text{V})$$

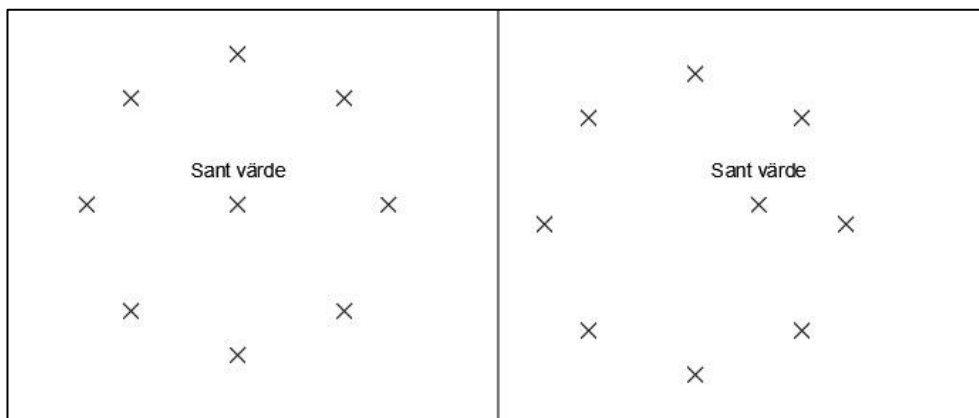
I vilken \hat{x}_p är referenspunktens koordinater i plan och $u(\hat{x}_p)$ är dess osäkerhet i plan. Nämnaren i formeln är således differensens osäkerhet. Endast om kvoten i vänsterledet blev större än 2 (konfidensnivå ≥ 95 %) kunde en signifikant skillnad konstateras (nollhypotesen förkastas). På samma sätt genomfördes hypotesprövning för höjderna med skillnaden att den gjordes med endimensionella variabler.

3.5.2 RMS

För att mäta hur en geodetisk mätningssätt skiljer sig från ett sant värde, kan Root Mean Square error (RMS) (kvadratisk medelvärde på svenska) användas. Inom mätningsteknik finns det oftast inte tillgång till det sanna värdet. För att ändå kunna använda RMS, används koordinater från en noggrannare mätteknik än den metod som undersöks (Mårtensson, 2016). RMS används för att säkerställa

att en viss metod eller ett visst instrument uppfyller ställda krav och toleranser. Vidare är det ett användbart värde för att upptäcka systematiska avvikelser (figur 9), så länge det existerar ett sant värde som är oberoende från mätningarna som ska kontrolleras.

Figur 9: Kryssen runt det sanna värdet symboliserar mätningar. I både den vänstra och högra bilden har mätningarna samma mätosäkerhet men i den högra är RMS större än i den vänstra, vilket indikeras av att mätningarna har en systematisk dragning västerut om det sanna värdet.



RMS beräknades för varje metod där det sanna värdet bestämdes vara medelvärdet av de tre statistiska mätningarna. RMS beräknades enligt följande:

$$RMS(x) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \hat{x})^2}{n}} \quad (\text{VI})$$

Där symboler enligt tidigare gäller och \hat{x} är referenskoordinaten för den komponent x som avses beräknas. Beräknade RMS användes även de för jämförelser mellan de olika metoderna.

4 Resultat

I följande kapitel redovisas resultatet från de fyra GNSS-integrerade etableringsmetodernas koordinater i plan (N- och E-koordinater) i SWEREF 99 16 30 och höjder i RH 2000 beräknade med geoidmodell SWEN17_RH2000. I texten presenteras oftast differenser mellan olika metoder som tvådimensionella radiella differenser, d.v.s. det horisontella avståndet mellan två punkter, istället för att vara uppdelat i en nordlig och östlig komponent.

Konfidensintervallen $\geq 68,3$ och ≥ 95 % är beräknade med täckningsfaktorerna 1 resp. 2 och kallas därför ibland även för 1σ resp. 2σ och har använts genomgående för beräkning av både konfidensintervall i 1D (N, E eller höjd) och 2D (plan).

Inledningsvis presenteras medelvärden från respektive metod och hur dessa förhåller sig till referenskoordinaterna, vilket ger en inledande överblick över resultatet.

Under avsnitten för respektive metod presenteras och visualiseras etableringarnas och detaljpunktens spridning samt medelvärdet (i centrum) för dessa i figurerna 12, 13, 14 och 15. I dessa motsvarar de två cirklarna den radiella standardosäkerheten för de enskilda etableringarna med dels en konfidensnivå på $\geq 68,3$ % (täckningsfaktor 1) och dels en konfidensnivå på ≥ 95 % (täckningsfaktor 2). I figurerna synliggörs alltså signifikantstestet grafiskt, i vilka det framgår att samtliga etableringar och alla detaljpunktsinmätningar utom en, ligger innanför konfidensnivån på ≥ 95 %, för samtliga metoder. Den vänstra figuren visar etableringspunkten medan den högra visar detaljpunkten. I avsnitten finns även tabeller (tabell 6, 7, 8 och 9) som innehåller osäkerheter och RMS för dels etableringspunkten och dels detaljpunkten. Det som i figurer och tabeller benämns som referens eller REF är från beräkningen i SWEPOS Beräkningstjänst.

Efter att samtliga metoders resultat redovisats sammanfattas de olika metodernas osäkerheter i avsnitt 5.2.5, i syfte att tydligare åskådliggöra skillnader mellan dem. Därefter ges en presentation av RMS som beräknats utifrån att resultatet från efterberäkningarna i LGO vore referenspunkter istället för de som beräknats i SWEPOS Beräkningstjänst. Slutligen presenteras höjddresultaten.

I bilaga A (Statisk mätning) visas resultaten från respektive statisk mätning från SWEPOS Beräkningstjänst ihop med kvalitetstal som medföljer i rapporten. Kvalitetstalen presenteras dels sammanfattade för samtliga mätningar och dels kompletta för en av mätningarna. I bilaga A visas även resultaten från efterberäkningen i LGO och delar av en rapport för en av mätningarna. I bilaga B (15p-RUFRIS), C (3p-RUFRIS), D (Dubbelmätning) och E (180 s-metoden) presenteras

samtliga etableringar och detaljpunktsinmätningar tillsammans med resultat från signifikanstester i dels nordlig och östlig riktning samt radiellt. I bilagorna är även de osäkerheter som beräknats av instrumenten efter varje etablering inkluderade. Eftersom att Dubbelmätning, till skillnad från de andra metoderna, genomfördes med bakåtojekt på samma punkter vid alla etableringar och med fem etableringar åt gången ingår en tabell i bilaga D som visar beräknade osäkerheter för bakåtojekten.

4.1 Plan

4.1.1 Jämförelse mellan referenspunkter och etableringsmetoder

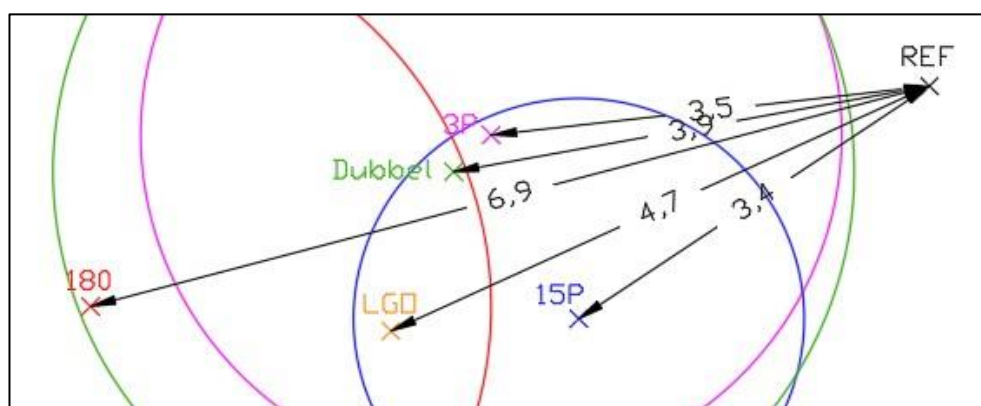
Vid tre tillfällen mättes etableringspunkten och detaljpunkten in med statisk GNSS-mätning som beräknades i SWEPOS Beräkningstjänst och resultatet från dem visas i tabell 3 och 4 där ett medelvärde har beräknats på dem. Medelvärdet från de statistiska mätningarna användes som referenskoordinater vid beräkning av RMS. Den radiella osäkerheten i plan för statistiska mätningar som efterberäknats i SWEPOS Beräkningstjänst uppskattas enligt Lantmäteriet (u.å.c) till 10 mm under förutsättning att ett antal kriterier är uppfyllda (Bilaga A). I tabellerna visas dessutom medelvärdena från respektive etableringsmetod med tillhörande radiell osäkerhet ($u(p)$) samt radiella avstånd ($\Delta(p)$) och bäringar (φ) till referenspunkterna. I tabell 3 och 4 ingår även hypotesprövningar, där samtliga ligger väl under 2 (konfidensnivå $\geq 95\%$). De varierar från 0,29 för 3p-RUFRIS vid detaljpunkten till 0,83 för 180 s-metoden, även den vid detaljpunkten. Resultatet innebär att där inte är någon signifikant skillnad mellan referenspunkterna och de olika etablerings-metoderna och att de därför kan anses vara samma punkt. I figurerna 10 och 11 visas hypotesprövningarna grafiskt, där osäkerheten för referenspunkterna är för stora för att visas.

I de två figurerna finns även medelvärdet från beräkningarna i LGO. Notera att denna ryms inom samtliga metoders konfidensintervall för etableringspunkten, medan referenspunkten inte ryms i någon av dem. Resultatet från varje enskild statisk GNSS-mätning som ingått i medelvärdesberäkningarna presenteras i bilaga A, både numeriskt och grafiskt.

Tabell 3: Etableringspunktens referenskoordinater (kursiverade), de olika etableringsmetodernas medelvärden, medelvärdenas osäkerheter samt differenserna och bäringarna mellan dem och referenskoordinaterna. I tabellen visas även resultatet från en hypotesprövning.

Etableringspunkt	N	E	u (\bar{x}_p) [mm]	Δ (p) [mm]	Bäring (gon)	Hypotesprövning
15p-RUFRIS	6728226,714	184830,434	0,9	3,4	62,045	0,34
3p-RUFRIS	6728226,716	184830,434	1,4	3,5	92,756	0,35
Dubbelmätning	6728226,715	184830,433	1,6	3,9	88,403	0,38
180 s-metoden	6728226,714	184830,430	1,6	6,9	83,291	0,68
LGO (statisk)	6728226,714	184830,433	-	4,7	72,285	-
Referens (SWEPOS)	6728226,716	184830,437	10	-	-	-

Figur 10: Varje etableringsmetods medelvärde och osäkerhet (2σ) för etableringspunkten samt referenspunkten och avstånden (mm) till den. Referenspunktens osäkerhet är jämfört med de andra för stor för att rymmas i figuren. Även medelvärdet från LGO-beräkningarna visas.



Från tabell 3 framgår det att referenspunkten för etableringspunkten är belägen i en ostnordostlig till östlig riktning från etableringsmetodernas medelvärden, vilket även framgår i figur 10. Bäringarna varierar mellan 62 och 93 gon och för 15-, 3p RUFRIS och Dubbelmätning varierar avstånden från 3 till 4 mm, där 15p-RUFRIS ligger närmst. 180 s-metodens medelvärde ligger dock 7 mm ifrån, vilket är nära det dubbla avståndet jämfört med de övriga. Från referenspunkten sett är samtliga medelvärden belägna inom en sektor på 31 gon.

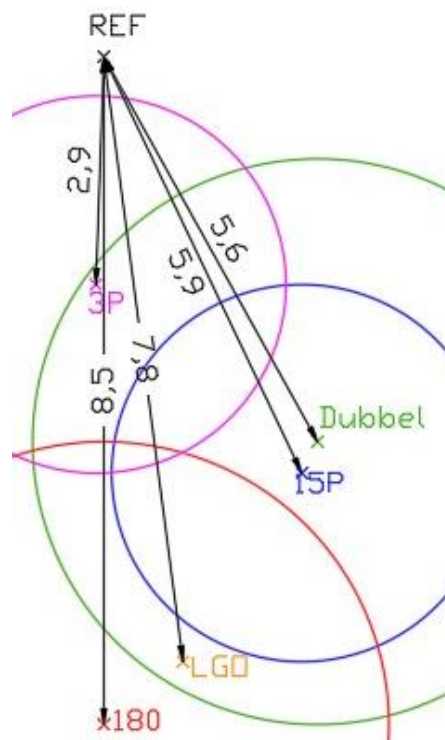
Vad gäller detaljpunkten, så varierar både avstånden och bäringarna betydligt mer, fastän att alla medelvärden är belägna söder om referenspunkten. Medelvärdena för 15p-RUFRIS och Dubbelmätning har liknande bäringar, 372 respektive 368 gon, och dessutom samma

avstånd på 6 mm, till referenspunkten. De två andra metodernas medelvärden har liknande bäringar, 0 och 3 gon medan avstånden skiljer sig betydligt (figur 11 & tabell 4). 180 s-metoden är även här längst ifrån referenspunkten på 8,5 mm.

Tabell 4: Detaljpunktens referenskoordinater (kursiverade), de olika etableringsmetodernas medelvärden, medelvärdenas osäkerheter samt differenserna och bäringarna mellan dem och referenskoordinaterna. I tabellen visas även resultatet från en hypotesprövning.

Detaljpunkt	N	E	u (\bar{x}_p) [mm]	Δ (p) [mm]	Bäring (gon)	Hypotes- prövning
15p-RUFRIS	6728228,603	184845,596	1,2	5,8	372,115	0,58
3p-RUFRIS	6728228,606	184845,593	1,2	2,9	2,959	0,29
Dubbelmätning	6728228,604	184845,596	1,8	5,5	368,089	0,55
180 s-metoden	6728228,600	184845,593	1,8	8,5	0,251	0,83
LGO (statisk)	6728228,601	184845,594	-	7,7	391,743	-
Referens (SWEPOS)	6728228,609	184845,593	10	-	-	-

Figur 11: Varje etableringsmetods medelvärde och osäkerhet (2σ) för detaljpunkten samt referenspunkten och avstånden (mm) till den. Referenspunktens osäkerhet är jämfört med de andra för stor för att rymmas i figuren. Även medelvärdet från LGO-beräkningarna visas.



