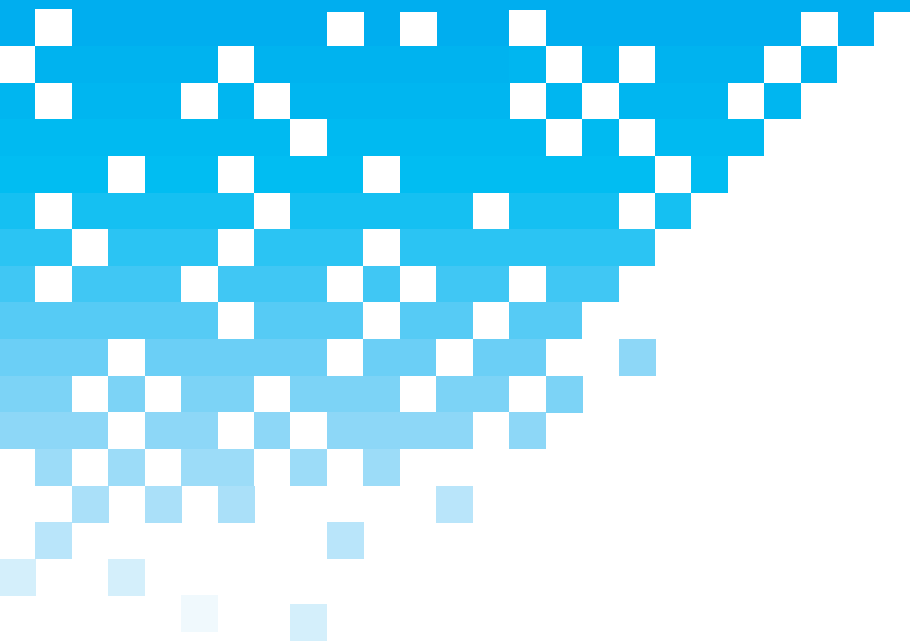


# Geodesi: Terrester detaljmätning

2015



## Förord

HMK-Geodesi 2015 består av fyra dokument som tillsammans utgör HMK-Geodesi, samt ett femte dokument som tillkommer vid 2016 års revidering.

Arbetet med *HMK-Geodesi: Terrester detaljmätning* har huvudsakligen utförts av Lars E Engberg, Lantmäteriet.

HMK-Geodesi har varit tillgängligt för remiss under två perioder, i mars 2015 samt i november 2015.

Under 2016 kommer dokumenten genomgå en revision i samband med att *HMK-Geodesi Teknisk specifikation och metodval* tas fram.

Gävle 2016-02-03

Anders Alfredsson  
Projektledare Geodesi

[Samlade förord](#)

# Innehållsförteckning

1	Introduktion.....	6
1.1	Terrester mätning.....	6
1.2	Detaljmatning .....	6
1.3	Stommätning.....	6
1.4	Absolut och relativ osäkerhet.....	7
1.5	Om metodval vid terrester mätning.....	7
2	Stationsetablering.....	9
2.1	Stationsetablering på känd punkt.....	9
2.2	Inmätning av ny stationspunkt – stomnätsförtätning .....	11
2.2.1	Fri station mot stomnät .....	12
2.2.2	Fri station med RTK-bestämda utgångs-punkter .....	17
2.3	Förtätning med detaljtåg, pikéer och ”parpunkter” .....	21
3	Genomförande av detaljmatning .....	23
3.1	Mätmetoder i plan.....	23
3.1.1	Polär metod.....	24
3.2	Mätmetoder i höjd.....	25
3.2.1	Avvägning .....	26
3.2.2	Trigonometrisk höjdmätning .....	28
3.3	Kombinerad mätning i plan och höjd .....	29
4	Tillämpad detaljmatning .....	31
4.1	Planering och förberedelser .....	31
4.2	Tillämpad inmätning .....	31
4.2.1	Förberedande åtgärder.....	31
4.2.2	Olika inmätningssituationer.....	32
4.3	Tillämpad utsättning .....	37
4.3.1	Förberedande åtgärder.....	37
4.3.2	Utsättningssituationer .....	38
5	Kontroll av detaljmatning.....	42
5.1	Kontrollprocedurer .....	42
5.1.1	Allmänna kontrollprinciper .....	42
5.1.2	Acceptans vid kontroll .....	43
5.1.3	Mätosäkerhet vid kontroll .....	43
5.1.4	Bestämning av mätosäkerhet vid kontroll .....	44
5.1.5	Kontrollförfaranden vid mätningar .....	44
5.2	Egenkontroll.....	45
5.2.1	Kontroller vid inmätning.....	45

5.2.2	Kontroller vid utsättning .....	46
5.2.3	Måttkontrollprogram .....	48
5.2.4	Dokumentation vid kontroll .....	48
5.3	Beställarens kontroll .....	49
5.4	Kontroll och ekonomi .....	50
5.4.1	Kontrollnivåer .....	51
<b>6</b>	<b>Dokumentation vid detaljmätning .....</b>	<b>53</b>
6.1	Dataflöde vid detaljmätning .....	53
6.2	Mätdata .....	54
6.3	Beräkningshandlingar .....	55
6.4	Kontrolldokument .....	56
6.5	Kvalitetsmärkning .....	56
6.6	Objektbeskrivning .....	57
<b>7</b>	<b>Markering .....</b>	<b>58</b>
7.1	Punkttyper .....	58
7.2	Brukspunkter .....	58
7.3	Tillfälliga punkter .....	58
7.4	Byggplatspunkter .....	58
7.5	Utstaknings- och detaljpunkter .....	59
<b>8</b>	<b>Mätosäkerhet vid terrester mätning .....</b>	<b>60</b>
8.1	Mätosäkerheter, generellt .....	60
8.2	Osäkerheter i referensnät .....	60
8.3	Osäkerheter vid detaljmätning .....	62
<b>A</b>	<b>Toleranser m.m. ....</b>	<b>64</b>
A.1	Fri station .....	64
A.1.1	Bestämning av ny stompunkt .....	64
A.1.2	Checklista för Fri station .....	64
A.2	Felgränser för bruksnät .....	65
A.2.1	Kontroll av plana nät .....	65
A.2.2	Kontroll av höjdnät .....	66
<b>B</b>	<b>Kontroll och justering av geodetiska mätinstrument .....</b>	<b>68</b>
B.1	Allmänt .....	68
B.1.1	Olika typer av instrumentfel .....	68
B.1.2	Anordningar för instrumentkontroll och justering ...	68
B.2	Instrumentfel – åtgärdslista .....	69
B.2.1	Teodoliter och totalstationer .....	69
B.2.2	EDM-instrument och totalstationer .....	70
B.2.3	Avvägningsinstrument .....	70

B.2.4	Avvägningsstänger.....	71
B.2.5	Övrig utrustning .....	71
<b>C</b>	<b>Matematisk formelsamling .....</b>	<b>72</b>
C.1	Geometriska korrektioner .....	72
C.1.1	Lutnings- och höjdreduktion av längder .....	72
C.1.2	Projektionskorrektion av längder .....	73
C.1.3	Projektionskorrektion för riktningar .....	74
C.2	Koordinatberäkning.....	75
C.2.1	Polär inmätning.....	75
C.3	Beräkning av riktning och avstånd.....	76
C.3.1	Orienterad riktning mellan två punkter.....	76
C.3.2	Avstånd mellan två punkter .....	76
C.4	Trigonometrisk höjdmätning .....	77
C.4.1	Beräkning av höjdskillnad.....	77
C.4.2	Höjdbestämmning.....	78
C.4.3	Standardosäkerhet.....	78

# 1 Introduktion

## 1.1 Terrester mätning

Fram till för några årtionden sedan var i stort sett alla geodetiska mätningar terrestra (markbundna). Idag är mätningar baserade på GNSS-teknik dominerande inom mättningsverksamheten. Även om man idag klarar stora delar av mätningssuppdragen med GNSS-teknik kvarstår behovet av terrester mätteknik bl.a. när fri sikt uppåt saknas eller man av annan anledning inte helt kan förlita sig till satellitbaserad teknik.

Med terrester mätning avses i detta sammanhang vinkel- och längdmätning med totalstation även om kombinationen teodolit och längdmätningssinstrument alternativt mätband också kan användas. Med vinkel- och längdmätning kan läget för objekt bestämmas i såväl plan som höjd.

Höjdbestämmning kan också ske med avvägning, vilken fortfarande är den teknik som ger minsta osäkerhet vid höjdbestämmning.

Terrester mätning användes tidigare vid såväl detaljmätning som stommätning. Idag används den i huvudsak vid detaljmätning, förutom avvägning som används vid anläggning av höjdstomnät.

## 1.2 Detaljmätning

Till *detaljmätning* räknas såväl *inmätning* som *utsättning*. Vid *inmätning* bestäms detaljernas lägen i förhållande till kända punkter och detaljernas koordinater/höjder beräknas. Vid *utsättning* överförs givna punktlägen, numeriskt beräknade eller grafiskt bestämda, till terrängen.

*Stationsetablering* avser bestämning av instrumentets/totalstationens läge och orientering. Ett eventuellt fel i etableringen äventyrar hela detaljmätningssuppdraget, varför den måste utföras med omsorg. Ibland är stommätningssystemet – t.ex. vid Fri station – en integrerad del av stationsetableringen.

Själva inmätningen sker nästan uteslutande genom polär mätning och trigonometrisk höjdbestämmning.

## 1.3 Stommätning

Referenssystemet representerades traditionellt av punkter ingående i *passiva* referensnät; ett *stomnät* bestående av, s.k. stompunkter. Vid detaljmätning utnyttjas vanligen stompunkter i *bruksnät*, s.k. brukspunkter. Idag realiseras referenssystemet vanligen i ett *aktivt* referensnät, som SWEPOS-nätet.

Stommätning baserad på såväl terrester som GNSS-teknik behandlas tillsammans i HMK-Geodesi: Stommätning, och i SIS-TS 21143.

Etablering av stomnät med terrester mätteknik har till stor del ersatts av GNSS-teknik men förekommer vid anläggning av bruksnät. För anläggning av noggranna höjdnät är dock avvägning fortfarande utan konkurrens från satellitteknik.

I vissa fall är inte noggrannheten eller punkttätheten i bruksnätet tillräcklig för den tänkta användningen. Då etableras särskilda, lokala stomnät för tillämpningen i fråga, t.ex. *primärnät* på bygplatser. Dessa nät utformas i regel på ett sådant sätt att de kan utnyttjas för etablering av fri station vid utsättning och inmätning.

## 1.4 Absolut och relativ osäkerhet

All mätosäkerhet gällande läge relaterar på något sätt till storleken på det område inom vilket osäkerheten ska redovisas. Följande indelning i lokal och absolut mätosäkerhet är på inget sätt självklar eller oantastlig men ändå ändamålsenlig.

- På detaljnivå redovisas en *lokal* mätosäkerhet, som avser relativ osäkerhet mellan närliggande stompunkter, mellan objekt i en geodatabas eller mellan byggnadsdetaljer i en anläggning. Aktuella avstånd är  $\leq 100$  m.
- *Absolut* mätosäkerhet inom Sverige, Europa eller globalt är av mindre intresse i de här aktuella sammanhangen.