Bäringen och avstånden mellan medelvärdena för etableringspunkten och detaljpunkten för respektive metod samt mellan de två referenspunkterna visas i tabell 5. I tabellen ingår även avstånd beräknade utifrån koordinater från LGO. 180 s-metoden har den mest avvikande bäringen med en differens på 31 mgon jämfört med referensbäringen och den har även ett av de mest avvikande avstånden. Närmst referensbäringen och referensavståndet ligger 3p-RUFRIS med differenser på 12 mgon respektive 3 mm. Notera LGO-medelvärdets likheter med etableringsmetodernas. Hos samtliga etableringsmetoder är bäringarna och avstånden större än vad de är för referenspunkterna. Om LGO-medelvärdet varit referens, skulle differenser haft både negativa och positiva tecken.

Tabell 5: Avstånd Δ (p) och bäringar (φ) mellan medelvärdena för etableringspunkten och detaljpunkten för respektive metod. Differenser är beräknade mot referensbäringen och referensavståndet.

Etableringspunkt till detaljpunkt	φ (gon)	Δ (φ) [mgon]	Δ (p) [m]	Δ (Δ (p)) [mm]
15p-RUFRIS	92,108	17	15,279	5
3p-RUFRIS	92,103	12	15,277	3
Dubbelmätning	92,112	21	15,280	6
180 s-metoden	92,122	31	15,280	6
LGO (statisk)	92,117	26	15,279	5
Referens (SWEPOS)	92,091	-	15,274	-

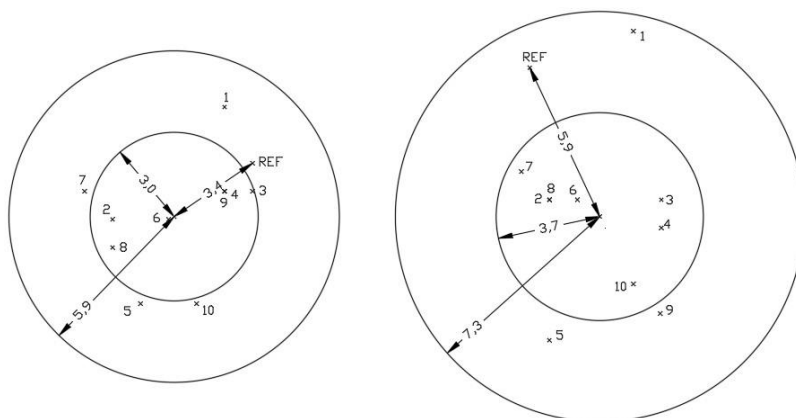
4.1.2 15p-RUFRIS

RUFRIS med 15 bakåtojekt visade sig i denna studie vara metoden med lägst standardosäkerhet och RMS vad gäller etableringspunkten. För de osäkerheter som presenterats i instrumentet efter varje etablering var medelvärdena 2,3 mm i både nordlig och östlig riktning (tabell 6). Dessa stämde tämligen väl överens med osäkerheter som beräknats baserat på de tio etableringarnas spridning kring sitt medelvärde, där motsvarande värden blev 2,1 mm i vardera riktningen med en konfidensnivå på $\geq 68,3$ %. Kvoten mellan den nordliga och östliga osäkerheten blev således 1,0 i bägge fallen, vilket innebär en symmetrisk spridning av punkterna. Samtliga punkter ligger innanför ≥ 95 % konfidensnivå, varav fyra ligger utanför $\geq 68,3$ %, där tre av de punkterna ligger precis utanför.

Fördelningen av punkterna hos detaljpunkten visar på ett liknande mönster som hos etableringarna men med en viss asymmetri mellan nordlig och östlig osäkerhet och en 0,7 mm större radiell osäkerhet (figur 12).

För etableringspunkten blev radiellt RMS 4,4 mm, vilket är det lägsta RMS bland samtliga metoder. För detaljpunkten blev motsvarande värde 6,8 mm (tabell 6).

Figur 12: Etableringarna (vänster) samt detaljpunktsinmätningarna (höger) från 15p-RUFRIS, numrerade i kronologisk ordning, med deras medelvärde och radiell standardosäkerhet med täckningsfaktor 1 och 2 (de två cirklarna). Avstånden anges i mm.



Tabell 6: Osäkerheter (1σ) och RMS i mm för 15p-RUFRIS, där osäkerheter för etableringspunkten innefattar både medelvärdet för de osäkerheter som beräknats av instrumenten efter varje etablering och även osäkerheter som beräknats baserat på de tio etableringarnas spridning kring sitt medelvärde. Kvoten indikerar på hur symmetrisk punkternas spridning blev.

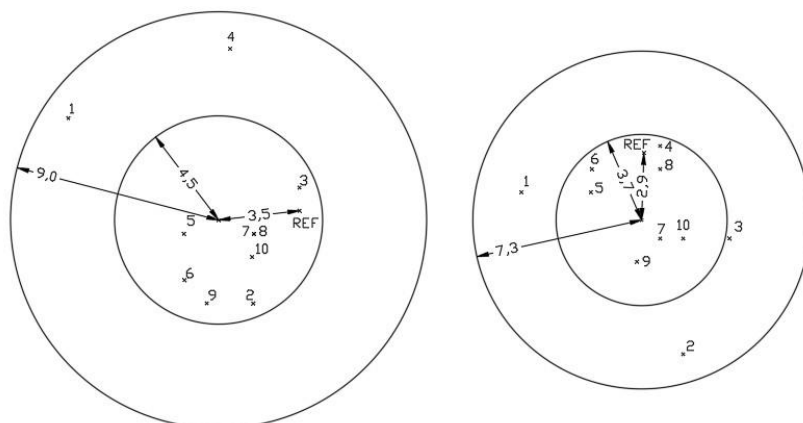
		Etableringspunkt	Detaljpunkt
u (N)	Beräknat	2,1	3,1
	Station	2,3	-
u (E)	Beräknat	2,1	2,0
	Station	2,3	-
u (N)/u (E)	Beräknat	1,0	1,5
	Station	1,0	-
RMS (SWEPOS)	N	2,7	6,0
	E	3,4	3,1

4.1.3 3p-RUFRIS

Osäkerheterna beräknade efter 3p-RUFRIS skiljde sig från andra metoder genom att osäkerheten för detaljpunkten var avsevärt mindre än den för etableringspunkten (figur 13). Skillnaden var störst i den nordliga osäkerheten, från 3,5 till 2,6 mm. Dessutom var symmetrin mellan den nordliga och östliga osäkerheten högre för detaljpunkten än för etableringspunkten. Kvoterna blev 1,3 respektive 1,0. De från instrumentet beräknade osäkerheternas medelvärde för etableringspunkten var jämnare och radiellt lägre än de beräknade, nämligen 2,7 och 2,9 mm jämfört med 3,5 och 2,8 mm i nordlig respektive östlig riktning.

RMS blev något större för etableringspunkten än den vid 15p-RUFRIS, men dock lägre för detaljpunkten. Radiell RMS blev 5,5 och 4,5 för etablerings- respektive detaljpunkten (tabell 7).

Figur 13: Etableringarna (vänster) samt detaljpunktsinmätningarna (höger) från 3p-RUFRIS, numrerade i kronologisk ordning, med deras medelvärde och radiell standardosäkerhet med täckningsfaktor 1 och 2 (de två cirklarna). Avstånden anges i mm.



Tabell 7: Osäkerheter (1σ) och RMS i mm för 3p-RUFRIS, där osäkerheter för etableringspunkten innefattar både medelvärdet för de osäkerheter som beräknats av instrumenten efter varje etablering och även osäkerheter som beräknats baserat på de tio etableringarnas spridning kring sitt medelvärde. Kvoten indikerar på hur symmetrisk punkternas spridning blev.

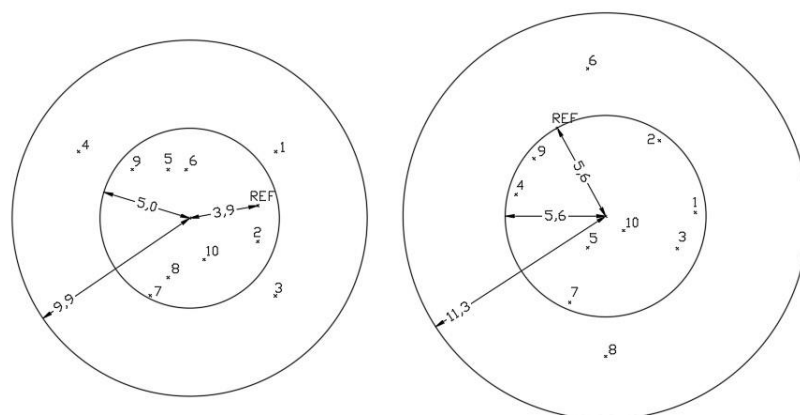
		Etableringspunkt	Detaljpunkt
u (N)	Beräknat	3,5	2,6
	Station	2,7	-
u (E)	Beräknat	2,8	2,6
	Station	2,9	-
u (N)/u (E)	Beräknat	1,3	1,0
	Station	0,9	-
RMS (SWEPOS)	N	3,4	3,8
	E	4,4	2,4

4.1.4 Dubbelmätning

Under inmätningarna av bakåtobjekten godkändes den andra inmätningen trots att toleranserna överskreds med 10 respektive 15 mm i plan i sjunde respektive åttonde etableringen, båda vid bakåtobjekt nummer 2 (figur 9). Vid bakåtobjekt 2 var det vid flera etableringar tvunget att genomföra ommätningar och ominiteringar för att toleranserna skulle klaras, vilket alltså inte hjälpte vid sjunde och åttonde etableringen.

Osäkerheterna för metoden Dubbelmätning för etableringspunkten var liknande i nordlig och östlig riktning både för osäkerheterna från instrumentet och de beräknade, dock med anmärkningsvärt högre värden i osäkerheterna från instrumentet (tabell 8). Detaljpunktens osäkerheter var större än de för etableringspunkten med, precis som vid 15p-RUFRIS, större osäkerhet i nordlig riktning än i östlig, vilket beror på den nordliga utbredningen hos punkterna 6 och 8 (figur 14). RMS blev radiellt 6,1 mm för etableringspunkten och 7,7 för detaljpunkten.

Figur 14: Etableringarna (vänster) samt detaljpunktsinmätningarna (höger) från Dubbelmätning, numrerade i kronologisk ordning, med deras medelvärde och radiell standardosäkerhet med täckningsfaktor 1 och 2 (de två cirklarna). Avstånden är i mm.



Tabell 8: Osäkerheter (1σ) och RMS i mm för Dubbelmätning, där osäkerheter för etableringspunkten innefattar både medelvärdet för de osäkerheter som beräknats av instrumenten efter varje etablering och även osäkerheter som beräknats baserat på de tio etableringarnas spridning kring sitt medelvärde. Kvoten indikerar på hur symmetrisk punkternas spridning blev.

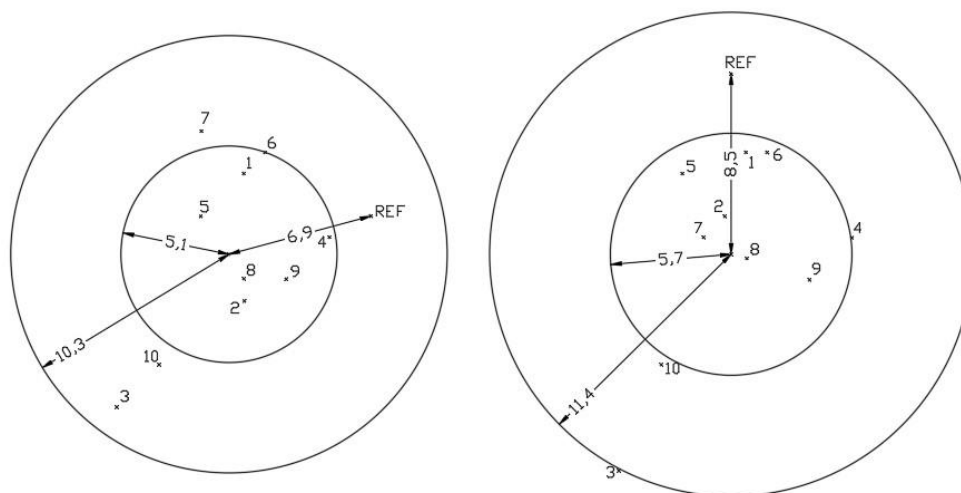
		Etableringspunkt	Detaljpunkt
u (N)	Beräknat	3,4	4,6
	Station	5,2	-
u (E)	Beräknat	3,6	3,3
	Station	6,1	-
u (N)/u (E)	Beräknat	0,9	1,4
	Station	0,9	-
RMS (SWEPOS)	N	3,3	6,5
	E	5,1	4,1

4.1.5 180 s-metoden

Detaljpunkt 3 i 180 s-metoden har valts att behållas eftersom att den vid signifikanstest fick 2,01 och därmed ligger mycket nära 2σ -cirkeln. Dessutom skulle en täckningsfaktor enligt t-fördelningen gjort att den med god marginal, hamnat innanför konfidensintervallet. Därför kunde den antas vara orsakad av ett slumpmässigt fel, precis som övriga punkter.

Radiellt fick 180 s-metoden den största osäkerheten både för etableringspunkten och detaljpunkten (figur 15). Båda punkterna hade osäkerheter som skiljde sig mycket mellan nordlig och östlig riktning, vilket däremot inte var fallet för osäkerheterna som beräknats i instrumenten, som dock var högre än de beräknade. Kvoterna var 1,5 (beräknat) och 0,9 mm (instrumenten) för etableringspunkten samt 1,4 mm för detaljpunkten (tabell 9). Osäkerhetens ökning från etableringspunkten till detaljpunkten var mindre än vad den var vid 15p-RUFRIS och Dubbelmätning. Även RMS blev störst bland alla metoder med 8,5 och 10,1 mm för etablerings- respektive detaljpunkten.

Figur 15: Etableringarna (vänster) samt detaljpunktsinmätningarna (höger) från 180 s-metoden, numrerade i kronologisk ordning, med deras medelvärde och radiell standardosäkerhet med täckningsfaktor 1 och 2 (de två cirklarna). Avstånden anges i mm.



Tabell 9: Osäkerheter (1σ) och RMS i mm för 180 s-metoden, där osäkerheter för etableringspunkten innefattar både medelvärdet för de osäkerheter som beräknats av instrumenten efter varje etablering och även osäkerheter som beräknats baserat på de tio etableringarnas spridning kring sitt medelvärde. Kvoterna indikerar på hur symmetrisk punkternas spridning blev.

		Etableringspunkt	Detaljpunkt
u (N)	Beräknat	4,2	4,7
	Station	4,3	-
u (E)	Beräknat	2,9	3,3
	Station	4,7	-
u (N)/u (E)	Beräknat	1,5	1,4
	Station	0,9	-
RMS (SWEPOS)	N	4,4	9,6
	E	7,2	3,1

4.1.6 RMS med LGO-koordinater

Som syntes i figurerna 10 och 11, var koordinaterna från de statistiska mätningarna som efterberäknats i LGO, närmre etableringsmetodernas medelvärden än vad de använda referenspunkterna från SWEPOS Beräkningstjänst var. Som jämförelse, presenteras i tabell 10 beräknat RMS med koordinater från LGO som referenspunkter. Det framgår att RMS då blev generellt lägre och även jämnare mellan metoderna. Framförallt syns en betydlig förbättring jämfört med tidigare för 180 s-metoden. För både etablerings- och detaljpunkten blev RMS lägst vid 15p-RUFRIS.

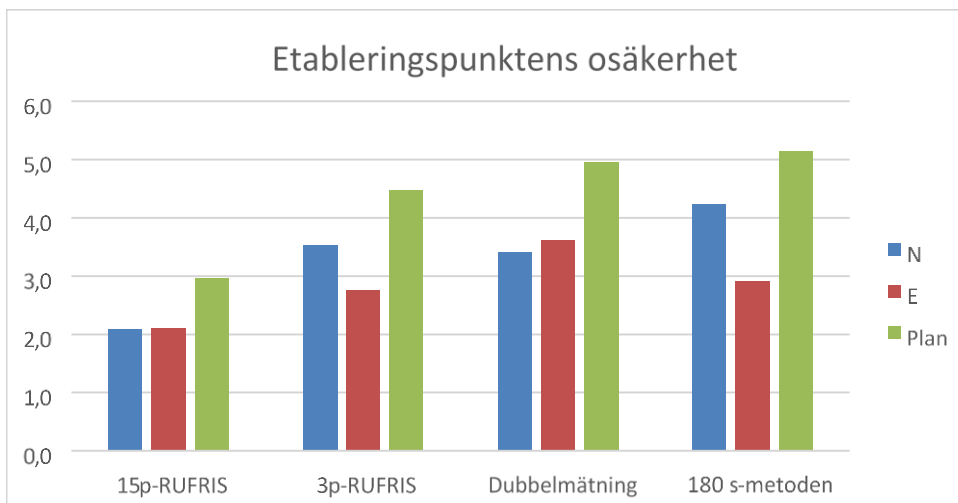
Tabell 10: RMS i mm beräknat med referenspunkter med koordinater från efterberäkning i LGO.

Etableringspunkten				Detaljpunkten			
Metod	RMS (N)	RMS (E)	RMS (p)	Metod	RMS (N)	RMS (E)	RMS (p)
15p-RUFRIS	2,0	2,5	3,2	15p-RUFRIS	3,8	2,4	4,5
3p-RUFRIS	3,7	2,7	4,6	3p-RUFRIS	5,4	2,7	6,0
Dubbelmätning	3,5	3,5	4,9	Dubbelmätning	5,2	3,5	6,3
180 s-metoden	4,0	3,6	5,4	180 s-metoden	4,5	3,3	5,6

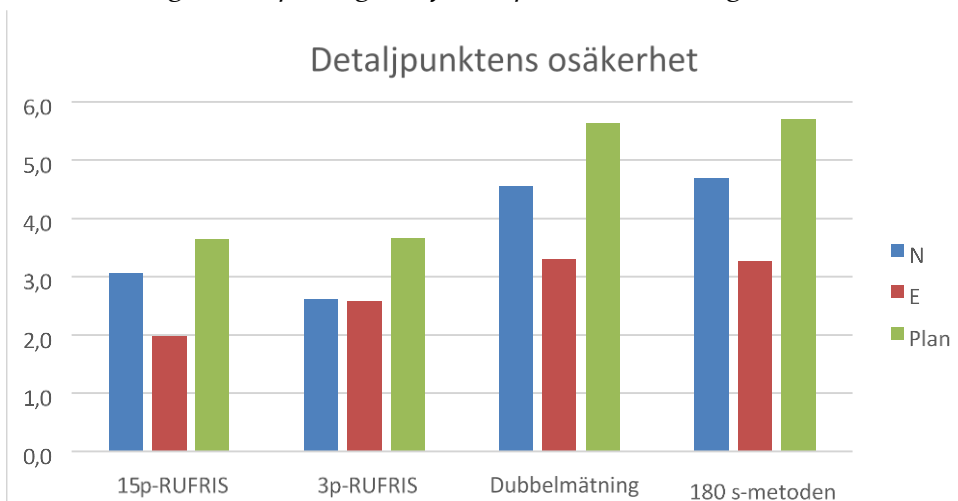
4.1.7 Sammanställning av osäkerheter

I figurerna 16 och 17 presenteras två stapeldiagram, ett för etableringspunkten och ett för detaljpunkten, innehållandes varje etableringsmetods beräknade standardosäkerhet (1σ) i plan, för att ge en ökad möjlighet till jämförelse mellan de olika metoderna.

Figur 16: Osäkerheter på 1 σ -nivå för etableringspunkten i nordlig (blå) och östlig (röd) riktning samt i plan (grön) för respektive etableringsmetod.



Figur 17: Osäkerheter på 1 σ -nivå för detaljpunkten i nordlig (blå) och östlig (röd) riktning samt i plan (grön) för respektive etableringsmetod.



4.2 Höjd

Referenshöjden bygger på två respektive tre statistiska mätningar för etablerings- respektive detaljpunkten, som medelvärde beräknats på. En av de statistiska mätningarna för etableringspunkten har valdes bort då höjden avviker signifikant gentemot de andra värdena. I tabellerna 11 och 12 visas de olika etableringsmetodernas medelvärden för höjd på respektive punkt med bl.a. RMS och hypotesprövning. I figurerna 18 och 20 presenteras differenser och osäkerheter i stapeldiagram. Referensmetodens osäkerhet är erhållen från Lantmäteriet (u.å.c), vilken är den förväntade osäkerheten i höjd vid statistisk mätning efter att vissa kriterier uppfyllts.

I figur 19 och 21 visas höjdernas variation i kronologisk ordning efter etableringsmetod. Separationen mellan varje punkt i x-led är dock konstant och motsvarar inte den tid det tog mellan varje etablering. Dessutom genomfördes varje metod vid olika dagar, under något olika tidpunkter. Observera även att vid Dubbelmätning fullföljdes fem etableringar åt gången med sex minuters förskjutning mellan varje etablering.

Hypotesprövningen resulterade i värden mellan 0,79 och 1,68, vilket innebar att ingen höjd skiljde sig signifikant från referenshöjden. Dock var två enskilda höjder, en för etablerings- och detaljpunkten vardera, vid 15p-RUFRIS, signifikant avvikande från sitt medelvärde (Bilaga B). Från signifikanstesterna erhöles värdena 2,02 resp. 2,08, vilka båda är nära 2. Ingen utslutning gjordes heller inte i det fallet, eftersom att de med god marginal ligger under de täckningsfaktorer som gäller för t-fördelningen vid 95 % konfidensnivå, vid nio frihetsgrader.

4.2.1 Etableringspunkten

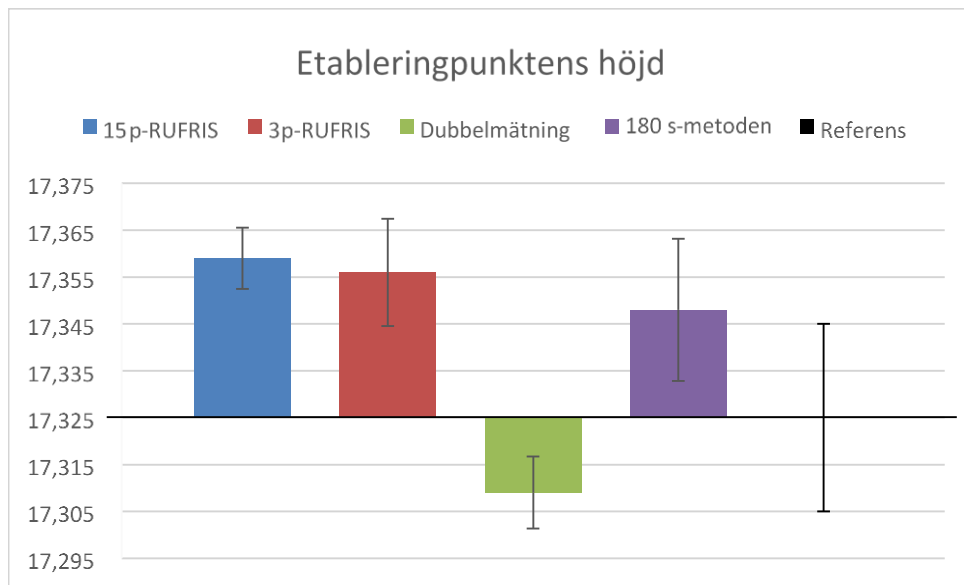
Bland etableringsmetoderna, har 15p-RUFRIS den lägsta beräknade osäkerheten på 3,3 mm medan 180 s-metoden har den klart högsta på 7,6 mm och däremellan ligger Dubbelmätning på 3,8 mm och 3p-RUFRIS på 5,7 mm. Medelvärdena för osäkerheterna som presenteras i instrumentet följer samma ordning som de beräknade (Bilaga B-E).

De två metoderna med lägst osäkerhet ligger anmärkningsvärt nog på varsin sida om referenshöjden, där 15p-RUFRIS är höjden som differerar mest av alla med en höjd på 34 mm över referenshöjden. Höjden från Dubbelmätning avviker minst från referenshöjden med -16 mm och är den enda metod som fick en genomsnittlig höjd under referenshöjden (tabell 11, figur 18).

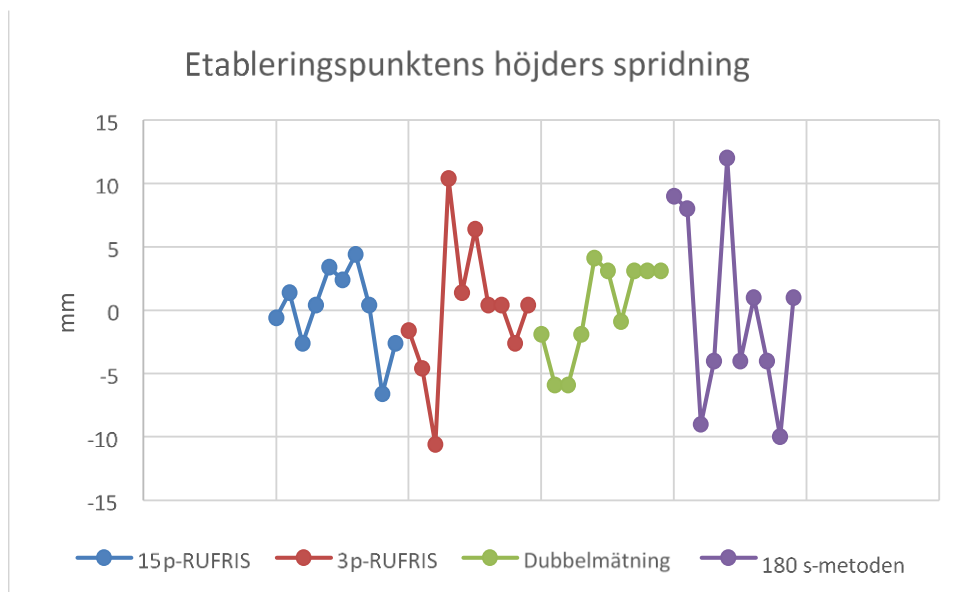
Tabell 11: Etableringspunktens medelhöjd och osäkerhet från respektive etableringsmetod samt referenshöjden, hypotesprövning och RMS.

Etableringspunkt	H	u (H) [mm]	Δ (H) [mm]	u (Δ (H)) [mm]	Hypotes- prövning	RMS [mm]
15p-RUFRIS	17,359	3,3	34	20,3	1,68	33,7
3p-RUFRIS	17,356	5,7	31	20,8	1,49	31,1
Dubbelmätning	17,309	3,8	-16	20,4	0,79	16,5
180 s-metoden	17,348	7,6	23	21,4	1,08	24,1
Referens (statisk)	17,32	20	-	-	-	-

Figur 18: Stapeldiagram över differenserna mellan etableringsmetodernas medelhöjder för etableringspunkten och referenshöjden, utgående från referenshöjden. Strecken motsvarar osäkerheter på 1σ .



Figur 19: Höjdernas spridning efter varje etablering, uppdelat efter respektive metod. Punkterna är i kronologisk ordning. Observera att höjderna är korrigerade så att samtliga metoders medelvärde är 0.



4.2.2 Detaljpunkten

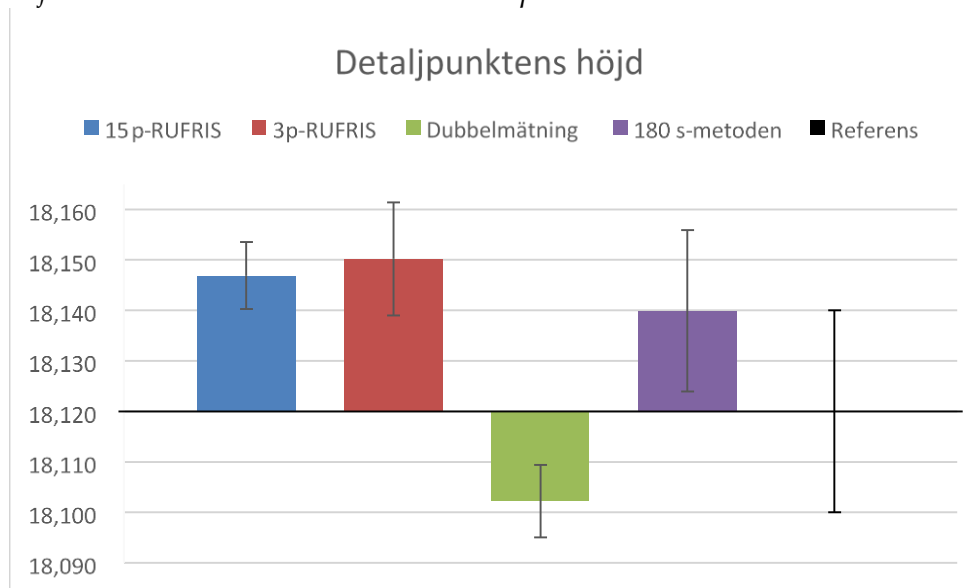
Osäkerheterna för detaljpunktsinmätningarna följer samma ordning med liknande värden som för etableringspunkten. Endast metoderna 3p-RUFRIS och 180 s-metoden fick andra beräknade osäkerheter, nämligen 5,6 respektive 8,0 mm (tabell 12).