Med globalt anpassade referenssystem raderas denna skillnad delvis, men uppdelningen har fortfarande giltighet såväl vad gäller äldre terrestra stomnät som i samband med bygg- och anläggningsverksamhet.

Terrester mätning som metod ger liten relativ osäkerhet, dvs. lägesosäkerheten mellan närliggande objekt är liten. Vid detaljmätning påverkas den absoluta osäkerheten genom olika val av utgångspunkter och stationsetableringsmetod.

## 1.5 Om metodval vid terrester mätning

Har man valt att använda terrester mätning, antingen för att etablera ett stomnät eller för detaljmätning, är oftast övriga val betingade av andra skäl än förväntad mätosäkerhet.

Detaljmätning utförs till övervägande del som polär mätning, valet begränsas till metod för stationsetablering och därigenom mellan liten eller stor absolut lägesosäkerhet. Genom att som utgångspunkter välja kända punkter, antingen direkt eller indirekt, erhålls en större absolut osäkerhet än genom att göra

stationsetablering med hjälp av utgångspunkter inmätta med GNSS-teknik.

I vissa sammanhang, t.ex. byggplatser, finns behov av att upprätta *specialnät*, för att säkerställa liten lokal osäkerhet. Då etableras särskilda lokala stornät för tillämpningen i fråga, t.ex. *primärnät*. Dessa ansluts till överordnat nät på ett sådant sätt att de inte deformeras.

Råd och anvisningar för etablering av lokala specialnät redovisas i SS-TS 21143.



## 2 Stationsetablering

Detaljmätning sker – direkt eller indirekt – utgående från kända punkter i bruksnätet eller punkter bestämda med GNSS. De stationsetableringsmetoder som finns idag och som beskrivs nedan kan delas in efter förfarandet vid punktbestämningen. De tre viktigaste metoderna är:

- stationsetablering på känd punkt
- fri station
  - från fasta punkter
  - från GNSS-bestämda punkter
- piképunkt.

Kombinationer kan förekomma, t.ex. känd i plan, fri i höjd. I begreppet stationsetablering ingår bestämning av instrumentets läge och orientering. Ett eventuellt fel i stationsetableringen påverkar många punkter vid efterföljande detaljmätning och den måste därför utföras med omsorg.

I fallet "stationsetablering på känd punkt" beskrivs förfarandet då stationsetablering sker på en tidigare bestämd punkt. Detaljmätningen sker i detta fall direkt utgående från kända punkter i bruksnätet.

"Fri station" och "piképunkt" innebär att stationspunkten nybestäms i samband med detaljmätningen, som då sker indirekt utgående från bruksnätet. På grund av att piképunkter inte är överbestämda finns det ofta inte några inbyggda kontrollmöjligheter. Metoden bör därför användas med sparsamhet, även om det ibland finns möjlighet till någon form av indirekt kontroll.

Motsvarande får anses gälla även vid icke överbestämd fri station. Däremot kan överbestämd fri station, vid god konfiguration och beräkning enligt utjämningsförfarande (mk-metoden), anses ha väl så god noggrannhet som bruksnätet i övrigt. Rätt utförd ger en fri station vanligen bättre resultat än etablering på känd punkt, från såväl noggrannhets- som kontrollsynpunkt.

### 2.1 Stationsetablering på känd punkt

#### Krav

Stationsetablering på "känd punkt" – dvs. på en tidigare bestämd stationspunkt – ska kontrolleras på något eller några av följande sätt:

- a) längdmätning mot bakåtojektet och jämförelse med motsvarande avstånd beräknat ur de kända koordinaterna

- b) riktningsmätning mot fler än ett bakåtoobjekt och kontroll av att orienteringen blir densamma
- c) polär inmätning av en känd punkt, som inte har använts vid stationsetableringen, samt jämförelse med dess koordinat- och höjdvärden.

Vid val av bakåtoobjekt ska så långa siktlängder som möjligt eftersträvas, helst längre än förväntade detaljmätningsslängder.

Identifieringen av bakåtoobjekt ska kontrolleras genom att riktningsmätning görs mot två bakåtoobjekt, eller att riktnings- och längdmätning görs mot ett bakåtoobjekt.

Detaljmätningen på en station ska alltid avslutas med en upprepad inriktning mot ett bakåtoobjekt, för kontroll av att inget har hänt med instrumentets orientering under pågående mätning. Vid byte av station ska minst en stompunkt eller ett geografiskt objekt mätas in på nytt.

Stationsetablering på känd punkt, innebär att instrumentet centreras och horisonteras över en känd punkt i bruksnätet. För vidare detaljmätning i plan krävs att instrumentet orienteras. Detta åstadkoms genom mätning av referensriktning mot minst en annan punkt i samma bruksnät. Vid detaljmätning i höjd krävs dessutom bestämning av instrumenthöjd.

Kontroller avser att säkerställa att rätt utgångspunkter har använts, att markeringarna är intakta och att angivna koordinater och höjder är korrekta.

Centreringsförfarandet underlättas avsevärt vid tillgång till optiskt lod eller lodstång. Viktigt är att optiskt lod och vattenpass är väl kontrollerade och justerade.

Mätning av instrumenthöjd är en vanlig felkälla. Mätningen underlättas genom användning av exempelvis lodstång eller mätband som kan fästas i stativets fästskruv, då man från denna har ett känt mått till instrumentets mätcentrum.

Instrumentets orientering är ett moment som är särskilt viktigt, eftersom inverkan av ett fel i orienteringen ger ett fel i nypunkterna som är direkt proportionellt mot siktlängden och har en riktning tvärs siktlinjen. Detta innebär att felen i nypunkterna varierar i både storlek och riktning beroende av siktlinjen. Med anledning härav bör orienteringen utföras med överbestämning och/eller kontroll.

För att minimera centreringsosäkerhetens (samt koordinat-osäkerhetens) inverkan på orienteringen ska så långa siktlängder som möjligt eftersträvas, helst längre än förväntade

detaljmätningsslängder. För mindre osäkerhet i orienteringen kan man vid flera bakåtoobjekt beräkna ett (vägt) medeltal av de olika orienteringsbestämningarna. Vikten för en orienteringsbestämning brukar då sättas proportionell mot kvadraten på siktlängden.

Genom att riktningsmätning görs mot två bakåtoobjekt, eller att riktnings- och längdmätning görs mot ett bakåtoobjekt kan motsvarande vinkel respektive avstånd beräknas ur kända koordinater och jämföras med mätt vinkel/längd.

Mätningarna på en station ska alltid avslutas med en upprepad inriktning mot ett bakåtoobjekt. Därigenom fås en grov kontroll på att ingenting hänt med instrumentets orientering under mätningens gång.

## 2.2 Inmätning av ny stationspunkt – stornätsförtätning

### Krav

- a) Som toleranser för detaljtåg ska felgränser för bruksnät i plan respektive höjd tillämpas, se [Bilaga A.2](#).
- b) Höjdtåg ska anslutas eller dubbelmätas (tur och retur).
- c) Pikéer och parpunkter ska kontrolleras, t.ex. genom inmätning av kända punkter i samband med detaljmätningen.
- d) De kvalitets- och kontrollaspekter som redovisas i checklistan för fri station i [Bilaga A.1.2](#) ska beaktas.

### Rekommendation

- a) För detaljpolygonståg gäller att tågen bör vara sträckta, anslutna i båda ändarna samt att sidlängderna bör vara ungefär lika långa och inte alltför korta.
- b) "Pikéer" och "parpunkter" som utgångspunkter för detaljmätning bör tillämpas endast i undantagsfall. Avståndet från känd punkt till pikén, eller mellan parpunkterna, bör vara längre än det längsta detaljmätningensavståndet.
- c) Ett bättre alternativ till parpunkter är ofta att mäta in tre eller flera punkter med GNSS-teknik och tillämpa överbestämd fri station för stationsetableringen. Kända punkter i omgivningen bör mätas in som kontroll.

### 2.2.1 Fri station mot stomnät

#### Krav

- a) För nöjaktig kontroll av stationsetablering vid fri station ska man ha minst en överbestämning per obekant, dvs. man ska mäta mot minst tre kända punkter.
- b) Vid användning av trigonometrisk höjdmätning för höjdbestämmning av fri station ska siktlängden understiga 300 m och zenitdistansen bestämmas genom mätning i båda cirkellägena.
- c)  $k$ -talet ska vid planmätning vara ca 0,5, vilket är fallet om man har en överbestämning per obekant.
- d) Vid inmätning av fri station mot ett konventionellt bruksnät ska ommätning ske om följande toleranser överskrids:

beräknad standardosäkerhet i plan:	max 14 mm
standardosäkerhet i utjämnad höjd:	max 10 mm.
- e) Vid inmätning av fri station mot ett lokalt geodetiskt nät med liten intern osäkerhet, t.ex. ett primärnät på byggsplats, ska ommätning ske om följande toleranser överskrids:

beräknad standardosäkerhet i plan:	max 7 mm
standardosäkerhet i utjämnad höjd:	max 5 mm.
- f) Vid beräkning av fri station i plan med koordinattransformation ska ommätning ske om viktsenhetens standardosäkerhet överskrider följande toleranser:

konventionellt bruksnät:	$\max 10\sqrt{n}$ mm
primärnät:	$\max 5\sqrt{n}$ mm

där  $n$  är antalet utgångspunkter (objekt).

### Rekommendation

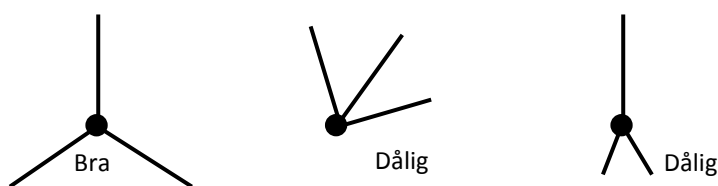
- a) För att få en god konfiguration vid inmätning i planet bör bakåtoobjekten om möjligt vara jämnt fördelade kring stationspunkten och på avstånd som motsvarar objektens avstånd från stationspunkten. Inmätningen bör ske mot minst tre bakåtoobjekt, vilket ger ett  $k$ -tal  $\geq 0,5$ .
- b) Vid beräkning av fri station genom koordinattransformation bör unitär transformation (3-parametertransformation) användas.

*Fri station* (synonymer: *fri uppställning* eller *fri stationsetablering*) innebär att instrumentets läge i plan och/eller höjd, samt orientering, bestäms genom mätning från en fritt vald uppställningspunkt med en valfri kombination av längd- och riktningsmätningar. Det medför att bruksnäten kan göras glesare.

Vid fri station uppnår man en mindre lokal osäkerhet i stationsetableringen än vid uppställning på "känd" punkt, om den fria stationens läge interpoleras från flera omkringliggande brukspunkter med samma kvalitet som en enstaka "känd" punkt.

På detta sätt får man vanligen mindre motsättningar mellan mätningar från två fria stationer än mellan mätningar från två kända punkter.

En bra konfiguration ökar möjligheten att hitta grova fel, se *figur 2.2.1a*. För att upptäcka och lokalisera dessa krävs dock överbestämningar – och fria stationer är normalt överbestämda. Fler överbestämningar ger dessutom mindre osäkerhet i stationsetableringen även utan förekomst av grova fel.