Även höjdskillnaderna mellan respektive metods medelhöjd och referenshöjden var i liknande storleksordning, dock med något lägre värden. 3p-RUFRIS skiljde sig mest från referenshöjden med 30 mm över, följt av 15p-RUFRIS, 180 s-metoden och slutligen Dubbelmätning med en höjdskillnad på -18 mm, vilket återigen var den enda metod som resulterade i en lägre höjd än referenshöjden (figur 20). Figur 21 visar samma som figur 19 fast för detaljpunkten och därmed bör samma beaktanden göras vid tolkning av den.

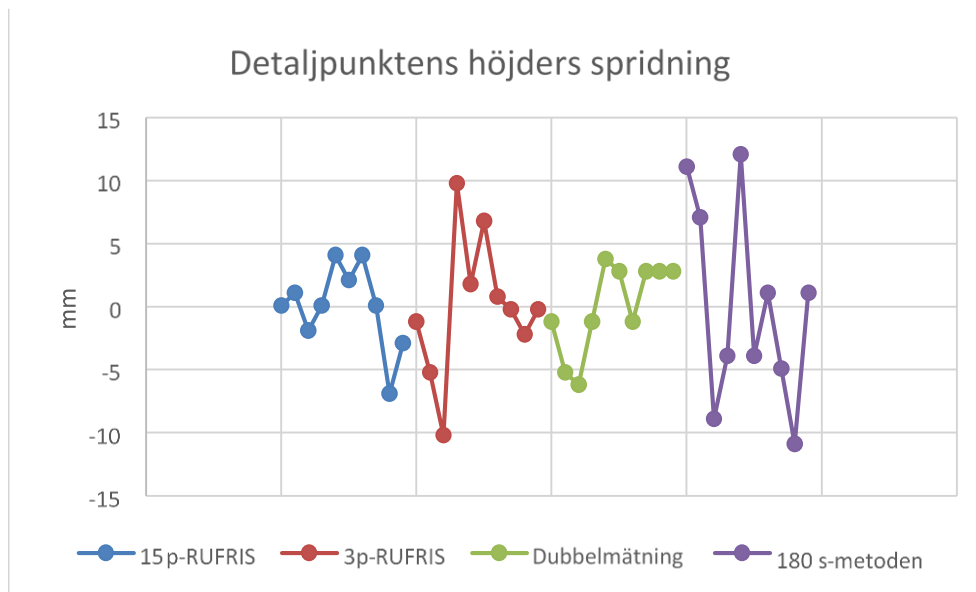
Tabell 12: *Detaljpunktens medelhöjd och osäkerhet från respektive etableringsmetod samt referenshöjden, hypotesprövning och RMS.*

Detaljpunkt	H	u (H) [mm]	Δ (H) [mm]	u (Δ (H)) [mm]	Hypotesprövning	RMS [mm]
15p-RUFRIS	18,147	3,3	27	20,3	1,33	26,8
3p-RUFRIS	18,150	5,6	30	20,8	1,44	30,3
Dubbelmätning	18,102	3,8	-18	20,4	0,88	18,4
180 s-metoden	18,140	8,0	20	21,5	0,93	21,0
Referens	18,120	20	-	-	-	-

Figur 20: *Stapeldiagram över differenserna mellan etableringsmetodernas medelhöjder för detaljpunkten och referenshöjden, utgående från referenshöjden. Strecken motsvarar osäkerheter på 1σ .*



Figur 21: Höjdernas spridning från varje detaljpunktsinmätning, uppdelat efter etableringsmetod. Punkterna är i kronologisk ordning. Observera att höjderna är korrigerade så att samtliga metoders medelvärde är 0.



5 Diskussion

5.1 Plan

Skillnaderna i standardosäkerhet och RMS mellan de olika etableringsmetoderna blev ej som förväntat (figur 16 och 17). Bl.a. bedömdes det att osäkerhet och RMS vid 3p-RUFRIS skulle bli nämnvärt större än för de övriga metoderna och att Dubbelmätning skulle få det allra lägsta RMS-värdet, eftersom att den tar hänsyn till de långvågiga variationerna vid nätverks-RTK-mätningar.

Vid jämförelser med tidigare studier bör det beaktas att de radiella osäkerheterna i denna studie varierar mellan 6 och 11 mm sett till både etablerings- och detaljpunkten på ≥ 95 % konfidensnivå. Det är lägre än i bl.a. Lundgren Nilsson och Jansson (2015), där det dock var osäkerheter för bakåtojekt som undersöktes. RMS i denna studie ligger samtliga under 1 cm medan de i Morosini (2017) är på centimeternivå. Med andra ord är det den inbördes ordningen mellan de olika metodernas resultat som är anmärkningsvärd i denna studie, inte minst att 3p-RUFRIS fick näst lägst osäkerhet.

En anledning till att en viss metod oväntat fick bättre resultat än en annan kan vara just att kvalitetsvärdena generellt är så låga att slumpmässiga variationer kan få en mindre osäker metod att verka sämre än generellt osäkrare metoder vid för små stickprov. Alltså är troligtvis tio etableringar per metod för få när fyra metoder med små skillnader i osäkerhet ska jämföras.

Antagandet att 3p-RUFRIS skulle få det sämsta resultatet berodde på att den har få bakåtojekt som dessutom bestämts med korta observationstider. Att varje enskild etablering vid 3p-RUFRIS skulle få låg osäkerhet, enligt de sigmavärden som presenteras i instrumentet var dock förväntat, på grund av korrelationen mellan mätningar vid tidsmässigt snabba etableringar. Däremot när resultatet från flera etableringar som gjorts under 1 h och 15 min räknas samman, antogs det att osäkerheterna skulle bli betydligt sämre. De osäkerheter som beräknats av instrumentet kan uppenbarligen ge fel uppfattning om en metods faktiska osäkerhet, vilken kan antas vara den osäkerhet som beräknades baserat på de tio etableringarna. Att föredra bör vara att använda en metod som efter varje etablering presenterar samma osäkerhet som den faktiska. Framförallt bör det inte vara så att den faktiska osäkerheten för en viss metod är större än de osäkerheter som visas i instrumentet, ty osäkerheter bör hellre antas vara högre än lägre än vad de egentligen är. Med hänsyn till det bör 3p-RUFRIS undvikas eftersom att det var den enda metod, där osäkerheter från instrumentet var lägre än de som beräknades i efterhand. Metoden 15p-RUFRIS var ensam om att ha liknande

osäkerheter från instrumentet som de beräknade, därmed kan den med avseende på osäkerhet ses som den pålitligaste metoden.

I Horemuz och Vium Andersson (2011) menade författarna att varje ytterligare bakåtoobjekt resulterar i en 5 % lägre osäkerhet i etableringen, för upp till tio bakåtoobjekt. Den radiella osäkerheten blev i denna studie 33 % lägre för etableringspunkten vid 15p-RUFRIS jämfört med 3p-RUFRIS. Förbättringen överensstämmer ganska väl med vad författarna konstaterat.

Eftersom att RMS motsvarar kvadratisk medelavvikelse, borde RMS från denna studie vara jämförbart med avvikelserna i Morosini (2017). En stor skillnad mellan studierna som bör beaktas är att endast en etablering och inmätning per fabrikat gjordes för varje observationstid och antal bakåtoobjekt i Morosinis studie. Det innebär ett svagare stöd för slutsatserna dragna däri. I båda studierna användes referensvärden som bestämts genom statisk GNSS-mätning utan egen referensstation, med efterberäkning i SWEPOS Beräkningstjänst. Dock, på grund av den relativt höga osäkerheten i den metoden bör skillnader mellan resultaten inte användas till att dra några slutsatser.

Osäkerheten för bakåtoobjekt som jämfördes i Lundgren Nilsson och Jansson (2015), mellan metoderna RUFRIS (10 s observationstid), 180 s-metoden och Dubbelmätning (10 s observationstid och 45 min tidsseparation.), visade att de två senare metodernas bakåtoobjekts osäkerheter var lägre än den vid RUFRIS. Därmed borde även etableringar gjorda mot sådana bakåtoobjekt bli mindre osäkra, vilket alltså inte kunde ses i denna studie. Med facit i hand skulle det antagligen varit klokt att mäta in bakåtoobjekten för samtliga metoder på exakt samma markerade punkter så att även bakåtoobjektens osäkerheter kunnat undersökas och jämföras mellan respektive metod. Med bakåtoobjekt på samma punkter skulle dessutom geometriskillnader mellan metodernas bakåtoobjekt kunna uteslutas som en påverkan på resultatet.

Trots att resultatet från metoden Dubbelmätning var tillfredställande bör ett antal faktorer som kan påverka resultatet diskuteras. Eftersom att totalstationen inte mätte direkt efter återbesöket (den andra inmätningen) vid varje bakåtoobjekt, behövde fler centreringar över bakåtoobjekten göras än vad metoden egentligen kräver, vilket ger en ökad centreringsosäkerhet, även om punkterna var markerade. Vid varje centrering kan dessutom lodningen av stången ha varierat något, vilket ger ökad centreringsosäkerhet desto högre prismahöjd som används.

Vilken tidsseparation som används är självklart en central fråga vid Dubbelmätning och vad som är den mest optimala sådan behöver

nog undersökas närmre. Något olika tider omnämns i olika studier, vilket bl.a. beror på om det är tidskorrelationen för höjd eller plan som ska reduceras och även på SWEPOS-nätets förtättningsgrad. Dessutom menar Lantmäteriet (2017a) att tiderna även beror på avståndet till referensstationerna, vilket inte nödvändigtvis ska likställas med nätets förtättningsgrad. I denna studie var den närmsta referensstationen ett par hundra meter bort, vilket kan ha gjort att en betydligt kortare tidsseparation än 30 min, skulle kunna ha varit tillräcklig.

Osäkerheten i detaljpunktsinmätningarna bedöms framförallt, förutom den från etableringspunkten, ha påverkats av olika osäkra orienteringar, vilket bör ha indikerats av en större ökning av osäkerheten i nordlig än i östlig riktning eftersom att bäringen till detaljpunkten från etableringspunkten var nära 100 gon. Genom att ha ett par bakåtojekt på längre avstånd från totalstationen ska osäkerheten i orientering enligt Horemuz och Vium Andersson (2011) bli lägre och i denna studie användes ungefär samma avstånd mellan station och bakåtojekt för alla metoder.

Två av metoderna, 15p-RUFRIS och Dubbelmätning, gick från en god symmetri mellan den nordliga och östliga osäkerheten vid etableringspunkten till asymmetri med en större nordlig osäkerhet vid detaljpunkten, vilket sannolikt beror på en osäker orientering. För 3p-RUFRIS blev det tvärtom och dessutom en minskning i radiell osäkerhet, till vilket en rimlig förklaring inte kan ges, men att det orsakades av slumpen är inte orimligt.

5.2 Höjd

Vid höjdmätning med GNSS bör minst en höjdfix eller kontrollpunkter med kända höjder ingå bland punkterna som mäts. Detta för att ha en referenshöjd för höjdmätningarna vilket leder till att osäkerheterna för GNSS-mätningarna kan sänkas (Vium Andersson, 2012). Utifrån höjddata i denna studie kan det konstateras att en tillförlitlig höjdfix är nödvändig om pålitligheten hos höjderna ska motsvara den i plan.

15p-RUFRIS fick den lägsta osäkerheten i höjd, vilket styrker det som Horemuz och Vium Andersson (2011) kom fram till med sin studie, att flera bakåtojekt minskar osäkerheten i höjd. Dock blev RMS för 15p-RUFRIS den högsta för etableringspunkten och näst högst för detaljpunkten. Dubbelmätning som hade näst lägst osäkerhet fick däremot lägst RMS på båda punkterna. Med ett sådant resultat är det svårt att bestämma vilken etableringsmetod som är bäst för höjd. I toleransrekommendationer är det inte ovanligt att toleranser ges i form av maximalt tillåten osäkerhet som i Lantmäteriet (2017b). Med avseende på osäkerheterna som angavs i instrumentet efter etable-

ring, är det nämligen enbart 15p-RUFRIS som vid alla etableringar klarade toleransen i höjd. Förutsatt att referenshöjden är korrekt skulle 15p-RUFRIS i sådana fall resultera i en ca 35 mm fel höjd medan Dubbelmätning skulle ge en endast 15 mm fel höjd fast med en aning högre osäkerhet. Därför borde toleranser kanske snarare anges som dels absoluta och dels relativa osäkerheter.

En stor osäkerhetskälla för höjdmätningarna i denna studie är den manuella mätningen med måttband som användes för att mäta instrument- och signalhöjder. Det kan ha orsakat den avvikande avvikelserna för höjden för Dubbelmätning gentemot de andra metoderna, vilket i sådana fall skulle klassas som ett grovt fel. Dock är det inte troligt om hänsyn tas till höjdskillnaderna mellan respektive metods medelvärden för etablerings- och detaljpunkten. Där skiljer sig inte Dubbelmätning från någon annan metod nämnvärt, vilket i sådana fall skulle innebära att både instrument- och signalhöjd blev lika mycket felaktigt inmätta, vilket är osannolikt.

I Lundgren Nilsson och Jansson (2015) blev osäkerheten på bakåtobjekt inmätta med de olika metoderna 10 s, återbesök och 180 s-metoden 24, 22 respektive 18 mm. Storleksordningen kan jämföras med den för osäkerheterna för etableringarna med 3p-RUFRIS, Dubbelmätning och 180 s-metoden eftersom att lika många bakåtobjekt användes för dem. Dock har de två förstnämnda genomförts med något lägre observationstider och tidsseparation. Vid jämförelse är det 180 s-metoden som sticker ut, ty den fick störst höjdosäkerhet i denna studie med nästan dubbelt så stor osäkerhet som den med lägst, Dubbelmätning. Skillnaden kan som det redan konstaterats i 5.1 bero på att bakåtobjekten inte mättes in på samma punkter vid varje metod, vilket, om det gjorts, även skulle ta bort de små geometriska skillnaderna hos bakåtobjekten mellan metoderna.

5.3 Referensmetoden

Referenspunkternas relativt höga osäkerheter är troligtvis orsaken till att de beräknade RMS-värdena blev så stora och att de ligger öster respektive norr om etablerings- respektive detaljpunkten. Med avseende på tabell 4, i vilken längder mellan de olika metodernas medelvärden för etableringspunkt och detaljpunkt presenteras, är det till och med troligt att referenspunkterna ska ha koordinater längre från varandra. Det går att anta eftersom att avstånden för etableringsmetoderna härrör från längdmätningar med totalstation, vilket är en metod med låg osäkerhet.