**Figur 2.2.1.a.** Bra och dåliga konfigurationer vid inmätning i plan av en fri station.

De beräkningsmetoder som vanligen tillämpas för bestämning av fri station i plan är *koordinattransformation* och *sträng utjämnning*. Höjdanslutning sker vanligtvis med trigonometrisk höjdbestämmning.

Det finns i huvudsak tre olika funktioner för en fri station:

- *Utgångspunkt för inmätning.*

- *Tillfällig förtättningspunkt*, som markeras provisoriskt under mätprojektet.
- *Permanent stompunkt*, som mäts in och markeras varaktigt (ofta som ersättning för en äldre, raserad stompunkt).

I situationer där inga stompunkter finns tillgängliga på marken och där liten relativ osäkerhet eftersträvas kan man använda sig av utgångspunkter som bestäms med GNSS-teknik, se [avsnitt 2.2.2](#).

### Planbestämning

Punktbestämning i plan åstadkommes med rikttnings- och/eller längdmätning mot kända punkter. För bestämning av läge och orientering (tre obekanta) krävs minst tre mätningar, varav minst en riktningmätning för orienteringen. Tre mätningar ger dock ingen överbestämning, dvs. kontroll på punktbestämningen saknas. De ger inte alltid entydigt resultat, då vissa villkor måste förutsättas vara uppfyllda vid beräkningen.

En bra konfiguration minimerar inverkan på stationsetableringen av fel i mätningarna (gäller såväl tillfälliga avvikelser som grova fel), men för att upptäcka och lokalisera grova fel krävs överbestämningar.

Vid en överbestämning finns möjlighet att upptäcka grova fel, men det är omöjligt att peka ut var felet är begånget. För lokalisering av grova fel krävs minst två överbestämningar, men ju fler överbestämningar man har, desto säkrare blir felsökningen. Fler överbestämningar ger dessutom mindre osäkerhet i stationsetableringen även utan förekomst av grova fel.

Vid stationsetablering i plan har man tre obekanta, en N- och en E-koordinat, samt en orienteringskvantitet, vilket innebär att man bör ha tre överbestämningar. Detta erhålls exempelvis genom längd- och riktningmätning mot tre kända punkter (sex mätningar).

Metoden möjliggör att stationspunkten kan väljas på lämpligaste plats både med avseende på stationsetableringens konfiguration och planerade detaljmätningar. En fördel från noggrannhetssynpunkt är att man eliminerar felkällor som annars uppkommer vid centrering.

Möjliga beräkningsmetoder för bestämning av stationspunkt som fri station är *koordinattransformation* och *sträng utjämning*.

*Koordinattransformation* kräver bestämning av både riktning och längd mot samtliga objekt, för att kunna beräkna koordinater på

objekten i ett lokalt system som sedan kan transformeras till bakåtojektens system.

En nackdel med denna metod är att man alltid måste bestämma både riktning och längd mot bakåtojektet – friheten går förlorad. Fördelar är att statistisk felsökning kan utföras vid minst tre överbestämningar, vilket möjliggör detektering och lokalisering av grova fel.

Vid Helmertrtransformation (4 parametrar), där även skalfaktorn bestäms, kan grova fel bli mycket svåra att upptäcka.

*Sträng utjämning* innebär elementutjämning enligt minstakvadratmetoden. Kombinationer av riktningar och längder vid inmätningen är helt valfri och metoden möjliggör statistisk felkontroll för detektering och lokalisering av grova fel.

### Höjdbestämnin

Höjdbestämnin av stationspunkten (instrumentet) erhålls genom trigonometrisk mätning av höjdskillnader till brukspunkter kända i höjd. Därvid ska den mätta längden ej korrigeras för höjd över ellipsoiden och för projektionen. Dessa korrektioner påförs annars automatiskt i totalstationen.

Vid långa siktlängder (>300 m) är refraktionen en begränsande faktor för osäkerheten i höjdbestämnin. Refraktionen varierar beroende på temperatur-, sol- och vindförhållanden samt siktlinjens höjd över markytan.

Största bidraget till höjdskillnadens osäkerhet utgörs av osäkerheten i zenitdistansen, vilken därför måste bestämmas genom helsatsmätning.

Vid fler utgångsobjekt erhålls överbestämningar (en per objekt). Instrumentets höjd kan då beräknas genom medeltalsbildning, viktad eller ej. En funktion finns framtagen för att vikta trigonometriskt mätta höjdskillnader, se [bilaga C.4](#).

Vid korta siktlängder (< 100 m) är mätning av signalhöjder den begränsande faktorn för höjdbestämninens osäkerhet. En bättre höjdbestämnin kan i sådana fall uppnås genom direkt mätning mot en avvägningstång placerad på en höjdbestämd punkt, genom att använda instrumentet som ett avvägningssinstrument och läsa av stången i båda cirkellägena för att kompensera ett eventuellt kollimationsfel i instrumentet.

Vid detaljmätning i höjd finns egentligen aldrig något skäl att ställa upp centriskt över en känd punkt. Höjdbestämnin av instrumentet underlättas av en excentrisk uppställning med fri

station. På detta sätt undviks den felkälla som härrör från mätningen av instrumenthöjd.

### Analysmetoder

De storheter som traditionellt har analyserats vid noggrannhetskontroll och felsökning är förbättringar (residualer), viktenhetens standardosäkerhet samt standardosäkerhet i plan. Det har dock visat sig att denna analys ofta varit otillräcklig för detektering och, framför allt, lokalisering av grova fel i samband med bestämning av en fri station.

Det är mätningarnas förmåga att kontrollera varandra som styr förbättringarnas fördelning. I vilken grad en mätning kontrolleras av andra mätningar brukar kallas *redundans*, ett tal mellan 0 och 1, som talar om hur stor del av ett fel i mätningen som korrigeras genom förbättring. Resten av felet påverkar punktbestämningen och orienteringen.

Summan av alla mätningars redundanser är lika med totala antalet överbestämningar. Den genomsnittliga redundansen i stationsetableringen kan därför enkelt beräknas genom att dividera antalet överbestämningar ( $\ddot{o}$ ) med det totala antalet mätningar ( $n$ ). Detta s.k. *kontrollerbarhetstal* ( $k$ -tal) kan alltså skrivas

$$k = \frac{\ddot{o}}{n}$$

En bättre kontroll fås om man relaterar förbättringarnas storlek till redundansen och motsvarande a priori standardosäkerhet i stället för att studera förbättringens absoluta storlek.

Om man dividerar varje mätnings förbättring ( $v$ ) med a priori standardosäkerhet ( $u$ ) och roten ur kontrollerbarhetstalet ( $k$ ) fås en testkvot ( $t$ ) som kan skrivas

$$t = \frac{|v|}{u\sqrt{k}}$$

Mätningen med den största kvoten bör kontrolleras, om denna kvot är större än två ( $t > 2$ ), vilket är i analogi med 2-sigma-principen.

Ett bättre test erhålls naturligtvis om man har tillgång till varje enskild mätnings redundans i stället för den genomsnittliga redundansen. De testkvoter som då erhålls benämns *standardiserade förbättringar* och hanteras på samma sätt som storheten  $t$  ovan. En förutsättning för att felsökningen ska fungera är också att man har minst två överbestämningar.

En första indikation på om grova fel finns i materialet ger av *viktenhetens standardosäkerhet*. Om denna skiljer sig avsevärt från ett (1)



är det antingen ett tecken på felaktig viktsättning (dålig uppskattning av a priori standardosäkerhet), eller en indikation på grova fel. Det senare kan misstänkas om viktsenhetens standardosäkerhet är onormalt stor.

Ovanstående analysmetoder kan användas vid både plan- och höjdbestämning, men beroende på att dessa system är fysiskt helt skilda från varandra bör tester och analyser ske separat i plan och höjd. Enligt ovan krävs minst två överbestämningar för att ha en möjlighet att kontrollera mätningarna. Eftersom man vid stations-etablering i höjd endast har en obekant bör således kontrollerbarhetstalet här vara minst  $2/3$  (0,67).

Denna test av förbättringar förordas men vanligen räcker det med den analys av standardosäkerheten i plan och höjd efter utjämning som beskrivs i det följande.

Noggrannhetskraven för en fri station i plan och höjd måste ställas i relation till det aktuella bruksnätets kvalitet. Den fria stationens standardosäkerhet i plan och standardosäkerhet i utjämnad höjd bör inte överskrida standardosäkerheten i brukspunkterna. Nedanstående gränsvärden grundas på en mätmetodik enligt ovan, samt att avståndet till brukspunkterna inte överskrider något hundratal meter (100-200 m).

Beräkning av standardosäkerhet i plan förutsätter sträng utjämning. För planbestämning av fri station med hjälp av koordinat-transformation kan jämförbara toleranser för viktsenhetens standardosäkerhet vid inpassningen ställas upp:

Toleranserna i höjd påverkas ej eftersom höjdbestämningen sker separat, på samma sätt som vid sträng utjämning.

Dessa krav får naturligtvis även ställas i relation till de noggrannhetskrav man har på detaljpunkterna. Vid väldefinierade objekt, som exempelvis gränspunkter, bör krav enligt ovan gälla, medan inmätning av t.ex. en strandlinje ej ställer så höga krav på stations-etableringen.

### 2.2.2 Fri station med RTK-bestämda utgångspunkter

#### Rekommendation

- a) Tillämpning av RUFRIIS, "RTK-uppdaterad fri station", bör ske enligt Trafikverkets metodbeskrivning.
- b) Kontrollera RUFRIIS-etablering genom att mäta in åtminstone en punkt med kända 3D-koordinater med både totalstation och GNSS.

Saknas tillgång till kända utgångspunkter kan bakåtoobjekten bestämmas med GNSS-teknik. Den fortsatta behandlingen är densamma som vid traditionell fri station se [avsnitt 2.2.1](#).

Det tillvägagångssättet utnyttjar dock inte satellitteknikens fördelar fullt ut, varför en annan kombination har lanserats på senare tid: RTK-understödd fri station (RUFRIIS).

### **RTK-uppdaterad fri station (RUFRIIS)**

Tekniken förutsätter en kombinerad mätstång, med GNSS-antenn och prisma, som används för att kunna utföra samtidiga GNSS- och totalstationsmätningar. Vid fristationsetableringen sker inmätning av bakåtoobjekten med GNSS (nätverks-RTK), och parallellt mäts horisontell riktning, zenitdistans och lutande längd mot samma objekt med totalstationen. För att detta ska vara möjligt krävs att avståndet mellan GNSS-antennens referenspunkt och prisma är känt och definierat i instrumentets konfiguration eller mätprofil. Det är viktigt att mätstången är i lod och stabil under mätningen så att både GNSS- och totalstation-mätning relateras till samma punkt.

Som med alla andra mätmetoder, även vid RUFRIIS-etablering är det viktigt att utföra kontroller (se avsnitt 5). Man ska särskilt beakta höjdbestämning med RUFRIIS; det går inte upptäcka om man matar in felaktig prismahöjd (eller antennhöjd).

Konsekvensen av sådant fel blir felaktiga höjder för alla punkter inmätta/utsätta från den berörda stationen.

Inmätning av en känd punkt som inte ingår i RUFRIIS etableringen, med både GNSS och totalstation, ger en snabb kontroll om det finns ett grovt fel i antenn- respektive prismahöjd. Om man utför sådan kontroll före och efter detaljmätning, kontrolleras även stativets stabilitet.