Genomsnittsavståndsskillnaden mellan etablerings- och detaljpunkten för etableringsmetoderna respektive referenspunkterna är 5 mm (tabell 5). Om exempelvis referenspunkten för etableringspunkten egentligen skulle varit 5 mm längre mot medelvärdet för

180 s-metoden och referenspunkten för detaljpunkten skulle varit 4 mm söderut, skulle RMS för de två metoderna vara betydligt lägre och avståndsskillnaden vara nära 0 mm. När referenspunkterna istället hade de koordinater som beräknats i LGO var motsvarande genomsnittsavståndsskillnad 0 mm och deras koordinater var snarare mitt emellan medelvärdena för 180 s-metoden, 15p-RUFRIS och Dubbelmätning, än utanför alla metodens medelvärden.

En längre observationstid för de statistiska mätningarna skulle säkert resultera i en lägre osäkerhet men utifrån Lantmäteriet (2017c) är osäkerhetsförbättringen långsam när observationstiderna ökas efter två timmar. Därför skulle observationstiden nog behövt ökas väsentligt för att uppnå tillfredsställande osäkerheter för referenspunkterna.

När studerade metoder uppnår osäkerheter och absoluta skillnader på ett antal millimeter är det särskilt viktigt att så många variabler som möjligt elimineras, så att det i så stor utsträckning som möjligt är metoderna som jämförs och inte något annat. Om det exempelvis förutsätts att referenspunkterna från SWEPOS Beräkningstjänst är helt korrekta kan det misstänkas att där är en systematisk skillnad mellan nätverks-RTK-mätningar och resultatet som fås vid efterberäkning av statistiska GNSS-mätningar. För att säkert få referenspunkter utan systematiska skillnader från de undersökta metoderna skulle de eventuellt kunna mätas in med nätverks-RTK under en längre tid. Då skulle samma metod användas som den som etableringarna grundar sig i. Observationstiden skulle precis som vid statistisk mätning behöva anpassas efter önskad osäkerhet. Risken för ökad korrelation bör dock beaktas om samma mätteknik används som referensmetod som i de undersökta metoderna. Den systematiska skillnaden verkar inte råda bland resultatet från LGO, vilket troligtvis beror på att referensstationen i de beräkningarna även har haft ett stort inflytande i nätverks-RTK-mätningarna. Det behöver däremot inte innebära att riktigheten är bättre i det resultatet, utan endast att det stämmer bättre överens med nätverks-RTK.

Trots den antagna höga osäkerheten hos referenspunkterna på 20 mm verkar höjdskillnaden mellan de båda vara relativt korrekt, vilket indikeras av att RMS för respektive metod är ungefär lika stora för etableringspunkten som hos detaljpunkten. Dock, att dra några slutsatser om referenshöjdernas absoluta noggrannhet är svårt, eftersom att höjderna från respektive etableringsmetod varierade så pass mycket.

5.4 Signifikans

I studien valdes det att använda en och samma täckningsfaktor oavsett dimension, som i idealfall är för hög för en konfidensnivå på 95 % i 2D. Täckningsfaktorn ansågs dock motiverad eftersom att insikten om korrelationen mellan koordinaterna var dålig och för att det ofta rådde en asymmetri mellan den nordliga och östliga osäkerheten för ett antal av punkterna, oftast för detaljpunkten. Enligt Persson (2016) behöver högre täckningsfaktorer användas för att kompensera för sådant. Dessutom var antalet observationer endast tio, vilket var ytterligare en anledning till att ha en högre täckningsfaktor.

Ett sätt att få en indikation på om den valda täckningsfaktorn var korrekt och om data var någorlunda normalfördelat är att titta på hur många av alla punkter som vid signifikanstest, fick värden mellan 0 och 1, 1 och 2 samt 2 och 3. Om de angivna konfidensnivåerna är någorlunda korrekta borde alltså sju av dem vara mellan 0 och 1, två eller tre mellan 1 och 2 och noll eller en mellan 2 och 3. I bilagorna B-E, under radiell signifikans, kan det ses att minst sju av alla punkter har en signifikans mellan 0 och 1 i varje metod, bortsett från etableringspunkten vid 15p-RUFRIS, vilken har sex. Resten av punkterna har signifikanser mellan 1 och 2 bortsett från en punkt vid 180 s-metoden, där en punkt har signifikans precis över 2. Höjdernas fördelning inom de olika signifikansintervallen stämmer också bra, bortsett från vid 180 s-metoden. Utifrån det, kan det konstateras att en täckningsfaktor på 2 var ett lämpligt val både för höjder och i plan.

Alternativa tillvägagångssätt än den om radiella konfidensintervall finns, som skulle kunna ge andra resultat, d.v.s. utslutningar av etableringar och detaljpunkter. Konfidensintervall skulle exempelvis kunna beräknas i 2D som osäkerhetsellipser, där den nordliga och östliga osäkerheten behålls i respektive riktning men att andra osäkerheter gäller i andra riktningar baserat på korrelationen mellan de två osäkerhetskomponenterna. Dock kunde inte korrelationen uppskattas utifrån de genomförda mätningarna och beräknings-sätten.

Signifikanstester genomfördes även i 1D för nordlig respektive östlig riktning (Bilaga B-E), och om de skulle vara beslutsgrundande i frågan om utslutning, skulle en bedömning behöva göras huruvida det räcker att punkten är signifikant avvikande i en riktning eller om den behöver vara det i både nordlig och östlig riktning för att utslutas.

6 Slutsats

Följande slutsatser har gjorts utifrån resultat från denna studie med de förutsättningar och avgränsningar som förelagat.

6.1 Utvärdering av metoderna

- De två RUFRIIS-metoderna uppnår de bästa resultaten i både osäkerhet och RMS och är enkla att genomföra eftersom att instrumentens standardinställningar är bättre anpassade för dem och de går snabbast att utföra. Dessutom krävs ingen ytterligare utrustning, än den som oftast används senare vid utsättning och inmätning. Trots den extra tid det tar att genomföra 15p-RUFRIIS, bör den användas för att få pålitligare, mer symmetriska och lägre osäkerheter på etableringspunkten. Det bör beaktas att vid etablering med 3p-RUFRIIS, presenteras en lägre osäkerhet i instrumentet än den egentliga osäkerheten, vilket gör den olämplig vid arbeten när osäkerheter ska redogöras för.
- Dubbelmätning tar längst tid att genomföra av de undersökta metoderna men en fördel är att toleranser kan användas vilket innebär en god kontrollerbarhet. Med det använda instrumentet var den opraktisk eftersom att bakåtobjekten först behövde bestämmas och därefter kunde en traditionell fri stationsetablering göras mot dem, vilket ökar centreringosäkerheten. Tydliga punkter eller markeringar i marken krävs. En högre osäkerhet presenteras vid etablering än den egentliga, vilket innebär att en minsta osäkerhet kan garanteras.
- 180 s-metoden får sämst resultat med avseende på osäkerhet och RMS och dessutom störst asymmetri mellan den nordliga och östliga osäkerheten. Även om RMS i denna studie bör tolkas med en viss försiktighet, på grund av osäkra referenspunkter, går det att konstatera att det är en icke försumbar radiell skillnad mellan koordinaterna för 180 s-metoden och de övriga metoderna.

6.2 Toleranser i HMK

Plan

- Utifrån standardosäkerheter beräknade på de tio etableringarna för varje metod uppfyller samtliga metoder både de högre och lägre toleranserna för fri stationsetablering i HMK – Terrester detaljmätning 2017.
 - Dock, baserat på osäkerheter beräknade av instrumentet efter varje etablering bör inte Dubbelmätning eller 180 s-metoden användas, eftersom

att de inte uppfyllde de högre toleranserna vid varje etablering. Vid 3p-RUFRIS är de presenterade osäkerheterna lägre än vad de faktiskt är, vilket gör metoden olämplig.

- Slutsats: För att säkert klara toleranserna i plan, genomför fri stationsetablering med 15p-RUFRIS vid både lägre och högre krav.

Höjd

- För höjd uppfylldes de högre toleranserna utifrån beräknade standardosäkerheter för alla metoder utom 180 s-metoden.
 - Sett till de instrumentberäknade osäkerheterna är det enbart 15p-RUFRIS som uppfyller de högre toleranserna för samtliga tio etableringar.
 - Slutsats: För höjd, använd 15p-RUFRIS när etableringar enligt lägre krav är tillräckliga. Vid högre krav bör höjden hämtas från en tillförlitlig höjdfix.

Slutsats

- För att klara toleranser i plan och höjd bör 15p-RUFRIS användas både vid lägre och högre krav men vid högre krav bör dock höjden hämtas från en höjdfix genom trigonometrisk höjdmätning, alternativt genom avvägning.

6.3 Inmätning av detaljpunkt

Förutom de osäkerheter i plan och höjd som uppnåtts vid etablering är det huvudsakligen osäkerheten i orienteringen samt instrumentets osäkerhet för vinkel- och längdmätning som påverkar inmätta detaljpunkters osäkerhet. Eftersom att alla metoder är genomförda med samma instrument och etableringarnas och detaljpunkternas osäkerheter är kända kan metoderna rangordnas efter orienteringsosäkerhet. 3p-RUFRIS anmärkningsvärda förbättring i osäkerhet från etablerings- till detaljpunkt antas vara orsakad av slumpen och någon slutsats kommer därför inte dras om dess detaljpunktsinmätningar.

Plan och höjd

- Samtliga metoder (exkl. 3p-RUFRIS) resulterar i asymmetriska osäkerheter för detaljpunkten. 15p-RUFRIS ger dock lägst osäkerhet.
- Eftersom att 180 s-metoden fick den lägsta ökningen i nordlig (ungefär vinkelrätt mot mätriktningen) osäkerhet från etablerings- till detaljpunkten bedöms orienteringsosäkerheten bli lägst hos den metoden.

Slutsats

Trots låg osäkerhet i orientering med 180 s-metoden bör 15p-RUFRIS användas vid etablering för detaljpunktsinmätning, för att uppnå låg osäkerhet hos inmätta detaljer. Slutsatsen går i linje med slutsatsen som drogs om bästa etableringsmetod i 6.2.

6.4 Beskrivning i HMK

Följande slutsatser och avsnittshänvisningar avser HMK – GNSS-baserad detaljmätning (Lantmäteriet 2017a).

- RUFRIS med minst 15 bakåtojekt bör lyftas fram som den mest användarvänliga och minst osäkra metoden för GNSS-integrerad stationsetablering. Osäkerheten gäller åtminstone om antalet bakåtojekt för de presenterade metoderna hålls på minsta rekommenderade antal, d.v.s. 15 för RUFRIS och 3 för de övriga.
- Påståendet om att slumpmässig osäkerhet helt kan hanteras för 180 s-metoden i 3.2.2 bör ses över, eftersom att det ger intrycket av att metoden ger bakåtojekt med nästan obefintliga osäkerheter så länge instrumentet är kalibrerat. Slumpmässiga och systematiska osäkerheter bör snarare skrivas som kortvågiga respektive långvågiga variationer.
- I avsnittet 3.2.2 om upprepad mätning med tidsseparation skulle det underlätta om lämpliga tidsseparationer förklarades i större utsträckning. Den nuvarande beskrivningen lämnar många beslut hos utföraren, exempelvis genom påståendet att tidsseparationen bör vara längre än våglängden i den långvågiga variationen. Antagligen undviks Dubbelmätning ofta på grund av bristande kunskap om den rådande långvågiga variationen på en viss plats och tidpunkt. Exempel på hur den långvågiga variationen kan arta sig, i form av bl.a. grafer, bör introduceras, för att visa för läsaren vad som faktiskt avses med uttrycket. Dessutom kan det nämnas, om Dubbelmätning, att längre observationstider än 5 s kan vara värt att använda, när metoden ändå tar så lång tid.

6.5 Förslag till vidare studier

Generellt behöver fler studier göras kring de tre mindre studerade metoderna 3p-RUFRIS, Dubbelmätning och 180 s-metoden. Framtida studier bör göras med referenspunkter med lägre osäkerhet än de i denna studie. Dessutom är det lämpligt att bakåtojekt är inmätta på samma punkter vid varje etablering och metod. För Dubbelmätning och 180 s-metoden bör dessutom effekten av fler bakåtojekt undersökas. Följande slutsatser om framtida studier har kunnat göras utifrån resultatet i denna studie:

- 3p-RUFRIS, som bedöms vara vanligt använd i mättningsbranschen, fick i denna studie bättre resultat än förväntat. För att vidare undersöka metodens för- och nackdelar bör fler studier göras. För att ge bättre jämförelser med andra metoder bör den totala tiden att utföra alla etableringar göras lika lång som det tar att genomföra alla etableringar för metoden den ska jämföras med. Då blir påverkan av den långvågiga variationen likvärdig mellan metoderna.
- Få studier är gjorda om fri stationsetablering med nätverks-RTK där bakåtojekt bestäms genom metoden Dubbelmätning, vilket behövs för att få en säkrare uppfattning om metodens för- och nackdelar. Dessutom behöver metoderna undersökas med olika tidsseparationer för både plan och höjd. Även längre observationstider och fler bakåtojekt än tre kan vara värt att studera. Exempelvis kan det undersökas hur många bakåtojekt som krävs för att metoden ska klara de lägre toleranserna för fri stationsetablering.
- Skillnaden som i denna studie uppstod mellan resultaten från efterberäkningarna av rådata från statisk mätning i LGO respektive SWEPOS Beräkningstjänst bör studeras närmre. Det bör undersökas vilka faktorer som påverkar skillnaden och när det är lämpligare att använda den ena efterberäkningsmetoden framför den andra.