RUFRIIS stationsetablering kan ske innan detaljmätning (ett måste vid utsättning), eller parallellt med inmätning av detaljpunkter. Vid parallell inmätning och stationsetablering kan varje punkt som mäts in med GNSS och totalstation användas för beräkning eller uppdatering av totalstationens koordinater och orientering. Även alla koordinater inmätta m.h.a. totalstation räknas om efter varje uppdatering av stationsetablering. Man måste dock påpeka att inte alla instrument (programvaror) stödjer denna realtids-uppdatering. I sådant fall måste man först etablera stationen och sedan utföra detaljmätning.

Detaljmätningen kan sedan ske alternerande med den ena eller den andra tekniken, beroende på vilka sikthinder som finns och vilken typ av mätning som går snabbast.

Metoden har studerats utförligt inom Trafikverkets projekt "Stomnät i luften" – genom såväl teoretiska som praktiska studier. Studierna visar att de viktigaste faktorerna för en noggrann och tillförlitlig stationsetablering och efterföljande detaljmätning är:

- Kvaliteten av RTK-inmätning av bakåtoobjekten
- Antalet bakåtoobjekt
- Punktkonfiguration, d.v.s. placering av bakåtoobjekten i förhållande till stationen och arbetsområde

#### *RTK-inmätning av bakåtoobjekt.*

Kvaliteten i RTK-inmätningen av bakåtoobjekten är den mest avgörande faktorn vid RUFRIIS. Därför är det viktigt att välja sådan placering av bakåtoobjekt där tillräcklig många satelliter är tillgängliga. Se till att RTK-kvalitetsindikatorn (CQ, DOP eller liknande) visar tillräcklig bra värden. Om omgivningen inte tillåter val av platser med bra satellittäckning och RTK-kvalitetsindikatorn visar dåliga värden, använd flera bakåtoobjekt.

Observera att all detaljmätning från en RUFRIIS sker i det referenssystem som valdes för RTK-mätningarna och innebär ingen koppling till ett lokalt system. Om man vill utföra mätningar i ett lokalt system, måste en lokal anpassning utföras genom att inmätning av punkter med kända koordinater i det lokala systemet.

För mer detaljer om metodiken, rekommendationer och krav vid RTK-mätningar, se HMK-Geodesi: GNSS-baserad mätning.

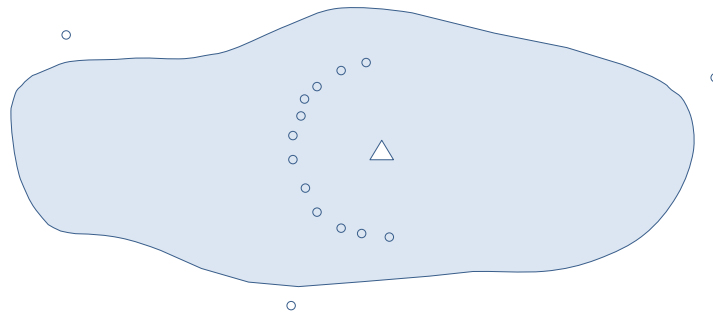
#### *Antalet bakåtoobjekt*

Man bör använda minst 3 bakåtoobjekt för att uppfylla kravet "en överbestämning per obekant" (avsnitt 2.2.1). Ytterligare bakåtoobjekt förbättrar stationsetableringen genom att minska osäkerheten i stationens koordinater och orientering samt ökar tillförlitligheten (chansen att upptäcka grova fel och mindre påverkan av oupptäckta grova fel). Förbättringen är märkbar om man ökar antalet bakåtoobjekt upp till 20 – 30, sedan är bidraget från ytterligare bakåtoobjekt försumbar. Trafikverkets metodbeskrivning kräver 15 bakåtoobjekt.

#### *Punktkonfiguration*

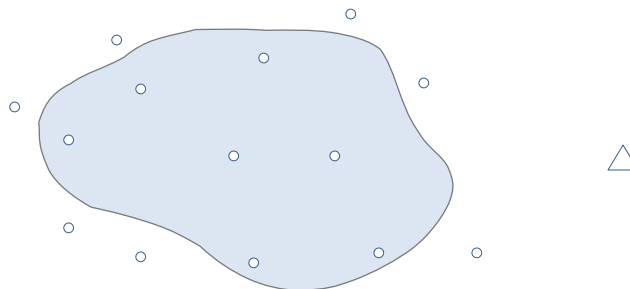
För att uppnå den bästa kvaliteten (god horisontell precision och tillförlitlighet) i stationsetableringen bör bakåtoobjekten minst spridas inom ett halvplan (t.ex. på en halvcirkel) runt totalstation och arbetsområde. Avståndet mellan totalstation och bakåtoobjekten spelar ingen (försumbar) roll för osäkerheten i stationens horisontella position (påverkan är försumbar), men det är viktigt

för bestämning av totalstationens orientering. Därför bör minst 20 - 30% av bakåtoobjekten ligga på ett avstånd motsvarande minst det maximala detaljmätningensavståndet. Se exempel i figur 2.2.2. Punkterna utanför arbetsområdet är till för att reducera riktningsosäkerheten, genom att detaljmätningensavstånden (från totalstationen räknat) blir kortare än avståndet till dessa punkter.



**Figur 2.2.2.** Ett exempel på bra punktkonfiguration vid RUFRI. Den blå ytan är detaljmätningensområde, cirkelarna representerar bakåtoobjekt och triangeln totalstationsuppställningen.

Om det enda syftet med RUFRI är en tillfällig uppställning av totalstation för inmätning eller utsättning, är det viktigast att bakåtoobjekten omsluter arbetsområdet. Ett sådant exempel visas i figur 2.2.3. Punktkonfigurationen är inte optimal för bestämning av stationspunktens koordinater, men den är bra för detaljmätning i det blåa arbetsområdet.



**Figur 2.2.3.** Punktkonfiguration som ger bra kvalitet för punkter inmätta i det blåa området, men sämre kvalitet för stationspunkten.

Spridningen av bakåtoobjekten påverkar inte stationsetableringens osäkerhet i höjd. Kortare avstånd och flertalet bakåtoobjekt minskar osäkerheten i höjdbestämning av stationen.

## 2.3 Förtätning med detaljtåg, pikéer och "parpunkter"

### Krav

Avvikelsen mellan olika bestämmningar av en kontrollpunkt, eller vid kontrollinmätning av brukspunkt från en piképunkt, bör ej överstiga 20 mm (radiellt) i plan och 10 mm i höjd.

### Rekommendation

- a) Piképunkter, och andra icke överbestämda stationspunkter, bör kontrolleras genom en oberoende kontrollmätning – i plan och/eller höjd, beroende på den tänkta användningen.
- b) Piképunkt bör normalt ej följa på piképunkt utan att dessa sammanbinds i detaljtåg och ansluts till en annan brukspunkt än utgångspunkten. Om terrängen eller bebyggelsen omöjliggör sådan anslutning kan dock korta tåg med högst två piképunkter mätas "flygande", dvs. utan anslutning i sista punkten. Tvångscentrering bör då användas och piképunkterna bör kontrolleras genom inmätning av dubbla kontrollpunkter.

Den vanligaste metoden för stornätsförtätning har varit att lägga ut detaljtåg, som kan vara polygontåg och/eller höjdtåg.

En piké är en förtätningsspunkt som mäts in polärt från en stompunkt, se *figur 2.3.1*. Den kan sägas vara ett detaljtåg i miniatyr, som inte är anslutet och endast består av en sida. Det var tidigare ett ganska vanligt förfarande vid stornätsförtätning för detaljmätning. Normalt används den stompunkt från vilken pikén har mätts in som bakåtobjekt vid detaljmätning från pikén.

Att utnyttja s.k. parpunkter, bestämda med GNSS-teknik, som stationspunkt respektive bakåtobjekt vid detaljmätning förekommer ibland. Parpunkterna ligger i allmänhet i närheten av varandra, med sikt emellan.

Pikéer och parpunkter är dock inte helt problemfria förfaranden; de har inga inbyggda kontroller och om avståndet mellan den punkt som väljs som station och dess bakåtobjekt är för kort så ger metoderna en stor riktningssäkerhet vid den fortsatta mätningen.

### Exempel:

Man kan visa att standardosäkerheten för en orienterad riktning mellan två punkter på avståndet  $L$  meter blir

$$u(\varphi) = \frac{u(P)}{L} \rho$$

där  $u(P)$  är ändpunkternas standardosäkerhet i plan (punktmedelfel).

Om vi antar att punkterna är bestämda med nätverks-RTK med  $u(P) = 15$  mm så får vi:

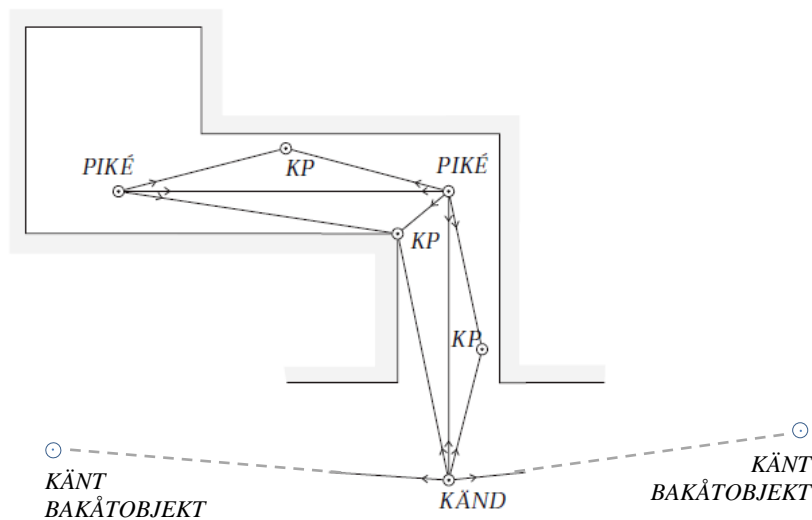
$$u(\varphi) = \frac{0,015 \cdot 63662}{L} \approx \frac{1000}{L} \text{ mgon}$$

Dvs. 100 mgon på avståndet  $L = 10$  meter och 10 mgon på 100 meter, vilket är bra mycket sämre än den mätosäkerhet man normalt får vid riktningmätning med totalstation.

En indirekt kontroll av en piképunkt fås om man från denna mäter in en brukspunkt förutom den från vilken pikén är utlagd. En annan möjlighet är att från pikén mäta in minst en väldefinierad detalj som kontrollpunkt. Piképunkten kontrolleras sedan genom inmätning av kontrollpunkten/-punkterna även från en brukspunkt.

Principen för ett flygande tåg med två piképunkter och kontrollpunkter åskådliggörs i *figur 2.3*.

Detta gäller generellt. Kontrollen vid bestämning av piképunkter måste dock ställas i relation till den efterföljande mätningens ändamål.

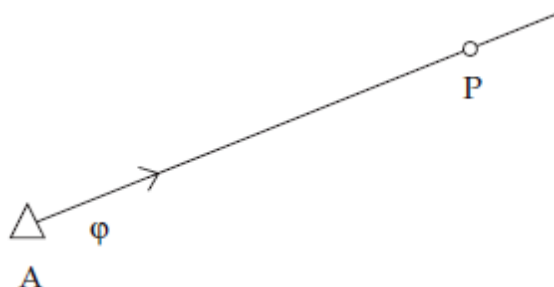


**Figur 2.3.** Exempel på "flygande" tåg med dubbla kontrollpunkter (KP).

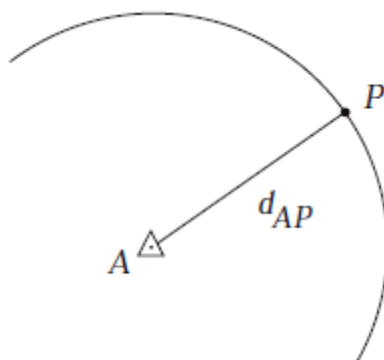
### 3 Genomförande av detaljmätning

#### 3.1 Mätmetoder i plan

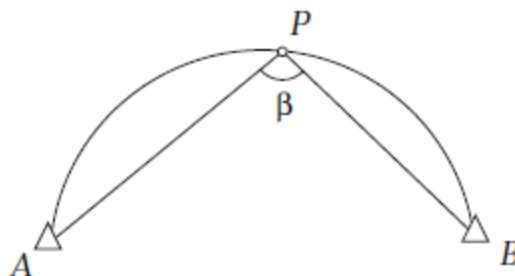
Det finns sju elementära planmättningsmetoder (punktbestämningssmetoder). De kan beskrivas som olika kombinationer av tre typer av observationer, nämligen:



- Orienterad riktning, som bestäms genom riktningsmätning i känd punkt med referens i annan känd punkt. Den sökta punkten ligger på en rät linje.



- Avstånd, där den sökta punkten ligger på en cirkel med centrum i den kända punkten och med en mätt längd som radie.

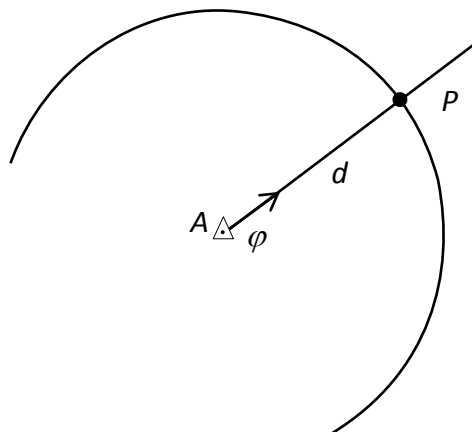


- Vinkel, som bestäms genom vinkelmätning i den sökta punkten mot två kända punkter. Den sökta punkten ligger på en cirkelbåge genom APB.

De olika planmättningsmetoderna är: polär mätning, ortogonal mätning, avskärning, inbindning, inskränning skärbindning och sidoinskärning. Av dessa metoder är det praktiskt taget enbart polär mätning som förekommer idag.

### 3.1.1 Polär metod

Rent geometriskt kan den polära metoden ses som skärningen mellan en rät linje med given riktning och en cirkel med given radie. Se *figur 3.1.1*. Eftersom skärningen mellan linjen och cirkeln alltid sker under rät vinkel, finns det inga ogynnsamma geometriska fall vid användning av polär metod.



**Figur 3.1.1.** Polär metod. Den sökta punkten bestäms av skärningen mellan en rät linje och en cirkel med given radie.

I praktiken sker lägesbestämning av den sökta punkten genom mätning av längd och riktning från en tidigare lägesbestämd punkt, vidare behövs också riktningsmätning mot ett referensobjekt. Denna riktning används för att beräkna instrumentets orientering, se [avsnitt 2.1](#). För beräkning av horisontell längd krävs dessutom att en zenitdistans mäts.

Polär utsättning kräver att de punkter som ska sättas ut är koordinatbestämda så att utsättningsdata kan beräknas. Beräknade utsättningsdata består av en orienterad riktning från aktuell stationspunkt mot punkten som skall sättas ut samt avstånd mellan stationspunkten och punkten. Punkterna sätts ut genom att deras polära data mäts ut på marken.

Mätosäkerheten i längdmätningen kan formuleras på följande sätt:

$$u(l) = \sqrt{(A + B \cdot l)^2 + C^2} \text{ mm}$$



där  $A$  (mm) och  $B$  mm/km ger standardosäkerheten för längdmätningen och  $C$  (mm) är standardosäkerheten i centreringen, längden  $l$  anges i kilometer.

Mätosäkerheten i riktningsmätningen ges av följande uttryck:

$$u(\varphi) = \sqrt{\frac{D^2}{n} + \left(\frac{C}{l} \cdot \frac{200}{\pi}\right)^2} \text{ mgon}$$

där  $C$  mm är standardosäkerheten i centreringen,  $D$  mgon är standardosäkerheten i riktningsmätningen,  $n$  är antalet helsatser och längden  $l$  anges i meter.

I tabell 3.1.1 redovisas standardosäkerheten i plan för några totalstationer med olika mätosäkerheter.

**Tabell 3.1.1.** Radiell standardosäkerhet i plan vid polär mätning för olika klasser<sup>1</sup> av totalstationer.

Avstånd (m)	Standardosäkerhet i plan (mm)			
	T1	T2	T3	T4
10	1	3	3	5
50	1	3	3	5
100	1	3	4	6
300	2	5	6	11

*Anmärkning* : Centreringsfel för instrument och signaler, samt fel i utgångspunkter, tillkommer.

## 3.2 Mätmetoder i höjd

Höjdmätning sker med avvägning eller trigonometrisk höjdmätning.

Avvägning utförs med hjälp av avvägningsinstrument, som har en horisontell siktaxel. Från noggrannhetssynpunkt kan man särskilja tre olika metoder, *precisionsavvägning* (i riksnäten), *finavvägning* (i anslutnings- och bruksnät) och *standardavvägning*.

Precisionsavvägning är alltså en av Lantmäteriet reserverad term för en speciell tillämpning, även om avvägning med hög precision/noggrannhet kan förekomma även i andra sammanhang, t.ex. vid industrimätning, sättningskontroll och precisionsutsättning.

Avvägning av ytor vid detaljmätning benämns ytavvägning, till skillnad mot den linjeavvägning som utförs i t.ex. stomnät.

<sup>1</sup> Klassindelningen enligt SIS-TS 21143:2013 Tabell A1

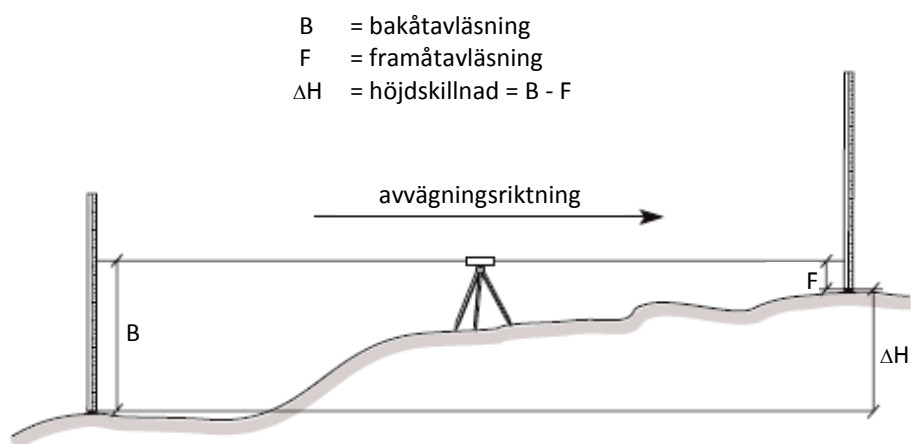
### 3.2.1 Avvägning

#### Rekommendation

- a. Avvägning bör om möjligt utföras med mittuppställning av instrumentet.
- b. Siktledningarna vid avvägning bör avstämmas mot den noggrannhet som eftersträvas.
- c. Vid avvägning i tåg
  - bör varje sträcka avvägas i båda riktningarna
  - bör anslutning ske till mins två kända punkter

#### Standardavvägning

Vid standardavvägning används instrument med optisk eller digital avläsning. I båda fallen används ofta delade stänger.



Figur 3.2.1. Principen för avvägning.

#### Genomförande av mätning

Principen för avvägning framgår av figur 3.2.1.

Lika långa siktledning bakåt och framåt eliminerar kollimationsfelets och jordkrökningens inverkan samt reducerar inverkan av refraktion, varför inga korrektioner behöver göras. Vid olika långa siktledning är det speciellt viktigt att instrumentet är justerat med avseende på kollimationsfel.

#### Instrument med digital avläsning

Med digital avläsning ersätts observatörens öga av en detektor som läser streckkoden på stängen och beräknar såväl stängavläsning som avståndet mellan instrument och stång. Stängens streckkod är unik för varje instrumenttillverkare varför stång och instrument måste ses som en enhet.

Instrumentets öppningsvinkel är i storleksordningen  $1^{\circ}$ - $2^{\circ}$ , varför vid korta avstånd endast en liten del av stängen avläses och vid längre avstånd nästan hela stängen.

Inverkan på mätresultatet av vibrationer i instrumentet eller värmedaller är mindre än för instrument med optisk avläsning eftersom mätvärdet bestäms genom integration över ett stäng-avsnitt. Den del av stängen som avläses måste vara väl belyst, inslag av skuggor kan försvåra eller i värsta fall ge upphov till felaktiga avläsningar.

Även instrument med digital avläsning har kollimationsfel, vilket medför behov av regelbunden kontroll, se anvisningar för respektive instrument.

### Osäkerhet vid avvägning

Tabell 3.2.1a visar, osäkerheten vid standardavvägning och avser väldefinierade punkter, fel i utgångspunkter tillkommer. Vid detaljmätning är det dock oftast möjligheten att definiera mätobjekten som sätter gränser för noggrannheten. Vid avvägning av t.ex. råmark finns ingen anledning att göra millimeteravläsningar.

**Tabell 3.2.1a.** Standardosäkerhet i höjdskillnader vid standardavvägning.

Siktlängd (m)	Standardosäkerhet i höjdskillnad (mm)
20	1
50	2
80	3

Maximal siktlängd vid standardavvägning är ca 60 m, delvis beroende på kikarens förstoring.

### Avvägningståg

Med lika långa siktlängder bak och fram elimineras såväl inverkan av kollimationsfel som effekten av jordkrökningen. Kvar att hantera är slumpmässiga avvikelser.

För ett och samma instrument är standardosäkerheten för höjdskillnaden i ett tåg direkt proportionell mot roten ur antalet uppställningar. Med konstant siktlängd  $s$  är standardosäkerheten i avvägningen proportionell mot kvadratroten ur tåglängden  $L$ . Det bästa vore förstås att använda antalet uppställningar direkt men med antagandet om konstanta siktlängder är tåglängden ett hyfsat mått på antalet uppställningar.

Kontroll av avvägningen görs normalt genom test mot toleranser för slutningsfel i slingor, dubbelmätning etc. I Tabell 3.2.1b redovisas olika kontrollstorheter och deras gränsvärden.