Referenser

- Emardson, R., Jarlemark, P., Bergstrand, S., Nilsson, T. & Johansson J. (2009). *Measurement accuracy in Network-RTK* (SP Report 2009:23). Borås: SP. Från https://www.lantmateriet.se/globalassets/kartor-och-geografisk-information/gps-och-matning/geodesi/rapporter_publicationer/publikationer/measurementaccuracy-in-network-rtk.pdf
- Engfeldt, A., Jivall, L. (2003). *Så fungerar GNSS* (LMV-rapport 2003:10). Gävle: Lantmäteriet. Från https://www.lantmateriet.se/globalassets/kartor-och-geografisk-information/gps-och-matning/geodesi/rapporter_publicationer/rapporter/lmv_rapport_200310_sa_fungerar_gnss.pdf
- Horemuz, M., & Vium Andersson, J. (2011). Analysis of the precision in free station establishment by RTK GPS. *Survey Review* 43(323), 679–686. doi:10.1179/003962611X13117748892515
- Jansson, P., & Persson, C. G. (2013). The effect of correlation on uncertainty estimates—with GPS examples [Diagram]. *Journal of Geodetic Science*, 3(2), 111–120. doi:10.2478/jogs-2013-0016
- JCGM (2008). *Guide to the expression of uncertainty in measurement—JCGM 100:2008* (GUM 1995 with minor corrections). Hämtad 9 april, 2018, från https://www.bipm.org/utils/common/documents/jcgm/JCGM_100_2008_E.pdf
- Lantmäteriet m.fl. (2013). *Geodetisk och fotogrammetrisk mättnings-och beräkningsteknik*. Hämtad 10 maj, 2018, från <https://www.lantmateriet.se/globalassets/om-lantmateriet/var-samverkanmed-andra/handbok-mat--och-kartfragor/utbildning/kompendium20131028.pdf>
- Lantmäteriet (2018). *Jonosfärmonitor* [diagram]. Hämtad 25 april, 2018, från https://swepos.lantmateriet.se/tjanster/jonomonitor/images/iono_var_3_20180405.png . (CC0 BY 1.0) <https://creativecommons.org/publicdomain/zero/1.0/legalcode.de.de>
- Lantmäteriet (2017a). *HMK – GNSS-baserad detaljmätning 2017*. Hämtad 29 januari, 2018, från https://www.lantmateriet.se/globalassets/omlantmateriet/var-samverkan-med-andra/handbok-mat--och-kartfragor/dokument/2017/hmk-gegnss-det_2017.pdf

- Lantmäteriet (2017b). *HMK – Terrester detaljmätning 2017*. Hämtad 29 januari, 2018, från https://www.lantmateriet.se/globalassets/om-lantmateriet/varsamverkan-med-andra/handbok-mat--ochkartfragor/dokument/2017/hmk-terdet_2017.pdf
- Lantmäteriet (2017c). *HMK – Stommätning 2017*. Hämtad 28 mars, 2018, från https://www.lantmateriet.se/globalassets/om-lantmateriet/var-samverkanmed-andra/handbok-mat--ochkartfragor/dokument/2017/hmkstom_2017.pdf
- Lantmäteriet (2017d). *HMK – Geodatakvalitet 2017*. Hämtad 19 april, 2018, från https://www.lantmateriet.se/globalassets/om-lantmateriet/var-samverkanmed-andra/handbok-mat--ochkartfragor/dokument/2017/hmk_geodatakvalitet_2017.pdf
- Lantmäteriet (2017e). *HMK – Geodetisk infrastruktur 2017*. Hämtad 15 maj, 2018, från https://www.lantmateriet.se/globalassets/om-lantmateriet/varsamverkan-med-andra/handbok-mat--ochkartfragor/dokument/2017/hmk-geinfra_2017.pdf
- Lantmäteriet (u.å.a). *Förväntad mätosäkerhet*. Hämtad 28 januari, 2018, från Lantmäteriet, <https://swepos.lantmateriet.se/tjanster/realtid/natverksrtk/matosakerhet.aspx>
- Lantmäteriet (u.å.b). *Felkällor vid GNSS-mätning*. Hämtad 14 mars, 2018, från Lantmäteriet, <http://www.lantmateriet.se/Kartor-och-geografisk-information/GPS-och-geodetisk-matning/GPS-och-satellitpositionering/Metoder-for-GNSS-matning/Felkallor-vid-GNSS-matning>
- Lantmäteriet (u.å.c). *Beräkningsresultatet*. Hämtad 21 april, 2018, från Lantmäteriet, <https://swepos.lantmateriet.se/tjanster/efterberakning/berakningstjanst/berakningsresultat.aspx>
- Lantmäteriet (u.å.d). *Jonosfärsmonitorn*. Hämtad 23 april, 2018, från <https://swepos.lantmateriet.se/tjanster/jonomonitor/jonomonitor.aspx>
- Lundgren Nilsson, L., & Jansson, P. (2015). Stomnässtrategi - Inför en framtida kommunal stomnässtrategi i plan. *Sinus*, (3), 21–22. Hämtad 26 januari, 2018, från <http://www.skmf.nu/attachments/article/77/Stomnatsstrategi.pdf>
- Morosini, D. (2017). *Förväntad mätosäkerhet vid realtidsuppdaterad fri stationsetablering: En jämförelsestudie av olika fabrikat* Examensarbete, Högskolan i Gävle. Från

<http://hig.divaportal.org/smash/get/diva2:1152235/FULLTEXT01.pdf>

- Mårtensson, S.-G. (2016). *Geodetisk mätning och beräkning*. Gävle: Högskolan i Gävle.
- Odijk, D., Teunissen, P. (2011). A theoretical study on the bottlenecks of GPS phase ambiguity resolution in a CORS RTK Network. *Journal of Geodetic Science*, 1(2), 143–153. doi: 10.2478/v10156-010-0017-0
- Odolinski R. (2010). *Studie av noggrannhet och tidskorrelationer vid mätning med nätverks-RTK* (LMV-Rapport, 2010:2). Gävle: Lantmäteriet. Från https://www.lantmateriet.se/globalassets/om-lantmateriet/diariet-och-arkivredovisning/rapporter/2006_2012/lmv-rapport_2010_2.pdf
- Odolinski, R. (2012). Temporal correlation for network RTK positioning. *GPS Solutions*, 16(2), 147–155. doi: 10.1007/s10291-011-0213-0
- Ohlsson, K. (2014). *Studie av mätosäkerhet och tidskorrelationer vid mätning med nätverks-RTK i SWEPOS 35 km-nät* (LMV-Rapport 2014:5). Gävle: Lantmäteriet. Från http://www.lantmateriet.se/globalassets/omlantmateriet/diariet-och-arkivredovisning/rapporter/2014/2014_5.pdf
- Persson, C.-G. (2016). *Standardosäkerheter, konfidensintervall m.m. vid positionsbestämning i 1D, 2D och 3D* (Teknisk rapport 2016:2). Östersund: Lantmäteriet. Från http://www.lantmateriet.se/globalassets/omlantmateriet/var-samverkan-med-andra/handbok-mat--och-kartfragor/tekn_rapporter/hmk-tr_2016-2.pdf
- Schofield, W., & Breach, M. (2007). *Engineering surveying*. Amsterdam: Butterworth-Heinemann.
- Trimble Navigation (u.å.). Trimble S6 - DR300+ Datasheet. Hämtad 14 maj, 2018, från <http://www.inlandgps.com/Products/S6%20Datasheet%20200707.pdf>
- Vium Andersson, J. (2012). *Underlag till metodbeskrivning RUFRIIS*. Stockholm: WSP. Hämtad 29 januari, 2018, från <https://www.trafikverket.se/contentassets/6cade102e6ec4ad98c8d6044bd47cf83/stomnat/rufriis---underlag-till-metodbeskrivning-rufriis.pdf>

Bilaga A, statisk mätning

Tabell A1: Resultaten från SWEPOS Beräkningstjänst för de tre statistiska mätningarna inklusive de kvalitetstal som anges som kriterier för att mätosäkerheterna 10 mm i plan och 20 mm i höjd ska kunna antas råda. Enligt Lantmäteriet (u.å.d.) bör Amb Res vara över 30, RMS under 3, grundmedelfel under 10 och elevationsgränstestet under 30. De menar även att en choke ring-antenn ska användas för att nämnda osäkerheter ska gälla, vilket inte är fallet vid någon mätning. Observera att endast en mätning har uppfyllt rekommendationerna (bortsett från antenntyp).

Etableringspunkt			
Datum	28 mars	6 april	10 april
Klockslag	14:18–16:20	11:04–14:04	09:24–11:52
Observationstid (h)	2	3	2,5
Loggningsintervall (s)	30	30	30
N	6728226,709	6728226,716	6728226,723
E	184830,439	184830,436	184830,436
H	17,336	17,174	17,314
Amb Res (%)	29,4	32,0	34,8
RMS slutlig fix (mm)	1,1	1,2	1,1
Grundmedelfel (mm)	5,31	5,95	5,65
Elevationsgränstest (mm)	9	45	3

Detaljpunkt			
Datum	30 mars	6 april	10 april
Klockslag	13:13–15:13	11:00–14:00	09:30–12:32
Observationstid	2	3	3
Loggningsintervall	30	30	30
N	6728228,615	6728228,612	6728228,599
E	184845,588	184845,596	184845,596
H	18,120	18,128	18,113
Amb Res (%)	16,9	25,0	29,0
RMS slutlig fix (mm)	1,2	1,3	1,1
Grundmedelfel (mm)	5,84	6,24	4,24
Elevationsgränstest (mm)	-11	23	2

Figur A1: Utskrift av resultatfil från SWEPOS Beräkningstjänst, för mätning av etableringspunkten den 6 april.

Kvalitetstal från efterberäkning i SWEPOS Beräkningstjänst

Punkt: Etableringspunkten

Datum: 6 april

Data-screening

Borttagna observationer: 1.31%

Bestämning av periodobekanta

Baslinje		Längd (km)	RMS (mm)	Amb Res (%)
NYPU	LEKS	123.629	1.7	36.7
NYPU	LOVO	152.715	1.6	29.4
NYPU	MART	10.157	1.7	32.1
NYPU	SUND	176.987	1.6	31.0
NYPU	SVEG	199.375	1.7	31.0
NYPU	UPPS	92.475	1.6	32.3
Medelvärde:			1.7	32.0

RMS slutlig fixlösning (mm): 1.2

Helmertransformering till SWEREF 99

Station	Norr (mm)	Öst (mm)	Upp (mm)
LEKS.0	-6.11	-1.96	3.76
LOVO.0	0.70	-0.14	-6.31
MART.6	-1.98	-0.49	14.64
SUND.0	4.77	1.94	-1.72
SVEG.0	-0.51	3.29	-6.03
UPPS.0	3.18	-2.35	-4.32
RMS/komponent	3.87	2.20	8.08

Grundmedelfel (mm): 5.95

Elevationsgränstest för nypunkten

Diff mellan 10&25graderslösning i höjd (mm): 45

Jämförelse mellan fix- och flyt-lösningen Differens på nypunkten

N/Ö/H (mm): -2 -7 -7

Figur A2: Utskrift av resultatfil från SWEPOS Beräkningstjänst, för mätning av detaljpunkten den 6 april.

Kvalitetstal från efterberäkning i SWEPOS Beräkningstjänst

Punkt: Detaljpunkten Datum:
6 april

Data-screening

Borttagna observationer: 3.4%

Bestämning av periodobekanta

Baslinje		Längd (km)	RMS (mm)	Amb Res (%)
NYPU	LEKS	123.644	1.9	26.3
NYPU	LOVO	152.712	1.9	28.6
NYPU	MART	10.148	1.8	23.7
NYPU	SUND	176.983	1.8	23.8
NYPU	SVEG	199.383	1.9	22.9
NYPU	UPPS	92.473	1.8	25.0
Medelvärde:			1.9	25.0

RMS slutlig fixlösning (mm): 1.3

Helmertransformering till SWEREF 99

Station	Norr (mm)	Öst (mm)	Upp (mm)
LEKS.0	-5.88	-3.29	1.68
LOVO.0	-1.16	0.65	-0.91
MART.6	-3.60	-0.03	14.72
SUND.0	7.15	3.07	-2.04
SVEG.0	0.60	1.73	-3.46
UPPS.0	2.82	-1.90	-9.76
RMS/komponent	4.66	2.34	8.15

Grundmedelfel (mm): 6.24

Elevationsgränstest för nypunkten

Diff mellan 10&25graderslösning i höjd (mm): 23

Jämförelse mellan fix- och flyt-lösningen Differens på nypunkten
N/O/H (mm): 0 -9 -13

Figur A3: Utskrift av beräkningsresultat från programvaran Leica Geo Office.

Results - Baseline - when it has to be right
 GAVL.5 - STNREF2



Project Information

Project name: Exjobb_LGO
 Date created: 05/09/2018 10:55:03
 Time zone: 1h 00'
 Coordinate system name: SWEREF99 16 30
 Application software: LEICA Geo Office 8.4
 Processing kernel: PSI-Pro 4.0
 Processed: 05/09/2018 11:08:10

Point Information

	Reference: GAVL.5	Rover: STNREF2
Receiver type / S/N:	TRIMBLE / 5016	GS14 / 2811780
Antenna type / S/N:	JAVRINGANT_DM OSOD (2) / -	LEIGS14 NONE / -
Antenna height:	0.0000 m	1.3630 m
Initial coordinates:		
Easting:	184574.1896 m	184830.4315 m
Northing:	6728501.3794 m	6728226.7173 m
Ortho. Hgt:	30.5001 m	17.1803 m
Time span:	04/06/2018 10:03:14 - 04/06/2018 13:03:44	
Duration:	3h 00' 30"	

Processing Parameters

Parameters	Selected	Used	Comment
Cut-off angle:	15°	15°	
Ephemeris type (GPS):	Broadcast	Broadcast	
Ephemeris type (GLONASS):	Broadcast	Broadcast	
Solution type:	Automatic	Phase: all fix	
GNSS type:	Automatic	GPS / GLONASS	
Frequency:	Automatic	L1 and L2	
Fix ambiguities up to:	80 km	80 km Min.	
duration for float solution (static):	5' 00"		
Sampling rate:	Use all	5' 00" 30	
Tropospheric model:	Hopfield	Hopfield	
Ionospheric model:	Automatic	Computed	
Use stochastic modelling:	Yes	Yes	
Min. distance:	8 km	8 km	

Ionospheric activity: Automatic Automatic

Computed Iono Model

Number of computed models: 2
 Sampling rate of iono model: 30 sec
 Height of single layer: 350 km

Model 1:

Origin of development: Latitude: 60° 39' 59.47025" N
 Longitude: 17° 07' 56.56448" E
 Time (UT): 04/06/2018 05:59:40

Validity: From epoch: 04/06/2018 06:59:40
 To epoch: 04/06/2018 12:59:37

Coefficients:	Deg. Lat	Deg. time	Value	rms
	0	0	0.72544012	0.00680683
	0	1	0.25819167	0.00712158
	0	2	-0.06104447	0.00218998
	1	0	-0.08503963	0.00473592
	1	1	-0.01492319	0.00212907

Model 2:

Origin of development: Latitude: 60° 39' 59.47025" N
 Longitude: 17° 07' 56.56448" E
 Time (UT): 04/06/2018 11:59:37

Validity: From epoch: 04/06/2018 12:59:37
 To epoch: 04/06/2018 18:59:33

Coefficients:	Deg. Lat	Deg. time	Value	rms
	0	0	0.98931128	0.00694736
	0	1	-0.09493350	0.00548669
	0	2	-0.01001499	0.00160088
	1	0	-0.18632596	0.00384018
	1	1	0.03892945	0.00212866

Antenna Information

	Reference: GAVL.5		Rover: STNREF2	
Antenna type:	JAVRINGANT_DM OSOD (2)		LEIGS14 NONE	
Horizontal offset:	0.0000 m		0.0000 m	
Vertical offset:	0.0000 m		0.0000 m	
Additional corrections:	Elevation and azimuth		Elevation and azimuth	
Phase center offsets	L1 (Reference) (Reference)	L2	L1 (Rover)	L2 (Rover)
Vertical:	0.0897 m	0.1162 m	0.0887 m	0.0887 m
East:	0.0014 m	-0.0003 m	-0.0002 m	0.0000 m
North:	0.0006 m	0.0004 m	-0.0002 m	0.0018 m