**Tabell 3.2.1b.** Toleranser vid standardavvägning; mätsträckans längd  $L$  anges i km.

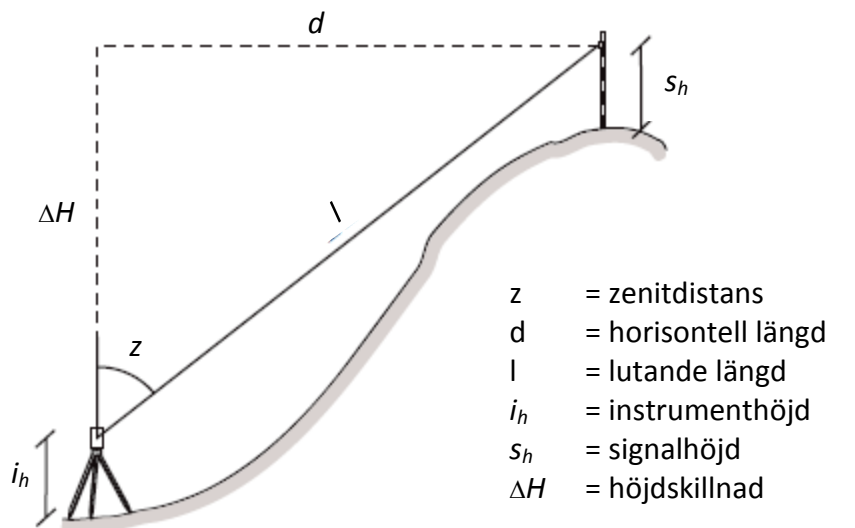
Storhet	Tolerans (mm)
Dubbelmätta höjdskillnader	$20\sqrt{L}$
Slutningsfel i slinga	$10\sqrt{L}$
Slutningsfel i tåg mellan kända punkter	$10\sqrt{L}$

### 3.2.2 Trigonometrisk höjdmätning

#### Krav

Vid beräkning av trigonometrisk höjdmätning ska hänsyn tas till inverkan av jordkrökning och refraktion.

Med totalstationer har trigonometrisk höjdmätning blivit enkel att utföra och därmed kommit att användas alltmer. Trigonometrisk höjdmätning, se figur 3.2.2, kan i många fall ersätta avvägning, främst där terrängen är starkt kuperad.



**Figur 3.2.2.** Principen för trigonometrisk höjdmätning.

Lutande längd och zenitdistans samt instrument- och signalhöjder mäts. Vid fri station mäts inte instrumenthöjd, varigenom en felkälla undviks.

#### Jordkrökning och refraktion

Eftersom trigonometriskt mätta höjdskillnader utgår från ett tangentplan till jorden, måste även jordytans krökning tas med vid beräkningen. Refraktionen beror på att siktlinjen passerar luftlager med olika täthet och därigenom bryts.

Refraktionskoefficienten ( $k$ ) är ett mått på refractionens storlek och antas normalt variera mellan 0,08 och 0,20. Vanligen används värdet 0,14 (standardkorrektio).

Felet i höjdskillnad på grund av dessa båda faktorer är proportionellt mot kvadraten på det horisontella avståndet och de två faktorerna motverkar normalt varandra. Formler för beräkning finns i [bilaga C4](#). Storleken av en standardkorrektio framgår av *tabell 3.2.2a*.

**Tabell 3.2.2a.** Standardkorrektio för jordkrökning och refraction vid olika siktlängder i samband med trigonometrisk höjdmätning ( $k = 0.14$ ).

Horisontellt avstånd (m)	Korrektio (mm)
50	0,2
100	0,7
200	2,7
300	6,1

Totalstationer har ofta inbyggd korrektio för jordkrökning och refraction vid beräkning av höjdskillnader. Observera att de inbyggda korrektionerna inte alltid är anpassade för svenska förhållanden.

### Förväntad mätosäkerhet vid detaljmätning

I *tabell 3.2.2b* redovisas osäkerheten vid trigonometrisk höjdmätning vid måttliga höjdskillnader.

Standardosäkerhet i zenitdistans 2 mgon.

Standardosäkerhet i avstånd 5 mm.

**Tabell 3.2.2b.** Förväntad standardosäkerhet vid trigonometrisk höjdmätning.

Siktlängd (m)	Standardosäkerhet i höjdskillnad (mm)
50	2
100	3
200	7
300	10

*Anmärkning:* Fel i bestämning av instrumenthöjd och signalhöjd samt fel i utgångspunkter tillkommer.

## 3.3 Kombinerad mätning i plan och höjd

Bestämning av ett objekts läge i plan och höjd sker idag ganska enkelt med hjälp av totalstation. De flesta inmätningar och en betydande del utsättning för mark och anläggningar sker med kombinerad plan- och höjdmätning.

Den metod som är den mest använda för samtidig mätning i plan och höjd är polärmätning i kombination med trigonometrisk höjdmätning.

Även andra planmättningsmetoder kan kombineras med trigonometrisk höjdmätning. Om längden inte har mätts, beräknas avståndet mellan utgångspunkt och objekt ur koordinaterna. Genom mätning av zenitdistans bestäms sedan höjdskillnaden.

## 4 Tillämpad detaljmätning

### 4.1 Planering och förberedelser

Ett fungerande fältarbete kräver väl utförd planering. Små inmätningssupdrag kan ofta planeras och utföras samtidigt, men vid mer omfattande arbeten krävs planering i förväg.

Val av teknik och metoder bör göras i ett tidigt skede. Ta reda på vilka kvalitetskrav som ställs på detaljmätningen och välj teknik, metodik och mätutrustning därefter.

Skall mätningen utgå från lokalt stornät bör en bedömning göras av kvalitet och täthet på befintligt stornät och att markeringarna inte är skadade.

### 4.2 Tillämpad inmätning

Inmätning med totalstation används framför allt när kravet på närsambanden är högt. Även höjder bestäms ofta med totalstation, men avvägning används vid höga noggrannhetskrav.

#### 4.2.1 Förberedande åtgärder

Innan fältarbetet inleds måste beställare och utförare klara ut ambitionsnivån. Vilka objekt ska mätas in? Hur ska de klassificeras och kodas? Vilka övriga uppgifter (attribut) ska samlas in?

Upprätta gärna en checklista som stöd för fältarbetet.

Ambitionsnivån för hur objekten definieras rent geometriskt bör också klaras ut. I dokumentet HMK-Ge:Infra finns stöd för detta.

Omfattningen av den egenkontroll som ska ske bör fastläggas i förväg. Se vidare [avsnitt 5.2](#).

Val av dokumentationsmetod ingår också i förberedelserna. Ska traditionella mätprotokoll eller fältminne/fältdator användas? Vilket filformat ska användas? Det är tillgång till utrustning och möjligheter/begränsningar i det system där mätdata ska bearbetas som är styrande. Se även [avsnitt 5](#).

Om markering ska göras eller om siktröjning kan bli nödvändig bör erforderliga markägarkontakter tas i förväg. Beträffande val av markeringstyper etc. finns stöd i HMK-Ge:Markering<sup>2</sup>.

Nedan visas hur olika metoder kan användas i ett antal inmätningssammanhang. Vid den praktiska tillämpningen är det mycket vanligt att de olika mätmetoderna kombineras, ofta i flera

---

<sup>2</sup> Tillsvidare avses det gamla dokumentet från 1993.

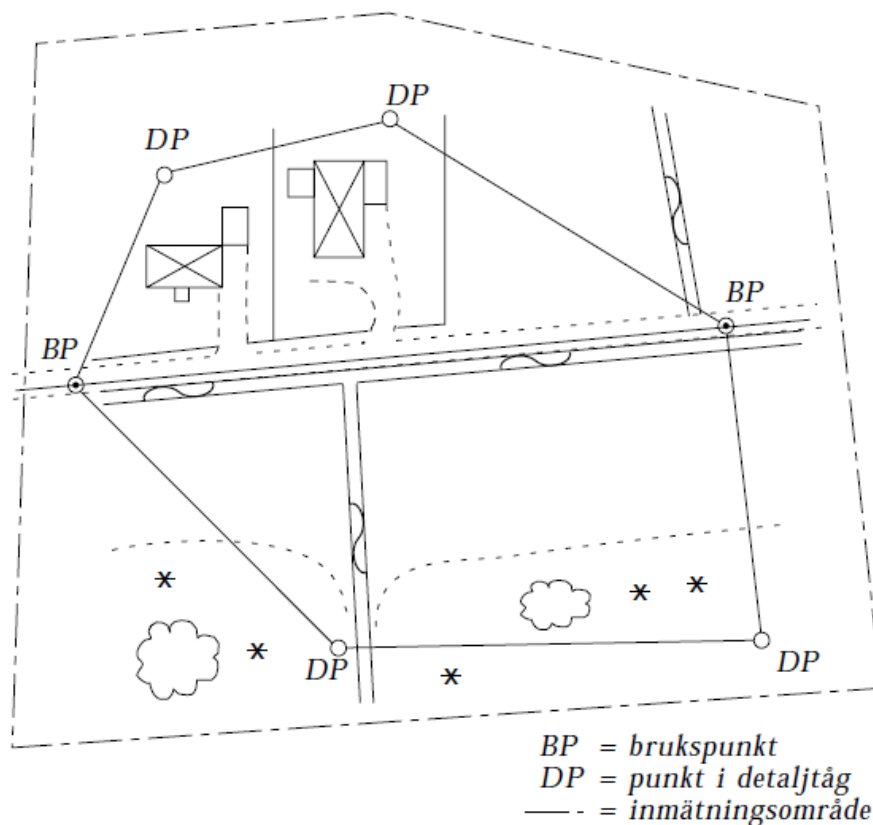
steg. Genom instrumentens utformning och inbyggda program upplevs dock mätningen som en enda metod.

## 4.2.2 Olika inmätningssituationer

### Underlag för kartframställning/kartkomplettering

Geodetisk detaljmätning används nästan undantagslöst vid nyframställning av kartor över mindre områden, samt t.ex. för komplettering vid fotogrammetrisk geodatainsamling. Kompletteringen kan då exempelvis avse täta skogspartier, där fotogrammetrisk detaljmätning ej varit möjlig. En annan form av komplettering är ajourhållning, dvs. uppdatering av befintlig karta på grund av förändringar i samband med byggande etc.

Av stor vikt är planering av de hjälppunkter som kan behövas för inmätningen om befintligt bruksnät och fri station inte räcker till. Hjälppunkterna (punkter i detaljtåg, piképunkter) bör ge en så



**Figur 4.2.2a.** Detaljtåg för kartkomplettering.

god täckning att flertalet objekt kan mätas in polärt. Det är dock inte rationellt att skapa hjälppunkter så att varje enstaka detalj kan nås med polär mätning.

Figur 4.2.2a visar hur detaljtåg placerats och anslutits till befintligt bruksnät i samband med ett mindre kartkompletteringsuppdrag.



Detaljtaget mäts med fördel i samband med detaljmätningen. På varje stationspunkt mäts först riktningar och längder för detaljtaget. Mätmetodiken för stommätning (satsmätning etc.) bör följas, se HMK-Ge:Stommätning. Därefter görs detaljmätningen, dvs. inmätning av kartobjekten. Dokumentationen bör dock separeras i olika protokoll eller olika mäldatafiler, eftersom beräkningarna vanligtvis hanteras var för sig.

Vid detaljmätningen bör man ha tillgång till en teleskopisk prismastång, så att lägre sikthinder (häckar, bilar etc.) inte försvårar mätningen. Högre signalhöjder ger dock större centreringsfel, som måste ställas i relation till noggrannhetskraven. En väl ungerande radiokommunikation mellan observatör och prismabärare är också värdefull. Fel i typkodning och signalhöjder kan då undvikas.

I samband med byte av stationspunkt görs lämpligen kompletterande bandmätning för bestämning av enstaka, skymda, detaljer och för kontroller. Skymda punkter kan t.ex. bestämmas med ortogonal mätning eller inbindning utifrån andra, väldefinierade detaljer, som mätts in polärt. T.ex. kan ett skymt hushörn bindas in från angränsande hushörn. Kontrollerna avser oftast avstånd mellan detaljer, t.ex. fasadmått.

Med bra beräkningsprogram kan mätningen underlättas avsevärt. T.ex. kan en bra hantering av objektexcentriciteter minska antalet nödvändiga stationspunkter, genom att man "kommer runt" mindre sikthinder. Man bör dock observera att osäkerheten i punktbestämningen oftast påverkas negativt då excentriciteter förekommer.

### **Projekteringsunderlag och relationsinmätning**

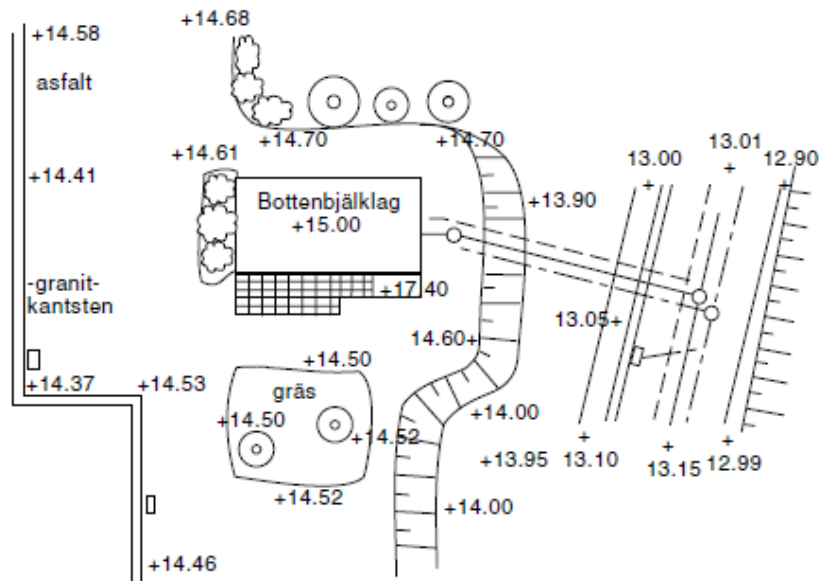
Metodiken skiljer sig inte nämnvärt från den som beskrivs under föregående avsnitt. Projekteringsunderlaget har en större detaljrikedom än primärkartan. Dessutom kan noggrannhetskravet i höjd vara stort, eftersom underlaget skall ligga till grund för detaljhöjdsättning av mark och anläggningar.

Utdrag från ett projekteringsunderlag visas i *figur 4.2.2b*.

En *relationshandling* upprättas efter det att ett hus eller anläggningsprojekt färdigställts. Relationshandlingen består vanligen av en detaljrik karta, i kombination med detaljritningar, profiler och sektioner.

Relationshandlingen kan liknas vid projekteringsunderlaget, dvs. den utgör en aktuell beskrivning av hus och anläggningar.

Relationsinmätningen kan utföras etappvis, beroende på vad inmätningen avser. T.ex. bör en ledningssträckning, som skall över-



**Figur 4.2.2b.** Utdrag från projekteringsunderlag visande inmätningar i höjd.

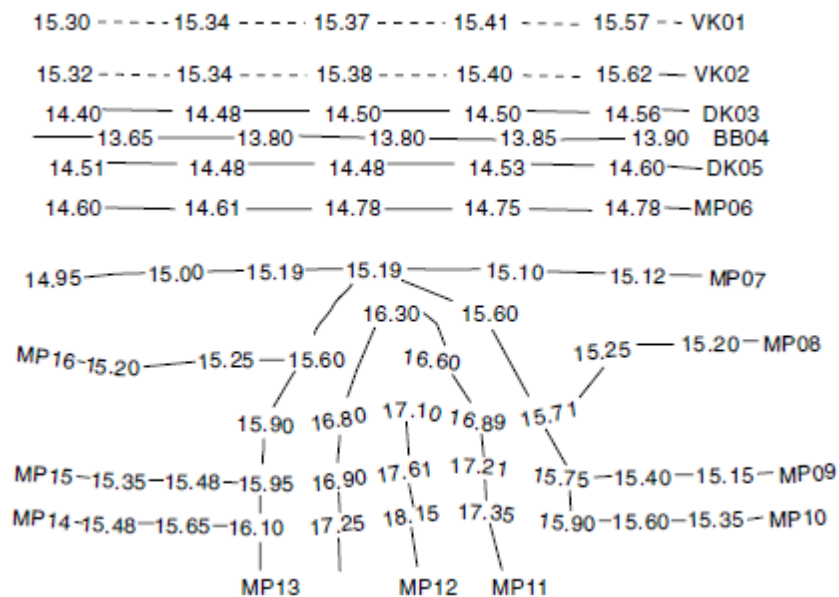
fyllas, mäts in i plan och höjd innan fyllning av ledningsgraven sker.

Vid relationsinmätning bör även nödvändig tilläggsinformation om inmätta objekt insamlas, t.ex. dimensioner på ledningar, material etc.

#### **Underlag för inmätning av terrängmodell**

Inmätningar i plan och höjd till grund för terrängmodell har blivit vanligare i och med de förbättrade och förenklade programvaror som utvecklats. Ofta benämns arbetet ytavvägning, även om höjdbestämningen görs trigonometriskt.

Inmätningen kan avse underlag för framställning av en s.k. plushöjdsplan, se *figur 4.2.2c*, eller utgöra grund för att skapa en digital markmodell.



**Figur 4.2.2c.** Plushöjdsplan – underlag för markmodell.

Vid all form av ytavvägning gäller att bestämma punkter i plan och höjd för terrängens brytlinjer och brytpunkter.

Terrängmodellen interpoleras fram ur de inmätta punkterna. Metoden för interpolation kan variera, t.ex. i rutnät eller i trianglar, med eller utan brytlinjer. Mätpunkter i terrängen bör därför väljas med beaktande av den interpolationsmetod som är aktuell.

Beroende på den noggrannhet som eftersträvas, och terrängens beskaffenhet, bestäms punkter med en viss täthet. Täthet kan beskrivas som ungefärligt antal punkter per hektar, t.ex. 100, 150 osv. Alternativt kan tätheten anges som ett mått i ett rutnät med sidlängden 5 m, 10 m etc. Punkterna väljs dock inte strikt efter rutnätet, utan där markens förändringar sker.

### Linjeavvägning

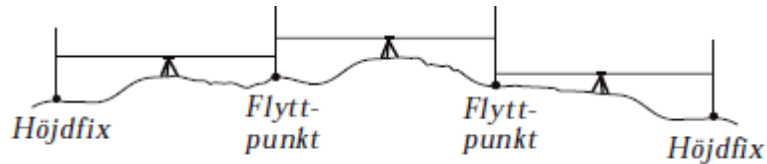
Vid avvägning inom ett större område, där detaljerna ej kan nå från en uppställning, utförs en förtätning av stomnätet i höjd.

Denna görs som en "tågmätning" med ett visst antal *flyttpunkter*, beroende av avståndet och höjdskillnaden, se *figur 4.2.2d*.

Avvägningen utförs normalt som finavvägning med avläsningar på minst 0.1 mm. Väl definierade flyttpunkter vid linjeavvägning

kan höjdbestämmas som kontrollåtgärd. Dessa punkter brukar benämnas *mellanpunkter*.

Linjeavvägning bör alltid kontrolleras genom *dubbelavvägning*, dvs. fram och tillbaka mellan utgångspunkt och slutpunkt, eller genom avvägning mellan två kända höjdfixar.



**Figur 4.2.2d.** Linjeavvägning.

### Detalj- och ytavvägning

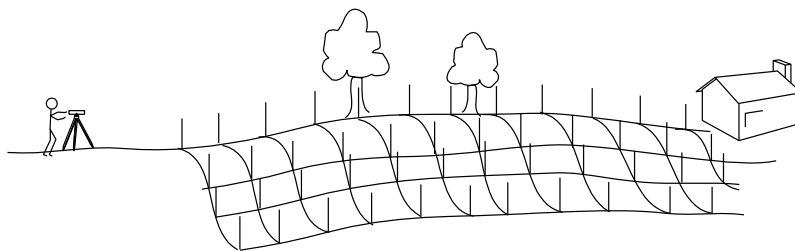
En detalj avvägs i den punkt som definierar dess höjd. Det kan vara vattengången i en brunn, överkanten på ett trappplan, anslutningen mellan cykelväg och gata osv.

Ytor avvägs i brytpunkter, samtidigt som punkternas läge i plan bestäms. Vid avvägningen väljs sådana punkter där lutningsförändringar sker.

Alternativt görs avvägningen i skärningspunkterna i ett teoretiskt rutnät (*rutavvägning*), se figur 4.2.2e. Rutnätet stakas normalt ut på marken. Rutnätsstorleken bestäms av vilka lutningar som förekommer. I inte alltför kuperad terräng kan 10 meter vara ett lämpligt mått.

Ytavvägning med avvägningsinstrument har nästan helt ersatts av mätning med totalstation i plan och höjd (takymetrering).

I HMK-Ge:Infra återfinns exempel på hur punkter definieras vid detalj- och ytavvägning.



**Figur 4.2.2e.** Rutavvägning

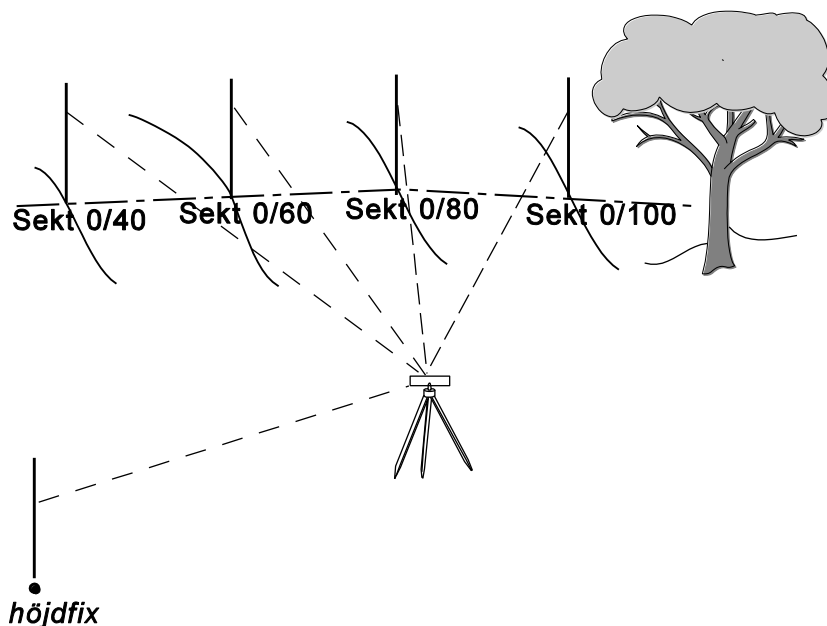
### Profil- och sektionsavvägning

Avvägning av profiler och sektioner sker sedan utgångslinjen stakats ut. Avvägningen kombineras ofta med linjeavvägning. Profilavvägning sker normalt på var 10:e eller 20:e meter, se

figur 4.2.2f, samt där stora höjdskillnader eller brytningar finns mellan jämna sektioner.