Observation

Statistics

Number of common epochs: 362

GPS:

Number of used observations (L1): 2262

Number of rejected observations (L1): 274

Number of used observations (L2): 2020

Number of rejected observations (L2): 410

GLONASS:

Number of used observations (L1): 2098

Number of rejected observations (L1): 500

Number of used observations (L2): 2016

Number of rejected observations (L2): 465

Ambiguity Statistics

Total number of GPS ambiguities: 191

Number of fixed GPS ambiguities: 43

Total number of GLONASS ambiguities: 85

Number of fixed GLONASS ambiguities: 42

Number of independent fixes: 143

Avg. time between independent fixes: 30"

Percentage of fixed epochs (L1): 94%

Percentage of fixed epochs (L2): 94%

Percentage of fixed epochs (overall): 100%

Overall Statistic:

Status	From	To	Duration
Fixed	04/06/2018 10:03:14	04/06/2018 13:03:44	3h 00' 30"

Final Coordinates

	Reference: GAVL.5	Rover: STNREF2	
Coordinates:			
Easting:	184574.1896 m	184830.4315 m	
Northing:	6728501.3794 m	6728226.7168 m	
Ortho. Hgt:	30.5001 m	17.1823 m	
Solution type:	Phase: all fix		
GNSS type:	GPS / GLONASS		
Frequency:	L1 and L2		
Ambiguity:	Yes		
Quality:	Sd. E: 0.0001 m	Sd. N: 0.0002 m	Sd. Hgt: 0.0004 m
	Posn. Qlty: 0.0002 m	Sd. Slope: 0.0002 m	
M0:	0.4233 m		
Cofactor matrix Qxx:	0.00000025	-0.00000002	0.00000003

	0.0000009	0.0000002	0.00000105
Baseline vector:	dLat: -0° 00' 08.95352" Slope: 375.8660 m	dLon: 0° 00' 16.69595"	dHgt: -13.3320 m
DOPs (min-max):	GDOP: 1.5 - 5.1	PDOP: 1.3 - 4.3	HDOP: 0.6 - 1.2
			VDOP: 1.2 - 4.2
Number of used satellites:	GPS: 14 GLONASS: 12 Galileo: - Beidou: -		



Results - Baseline

GAVL.5 - DETREF3

Project Information

Project name: Exjobb_LGO
Date created: 05/09/2018 10:55:03
Time zone: 1h 00'
Coordinate system name: SWEREF99 16 30
Application software: LEICA Geo Office 8.4
Processing kernel: PSI-Pro 4.0
Processed: 05/09/2018 11:08:05

Point Information

	Reference: GAVL.5	Rover: DETREF3
Receiver type / S/N:	TRIMBLE / 5016	GS14 / 2811768
Antenna type / S/N:	JAVRINGANT_DM OSOD (2) / -	LEIGS14 NONE / -
Antenna height:	0.0000 m	1.2650 m
Initial coordinates:		
Easting:	184574.1896 m	184845.5931 m
Northing:	6728501.3794 m	6728228.6019 m
Ortho. Hgt:	30.5001 m	18.1337 m
Time span:	04/06/2018 09:59:44 - 04/06/2018 12:59:44	
Duration:	3h 00' 00"	

Processing Parameters

Parameters	Selected	Used	Comment
Cut-off angle:	15°	15°	
Ephemeris type (GPS):	Broadcast	Broadcast	
Ephemeris type (GLONASS):	Broadcast	Broadcast	
Solution type:	Automatic	Phase: all fix	

GNSS type:	Automatic	GPS / GLONASS
Frequency:	Automatic	L1 and L2
Fix ambiguities up to:	80 km	80 km Min.
duration for float solution (static):	5' 00"	
Sampling rate:	Use all	5' 00" 30
Tropospheric model:	Hopfield	Hopfield
Ionospheric model:	Automatic	Computed
Use stochastic modelling:	Yes	Yes
Min. distance:	8 km	8 km
Ionospheric activity:	Automatic	Automatic

Computed Iono Model

Number of computed models:	2			
Sampling rate of iono model:	30 sec			
Height of single layer:	350 km			
Model 1:				
Origin of development:	Latitude:	60° 39' 59.47025" N		
	Longitude:	17° 07' 56.56448" E		
	Time (UT):	04/06/2018 05:59:40		
Validity:	From epoch: To epoch:	04/06/2018 06:59:40 04/06/2018 12:59:37		
Coefficients:	Deg. Lat 0	Deg. time 0	Value	rms
	0	1	0.72544012	0.00680683
	0	1	0.25819167	0.00712158
	0	2	-0.06104447	0.00218998
	1	0	-0.08503963	0.00473592
	1	1	-0.01492319	0.00212907
Model 2:				
Origin of development:	Latitude:	60° 39' 59.47025" N		
	Longitude:	17° 07' 56.56448" E		
	Time (UT):	04/06/2018 11:59:37		
Validity:	From epoch: To epoch:	04/06/2018 12:59:37 04/06/2018 18:59:33		
Coefficients:	Deg. Lat 0	Deg. time 0	Value	rms
	0	1	0.98931128	0.00694736
	0	1	-0.09493350	0.00548669
	0	2	-0.01001499	0.00160088
	1	0	-0.18632596	0.00384018
	1	1	0.03892945	0.00212866

Antenna Information

	Reference: GAVL.5		Rover: DETREF3	
	JAVRINGANT_DM OSOD (2)		LEIGS14 NONE	
Antenna type:	0.0000 m		0.0000 m	
Horizontal offset:	0.0000 m		0.0000 m	
Vertical offset:	Elevation and azimuth		Elevation	and
Additional corrections:			azimuth	
Phase center offsets	L1 (Reference) (Reference)	L2	L1 (Rover)	L2 (Rover)
Vertical:	0.0897 m	0.1162 m	0.0887 m	0.0887 m
East:	0.0014 m	-0.0003 m	-0.0002 m	0.0000 m
North:	0.0006 m	0.0004 m	-0.0002 m	0.0018 m

Observation

Statistics

Number of common epochs: 361

GPS:

Number of used observations (L1): 2461

Number of rejected observations (L1): 184

Number of used observations (L2): 2356

Number of rejected observations (L2): 216

GLONASS:

Number of used observations (L1): 2414

Number of rejected observations (L1): 171

Number of used observations (L2): 2309

Number of rejected observations (L2): 211

Ambiguity Statistics

Total number of GPS ambiguities: 163

Number of fixed GPS ambiguities: 50

Total number of GLONASS ambiguities: 111

Number of fixed GLONASS ambiguities: 45

Number of independent fixes: 128

Avg. time between independent fixes: 30"

Percentage of fixed epochs (L1): 95%

Percentage of fixed epochs (L2): 94%

Percentage of fixed epochs (overall): 100%

Overall Statistic:

Status	From	To	Duration
Fixed	04/06/2018 09:59:44	04/06/2018 12:59:44	3h 00' 00"

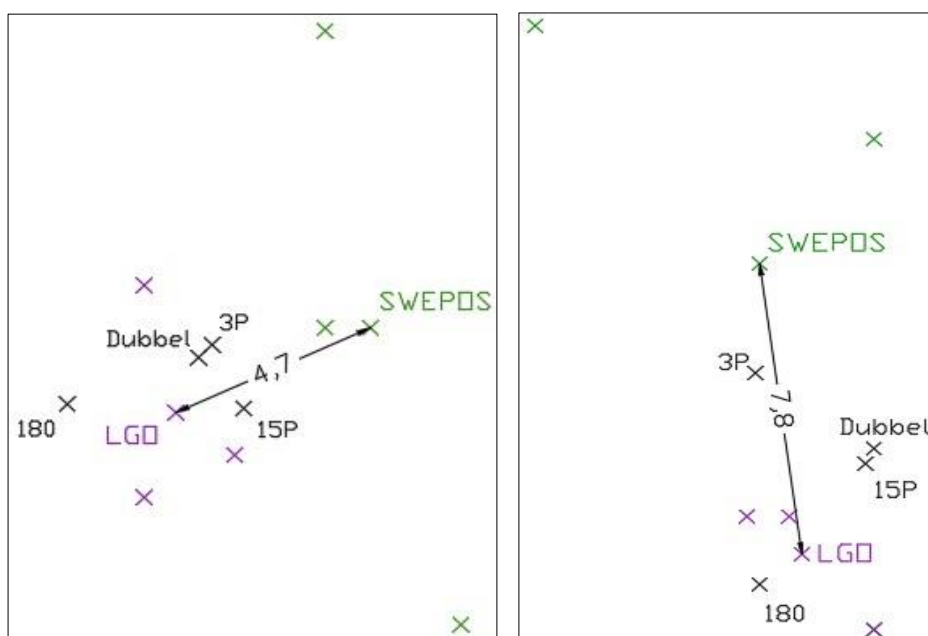
Final Coordinates

Coordinates:	Reference: GAVL.5
Easting:	
Northing:	184574.1896 m
Ortho. Hgt:	6728501.3794 m 30.5001 m
Solution type:	
GNSS type:	Phase: all fix
Frequency: Ambiguity:	GPS / GLONASS L1 and L2
Quality:	Yes
	Sd. E: 0.0001 m
M0:	Posn. Qlty: 0.0003 m
Cofactor matrix Qxx:	0.5256 m 0.00000022
Baseline vector:	dLat: -0° 00' 08.89737" Slope: 384.9918 m
DOPs (min-max):	GDOP: 1.5 - 4.4 PDOP: 1.3 - 3.7
Number of used satellites:	GPS: 16 GLONASS: 12 Galileo: - Beidou: -

Tabell A2: Rapporter från beräkning i LGO av de tre statistiska mätningarna. Samma rådata har använts som i SWEPOS Beräkningstjänst och därmed gäller samma klockslag, observationstid och loggningsintervall som i föregående tabell.

Etableringspunkt			
Datum	N	E	H
28 mars	6 728 226,712	184 830,432	17,348
6 april	6 728 226,717	184 830,432	17,182
10 april	6 728 226,713	184 830,434	17,335
Detaljpunkt			
Datum	N	E	H
30 mars	6 728 228,599	184 845,596	18,141
6 april	6 728 228,602	184 845,593	18,135
10 april	6 728 228,602	184 845,594	18,131

Figur A4: Visar alla tre statistiska mätningar som efterberäknats dels i SWEPOS Beräkningstjänst (grön) och dels i LGO (lila) samt deras medelvärde (kryssen där namnen står) och avståndet mellan dem i mm. Det nedersta lila krysset i den högra figuren innehåller även ett från SWEPOS Beräkningstjänst. Dessutom visas medelvärdena från respektive etableringsmetod. Den vänstra figuren visar etableringspunkten och den högra visar detaljpunkten.



Bilaga B, 15p-RUFRIS

Tabell B1: Koordinater till varje etablerings- (överst) och detaljpunkt (nederst) från 15p-RUFRIS med resultat från signifikanstest för nordlig, östlig, plan och höjd. Gula markeringar visar signifikans mellan $\geq 68,3$ % och ≥ 95 % d.v.s. värde mellan 1 och 2 och röda markeringar visar signifikans utanför ≥ 95 %.

STN	N	Signifikans	E	Signifikans	Radiell signifikans	H	Signifikans
1	6728226,718	1,88	184830,436	0,86	1,45	17,358	0,18
2	6728226,714	0,05	184830,432	1,05	0,75	17,360	0,43
3	6728226,715	0,43	184830,437	1,33	1,00	17,356	0,79
4	6728226,715	0,43	184830,436	0,86	0,68	17,359	0,12
5	6728226,711	1,49	184830,433	0,57	1,13	17,362	1,04
6	6728226,714	0,05	184830,434	0,10	0,08	17,361	0,73
7	6728226,715	0,43	184830,431	1,53	1,13	17,363	1,34
8	6728226,713	0,53	184830,432	1,05	0,83	17,359	0,12
9	6728226,715	0,43	184830,436	0,86	0,68	17,352	2,02
10	6728226,711	1,49	184830,435	0,38	1,08	17,356	0,79
Medel	6728226,714	0,72	184830,434	0,86	0,88	17,359	0,76

DET	N	Signifikans	E	Signifikans	Radiell signifikans	H	Signifikans
1	6728228,610	2,16	184845,597	0,60	1,84	18,147	0,03
2	6728228,604	0,20	184845,594	0,91	0,52	18,148	0,33
3	6728228,604	0,20	184845,598	1,11	0,62	18,145	0,57
4	6728228,603	0,13	184845,598	1,11	0,61	18,147	0,03
5	6728228,599	1,44	184845,594	0,91	1,30	18,151	1,24
6	6728228,604	0,20	184845,595	0,40	0,27	18,149	0,63
7	6728228,605	0,52	184845,593	1,41	0,88	18,151	1,24
8	6728228,604	0,20	184845,594	0,91	0,52	18,147	0,03
9	6728228,600	1,11	184845,598	1,11	1,11	18,140	2,08
10	6728228,601	0,78	184845,597	0,60	0,73	18,144	0,87
Medel	6728228,603	0,69	184845,596	0,91	0,84	18,147	0,71

Tabell B2: Koordinater för varje etableringspunkt med osäkerheter som presenterades i instrumentet. Sist anges differensen mellan de högsta och minsta värdena.

Etablering	N	u (N)	E	u (E)	H	u (H)
1	6728226,718	2	184830,436	2	17,358	4
2	6728226,714	2	184830,432	2	17,360	3
3	6728226,715	3	184830,437	3	17,356	3
4	6728226,715	3	184830,436	2	17,359	3
5	6728226,711	3	184830,433	3	17,362	3
6	6728226,714	2	184830,434	2	17,361	6
7	6728226,715	2	184830,431	2	17,363	4
8	6728226,713	1	184830,432	1	17,359	4
9	6728226,715	2	184830,436	3	17,352	3
10	6728226,711	3	184830,435	3	17,356	3
Variation (mm)	7	2	6	2	11	3

Bilaga C, 3p-RUFRIS

Tabell C1: Koordinater till varje etablerings- (överst) och detaljpunkt (nederst) från 3p-RUFRIS med resultat från signifikanstest för nordlig, östlig, plan och höjd. Gula markeringar visar signifikans mellan $\geq 68,3$ % och ≥ 95 % d.v.s. värde mellan 1 och 2 och röda markeringar visar signifikans utanför ≥ 95 %.

STN	N	Signifikans	E	Signifikans	Radiell signifikans	H	Signifikans
1	6728226,720	1,25	184830,427	2,36	1,75	17,354	0,28
2	6728226,712	1,02	184830,435	0,54	0,87	17,351	0,80
3	6728226,717	0,40	184830,437	1,27	0,84	17,345	1,85
4	6728226,723	2,09	184830,434	0,18	1,65	17,366	1,82
5	6728226,715	0,17	184830,432	0,54	0,36	17,357	0,24
6	6728226,713	0,74	184830,432	0,54	0,67	17,362	1,12
7	6728226,715	0,17	184830,435	0,54	0,36	17,356	0,07
8	6728226,715	0,17	184830,435	0,54	0,36	17,356	0,07
9	6728226,712	1,02	184830,433	0,18	0,81	17,353	0,45
10	6728226,714	0,45	184830,435	0,54	0,49	17,356	0,07
Medel	6728226,716	0,75	184830,434	0,72	0,82	17,356	0,68

DET	N	Sig-nifi-kans	E	Signi-fikans	Radiell signifi-kans	H	Sig-nifi-kans
1	6728228,607	0,46	184845,588	2,02	1,45	18,149	0,21
2	6728228,600	2,22	184845,595	0,70	1,65	18,145	0,93
3	6728228,605	0,31	184845,597	1,48	1,06	18,140	1,82
4	6728228,609	1,22	184845,594	0,31	0,90	18,160	1,75
5	6728228,607	0,46	184845,591	0,85	0,68	18,152	0,32
6	6728228,608	0,84	184845,591	0,85	0,85	18,157	1,21
7	6728228,605	0,31	184845,594	0,31	0,31	18,151	0,14
8	6728228,608	0,84	184845,594	0,31	0,64	18,150	0,04
9	6728228,604	0,69	184845,593	0,08	0,49	18,148	0,39
10	6728228,605	0,31	184845,595	0,70	0,54	18,150	0,04
Medel	6728228,606	0,76	184845,593	0,76	0,86	18,150	0,68

Tabell C2: Koordinater för varje etableringspunkt med osäkerheter som presenterades i instrumentet. Sist anges differensen mellan de högsta och minsta värdena.

Etablering	N	u (N)	E	u (E)	H	u (H)
1	6728226,720	2	184830,427	2	17,354	5
2	6728226,712	3	184830,435	3	17,351	2
3	6728226,717	2	184830,437	2	17,345	3
4	6728226,723	5	184830,434	5	17,366	4
5	6728226,715	3	184830,432	3	17,357	8
6	6728226,713	2	184830,432	2	17,362	8
7	6728226,715	3	184830,435	4	17,356	3
8	6728226,715	2	184830,435	2	17,356	8
9	6728226,712	2	184830,433	3	17,353	2
10	6728226,714	3	184830,435	3	17,356	1
Variation (mm)	11	3	10	3	21	7

Bilaga D, Dubbelmätning

Tabell D1: Koordinater till varje etablerings- (överst) och detaljpunkt (nederst) från Dubbelmätning med resultat från signifikanstest för nordlig, östlig, plan och höjd. Gula markeringar visar signifikans mellan $\geq 68,3$ % och ≥ 95 % d.v.s. värde mellan 1 och 2 och röda markeringar visar signifikans utanför ≥ 95 %.

STN	N	Sig-nifi-kans	E	Sig-nifi-kans	Radiell signifi-kans	H	Sig-nifi-kans
1	6728226,719	1,09	184830,438	1,33	1,22	17,307	0,49
2	6728226,714	0,38	184830,437	1,05	0,81	17,303	1,54
3	6728226,711	1,26	184830,438	1,33	1,30	17,303	1,54
4	6728226,719	1,09	184830,427	1,72	1,45	17,307	0,49
5	6728226,718	0,79	184830,432	0,33	0,60	17,313	1,07
6	6728226,718	0,79	184830,433	0,06	0,55	17,312	0,81
7	6728226,711	1,26	184830,431	0,61	0,97	17,308	0,23
8	6728226,712	0,97	184830,432	0,33	0,71	17,312	0,81
9	6728226,718	0,79	184830,430	0,89	0,84	17,312	0,81
10	6728226,713	0,68	184830,434	0,22	0,49	17,312	0,81
Medel	6728226,715	0,91	184830,433	0,79	0,89	17,309	0,86

DET	N	Sig-nifi-kans	E	Sig-nifi-kans	Radiell signifi-kans	H	Sig-nifi-kans
1	6728228,604	0,04	184845,601	1,52	0,89	18,101	0,33
2	6728228,608	0,92	184845,599	0,91	0,92	18,097	1,45
3	6728228,602	0,39	184845,600	1,21	0,78	18,096	1,73
4	6728228,605	0,26	184845,591	1,52	0,91	18,101	0,33
5	6728228,602	0,39	184845,595	0,30	0,37	18,106	1,06
6	6728228,612	1,80	184845,595	0,30	1,47	18,105	0,78
7	6728228,599	1,05	184845,594	0,61	0,92	18,101	0,33
8	6728228,596	1,71	184845,596	0,00	1,38	18,105	0,78
9	6728228,607	0,70	184845,592	1,21	0,91	18,105	0,78
10	6728228,603	0,18	184845,597	0,30	0,23	18,105	0,78
Medel	6728228,604	0,74	184845,596	0,79	0,88	18,102	0,84

Tabell D2: Koordinater för varje etableringspunkt med osäkerheter som presenterades i instrumentet. Sist anges differensen mellan de högsta och minsta värdena.

Etablering	N	u (N)	E	u (E)	H	u (H)
1	6728226,719	6	184830,438	7	17,307	4
2	6728226,714	5	184830,437	6	17,303	4
3	6728226,711	5	184830,438	6	17,303	2
4	6728226,719	8	184830,427	9	17,307	1
5	6728226,718	6	184830,432	7	17,313	5
6	6728226,718	6	184830,433	7	17,312	3
7	6728226,711	2	184830,431	3	17,308	1
8	6728226,712	7	184830,432	8	17,312	7
9	6728226,718	4	184830,430	5	17,312	5
10	6728226,713	3	184830,434	3	17,312	2
Variation (mm)	8	6	11	6	10	6

Tabell D3: Bakåtojektens koordinater och deras standardosäkerheter, beräknade dels för alla 10 koordinater och dels för 5 (de fem första och fem sista) eftersom att de inmättes fem åt gången. Syftet är att visa om det är någon betydande skillnad mellan de fem första och fem sista.

Bakåtojekt	N	u (N) (10)	u (N) (5)	E	u (E) (10)	u (E) (5)	H	u (H) (10)	u (H) (5)
1.1	6 728 237,877	0,0062	0,0064	184 855,512	0,0032	0,0029	20,089	0,0025	0,0023
2.1	6 728 237,892			184 855,508			20,092		
3.1	6 728 237,890			184 855,510			20,089		
4.1	6 728 237,880			184 855,506			20,089		
5.1	6 728 237,884			184 855,513			20,094		
6.1	6 728 237,895		0,0067	184 855,512		0,0038	20,092		0,0029
7.1	6 728 237,884			184 855,516			20,090		
8.1	6 728 237,877			184 855,508			20,089		
9.1	6 728 237,889			184 855,506			20,089		
10.1	6 728 237,888			184 855,511			20,096		

Bakåbjekt	N	u (N) (10)	u (N) (5)	E	u (E) (10)	u (E) (5)	H	u (H) (10)	u (H) (5)	
1.2	6 728 216,715	0,0063	0,0042	184 844,141	0,0085	0,0099	18,505	0,0090	0,0090	
2.2	6 728 216,720			184 844,140			18,495			
3.2	6 728 216,716			184 844,139			18,491			
4.2	6 728 216,725			184 844,118			18,501			
5.2	6 728 216,716			184 844,129			18,514			
6.2	6 728 216,726		0,0081	184 844,135		0,0073	18,510			0,0083
7.2	6 728 216,704			184 844,131			18,495			
8.2	6 728 216,714			184 844,117			18,516			
9.2	6 728 216,719			184 844,127			18,514			
10.2	6 728 216,713			184 844,134			18,507			

Bakåbjekt	N	u (N) (10)	u (N) (5)	E	u (E) (10)	u (E) (5)	H	u (H) (10)	u (H) (5)
1.3	6 728 222,149	0,0063	0,0079	184 812,123	0,0060	0,0067	17,247	0,0039	0,0041
2.3	6 728 222,141			184 812,121			17,243		
3.3	6 728 222,135			184 812,133			17,250		
4.3	6 728 222,150			184 812,136			17,254		
5.3	6 728 222,155			184 812,124			17,250		
6.3	6 728 222,143		0,0048	184 812,125		0,0057	17,254		0,0028
7.3	6 728 222,148			184 812,126			17,253		
8.3	6 728 222,156			184 812,137			17,248		
9.3	6 728 222,150			184 812,128			17,254		
10.3	6 728 222,147			184 812,136			17,255		

Bilaga E, 180 s-metoden

Tabell E1: Koordinater till varje etablerings- (överst) och detaljpunkt (nederst) från 180 s-metoden med resultat från signifikanstest för nordlig, östlig, plan och höjd. Gula markeringar visar signifikans mellan $\geq 68,3$ % och ≥ 95 % d.v.s. värde mellan 1 och 2 och röda markeringar visar signifikans utanför ≥ 95 %.

STN	N	Sig-nifi-kans	E	Sig-nifi-kans	Radiell signifi-kans	H	Sig-nifi-kans
1	6728226,718	0,90	184830,431	0,24	0,75	17,357	1,18
2	6728226,712	0,52	184830,431	0,24	0,45	17,356	1,05
3	6728226,707	1,70	184830,425	1,82	1,74	17,339	1,18
4	6728226,715	0,19	184830,435	1,62	0,93	17,344	0,53
5	6728226,716	0,42	184830,429	0,45	0,43	17,360	1,58
6	6728226,719	1,13	184830,432	0,58	0,99	17,344	0,53
7	6728226,720	1,37	184830,429	0,45	1,16	17,349	0,13
8	6728226,713	0,28	184830,431	0,24	0,27	17,344	0,53
9	6728226,713	0,28	184830,433	0,93	0,57	17,338	1,32
10	6728226,709	1,23	184830,427	1,13	1,20	17,349	0,13
Medel	6728226,7142	0,80	184830,4303	0,77	0,85	17,348	0,82

DET	N	Sig-nifi-kans	E	Sig-nifi-kans	Radiell signifi-kans	H	Sig-nifi-kans
1	6728228,605	1,02	184845,594	0,21	0,85	18,151	1,39
2	6728228,602	0,38	184845,593	0,09	0,32	18,147	0,89
3	6728228,590	2,18	184845,588	1,62	2,01	18,131	1,11
4	6728228,601	0,17	184845,599	1,74	1,01	18,136	0,49
5	6728228,604	0,81	184845,591	0,70	0,78	18,152	1,51
6	6728228,605	1,02	184845,595	0,52	0,89	18,136	0,49
7	6728228,601	0,17	184845,592	0,40	0,27	18,141	0,14
8	6728228,600	0,04	184845,594	0,21	0,13	18,135	0,61
9	6728228,599	0,26	184845,597	1,13	0,68	18,129	1,36
10	6728228,595	1,11	184845,590	1,01	1,08	18,141	0,14
Medel	6728228,600	0,72	184845,593	0,77	0,80	18,140	0,81

Tabell E2: Koordinater för varje etableringspunkt med osäkerheter som presenterades i instrumentet. Sist anges differensen mellan de högsta och minsta värdena.

Etablering	N	u (N)	E	u (E)	H	u (H)
1	6728226,718	4	184830,431	4	17,357	3
2	6728226,712	5	184830,431	5	17,356	10
3	6728226,707	8	184830,425	8	17,339	7
4	6728226,715	1	184830,435	1	17,344	2
5	6728226,716	4	184830,429	5	17,360	9
6	6728226,719	5	184830,432	6	17,344	5
7	6728226,720	6	184830,429	6	17,349	4
8	6728226,713	3	184830,431	3	17,344	4
9	6728226,713	2	184830,433	3	17,338	5
10	6728226,709	5	184830,427	6	17,349	6
Variation (mm)	13	7	10	7	22	8

Rapporter i geodesi och geografiska informationssystem från Lantmäteriet

- 2010:5 Eriksson Per-Ola (ed.): Anslutning av lokala höjdnät till RH 2000 med GNSS-stommätning.
- 2010:6 Engfeldt Andreas & Odolinski Robert: Punktbestämning i RH 2000 – statisk GNSS-mätning mot SWEPOS.
- 2010:7 Lord Jonas: Test av GNSS-mottagare från DataGrid.
- 2010:11 Ågren Jonas & Engberg Lars E: Om behovet av nationell geodetisk infrastruktur och dess förvaltning i framtiden.
- 2011:2 Jansson Jakob: Undersökning av mätosäkerheten i det förtätade SWEPOS-nätet i Stockholmsområdet – vid mätning med nätverks-RTK.
- 2011:3 Liu Ke: A study of the possibilities to connect local levelling networks to the Swedish height system RH 2000 using GNSS.
- 2012:3 Lundell Rebecka: Undersökning av nätverks-RTK-meddelande tillsammans med olika GNSS-mottagare – vid nätverks-RTK-mätning i SWEPOS nät av fasta referensstationer.
- 2014:2 Vestøl Olav, Eriksson Per-Ola, Jepsen Casper, Keller Kristian, Mäkinen Jaakko, Saaranen Veikko, Valsson Guðmundur, Hoftuft Olav: Review of current and near-future levelling technology – a study project within the NKG working group of Geoid and Height Systems.
- 2014:5 Ohlsson Kent: Studie av mätosäkerhet och tidskorrelationer vid mätning med nätverks-RTK i SWEPOS 35 km-nät.
- 2015:1 Fredriksson Annika & Olsson Madeleine: Jämförelse av höjdmätning med olika GNSS-mottagare i SWEPOS Nätverks-RTK-tjänst.
- 2015:2 Norin Dan, Johansson Jan M, Mårtensson Stig-Göran, Eshagh Mehdi: Geodetic activities in Sweden 2010–2014.
- 2015:4 Andersson Bengt, Alfredsson Anders, Nordqvist Anders, Kilström Ronald: RIX 95-projektet – slutrapport.
- 2016:1 Engfeldt Andreas: RG 2000 – status March 2016.
- 2016:2 Engfeldt Andreas: Preparations and plans for the new national gravity system, RG 2000.
- 2016:4 Kempe Christina (ed.): Proceedings of the NKG General Assembly. Göteborg, Sweden, 1–4 September 2014.
- 2016:5 Berggren Anna: Inledande försök till mätning med Europas navigeringssystem Galileo.

LANTMÄTERIET



801 82 GÄVLE Tfn 0771 - 63 63 63 E-post kundcenter@lm.se
Internet: www.lantmateriet.se