Tvårsektioner avvägs vinkelrätt ut – till vänster respektive höger om linjen – med erforderlig bredd. Avvägning sker i markens brytlinjer och/eller på ca var 4:e meter.

Ett alternativ till detta utförande kan vara att utmed tänkt linjesträckning – med en viss antagen bredd – mäta in detaljer och marknivåer. Utgångslinjen kan då i efterhand läsas i valfria lägen, varpå profiler och sektioner interpoleras fram ur underlaget.



Figur 4.2.2f. profil- och sektionsavvägning

### 4.3 Tillämpad utsättning

Här beskrivs den praktiska användningen av olika metoder för utsättning.

Utsättning utförs vanligen samtidigt i plan- och höjd. Vid höga toleranskrav kan utsättning i höjd göras separat med finavvägning.

Vid utsättning med höga toleranskrav bör kontrollmätningar utföras och dokumenteras.

#### 4.3.1 Förberedande åtgärder

##### Krav

- Vid utsättning, där utgångspunkternas osäkerhet ej är kända, ska dessa kontrolleras inbördes eller genom kontrollmätning till annan närbelägen brukspunkt.

b) Detaljer med krav på liten inbördes osäkerhet ska om möjligt sättas ut från samma station.

All utsättning bygger på underlagsdokument i form av ritningar, koordinatlistor etc. Eftersom fel i utsättningar kan medföra stora ekonomiska konsekvenser, finns det anledning att noggrant förbereda och planera mätningarna.

Ta reda på gällande ritningar och handlingar. Av speciell vikt kan vara att kontrollera senaste revideringar av ritningar.

Kontrollera hur mått angivits på ritning. Finns det överbestämda mått som ska kontrolleras på plats?

Undersök vilka toleranskrav som specificerats för olika detaljer. Vanligen hänvisas till standarden SS-ISO 4463-1 för utförande och utsättningsosäkerhet.

För större byggnader upprättas speciella utgångslinjer som underlag för detaljutsättning. Linjerna är låsta med mått till byggnadens fasader och fasaderna i sin tur till yttre bestämmande detaljer, som kan vara fastighetsgräns, befintliga byggnader etc. Anläggningsprojekt – typ vägar, ledningar och liknande – är oftast bestämda med koordinater i samband med projekteringen. Gå igenom underlaget.

Undersök om utsättningen skall befästas, dvs. försäkringsmarkeras vid sidan om utsättningsobjekten.

Väl lämpliga osäkerhet är detta speciellt viktigt.

Bedöm riskerna för att markeringar kan rubbas eller skadas av tunga transporter, sättningsbenägen mark etc.

#### 4.3.2 Utsättningssituationer

##### Krav

- a. Vid utsättning med mätband ska dessa vara SIS-märkta. Korrektioner för lutning, nedböjning (fritt hängande band) och temperatur påförs där noggrannheten så kräver. Utsättningsavstånden bör inte överstiga 25 m.
- b. Vid höjdutsättning ska instrumentet vara kontrollerat och justerat för eventuellt kollimationsfel. Detta på grund av att utsättning ofta sker med varierande siktlängder.

### **Rekommendation**

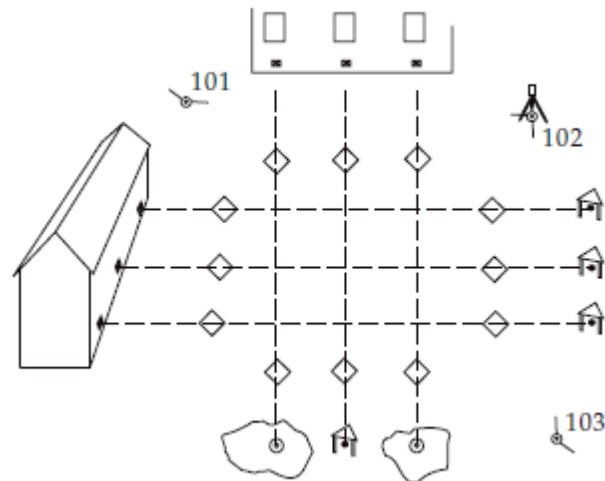
- a. Höjdutsättning vid byggande bör ske från sekundärpunkter i höjd. S.k. hjälpfixpunkter betraktas som sekundärpunkter.
- b. Vid avslutad utsättning bör en kontrollavläsning mot utgångsfixen eller annan lämplig höjdfix göras.

Nedan beskrivs utsättning i plan och höjd, som skilda metoder samt i kombination.

### **Polär utsättning i plan**

Sedan stationsetableringen utförts, se [avsnitt 2](#), kan utsättningen påbörjas. Här finns olika möjligheter till arbetssätt, nämligen:

- Grovutsättning av riktning och avstånd så att markeringen kan anläggas (inom några centimeter). Grovutsättningen kan göras med instrumentets s.k. trackingfunktion. Därefter finutsättning av riktning och avstånd i två moment.
- Utsättningsteknik enligt ovan, dock med den skillnaden att instrumentet utför nedräkning mot "0" för riktning och avstånd. Vid kontrollinmätning erhålls direkta avvikelser i riktning och avstånd.
- Ett dokumenterat bra arbetssätt vid utsättning är att utnyttja inmätning i finutsättningskedet. Grovutsättningen utförs på vanligt sätt. Då markering av den "provisoriska" punkten utförts, mäts den in noggrant (polär inmätning). Inmätta data kontrolleras sedan gentemot utsättningsberäkningarna och läget finjusteras. Denna metodik bygger på att inmätning erfarenhetsmässigt kan utföras något mindre osäkerhet än utsättning. Metoden skall dock inte uppfattas som ett kontrollförfarande, utan kontroll utförs som en separat åtgärd.



**Figur 4.3.2a.** Utsättning av sekundärnät för större husprojekt.

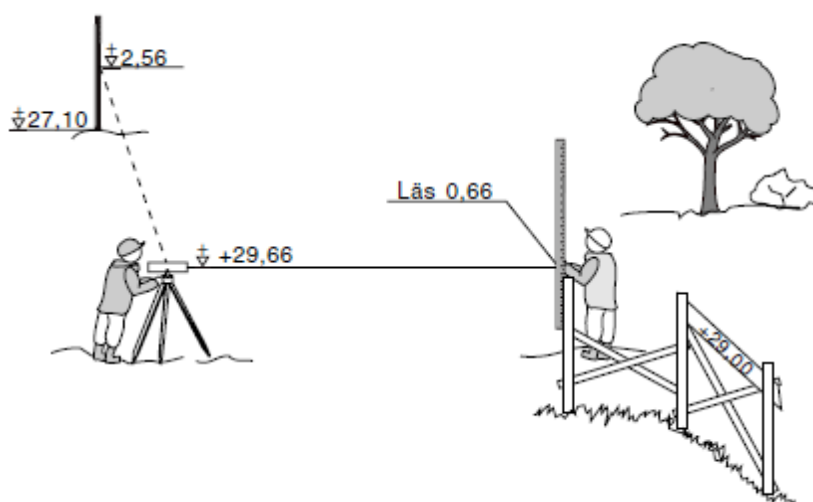
I figur 4.3.2a visas utsättning av ett s.k. sekundärnät för ett större husprojekt. Utsättning görs först av skärningspunkterna mellan respektive linjer. Efter utsättningen kontrollmäts vinklar och avstånd mellan punkterna. Därefter befästes linjerna med måttangivna markeringar utåt sidorna.

### Höjdsutsättning

Utsättning i höjd innebär att man märker ut olika detaljers läge i höjd. Höjden anges normalt med flukt eller på annat lämpligt sätt, vanligen med jämnt mått över den avsedda höjden, t.ex. + 4.0 m VG (vattengång).

En jämn höjd kan också sättas ut direkt på det sätt som framgår av figur 4.3.2b.

### Kombinerad utsättning



**Figur 4.3.2b.** Detaljutsättning i höjd.



Kombinerad utsättning innebär att höjdläget sätts ut samtidigt med planläget. Metoden utnyttjas framför allt vid anläggningsprojekt typ vägar, ledningar etc. Sedan planläget märkts ut utförs höjdmätningen, vilket kan ske på olika sätt, t.ex.:

- Längdmätning och vertikalvinkelmätning utförs mot ett referensläge på den i plan markerade punkten, varpå höjdskillnad och/eller absoluthöjd erhålls. Kikartuben förs sedan – uppåt eller nedåt – till rätt höjd eller höjdskillnad. Denna funktion i instrumentet benämns ofta "rullande höjd".
- Instrumentkikaren ställs i horisontellt läge och höjden avläses på en stång.

Noggrannhetsmässigt kan den senare metoden jämföras med standardavvägning. Resultatet påverkas av osäkerheten i vertikalvinkel- och längdmätningen, lutningen samt inriktningen i vertikalled mot objektet.

## 5 Kontroll av detaljmätning

Att kontrollera instrument, mätningar och resultat ingår som en självklar del i arbetet. Omfattningen av kontrollen bör ställas i relation till den typ av mättningsarbete som utförs, ställda krav på noggrannhet samt personliga bedömningar på utförandet.

### 5.1 Kontrollprocedurer

#### 5.1.1 Allmänna kontrollprinciper

Kontroll kan ske efter ett flertal principer, där två huvudtyper kan urskiljas:

- förebyggande kontroll
- konstaterande kontroll.

Den *förebyggande kontrollen* avser att under arbetets utförande kontrollera instrument, enstaka viktiga mätdata samt resultat som underlag för eventuell korrigerings av de mätrutiner och mätmetoder som används.

Den *konstaterande kontrollen* sker med avseende på slutresultatet. Kontrollen kan medföra krav på att delar av eller hela arbetet måste göras om. Den konstaterande kontrollen är vanlig som beställarens medel för att granska resultatet av ett beställt arbete.

Kontroll kan också delas upp med avseende på omfattningen i:

- allkontroll
- delkontroll.

*Allkontroll* innebär att allt utfört arbete och alla resultat kontrolleras.

*Delkontroll* innebär att endast viss del av arbete eller resultat granskas eller kontrollmäts.

Delkontrollen kan ske efter i första hand tre principer:

- stickprovskontroll
- procentuell kontroll
- statistisk kontroll.

*Stickprovskontroll* innebär att ett fåtal, slumpvis utvalda kontrollmätningar utförs. Stickprovets syfte är att ge besked om huruvida en mer omfattande kontroll kan krävas, enligt någon av nedanstående principer eller genom allkontroll.

*Procentuell kontroll* innebär att en viss del i procent av arbetet kontrolleras. T.ex. att en karterad yta kontrollmäts i slumpvis

utvalda partier, utgörande 2 % av det utförda arbetet. Den procentuella andelen bestäms vanligen utifrån tidigare erfarenheter och vilken kontrollkostnad som är rimlig.

Den procentuella kontrollen kan ses som en mera utvecklad stickprovskontroll, där omfattningen beskrivs mer detaljerat. Beroende på kontrollens omfattning, kan denna kontroll ge en säkrare bedömning av hur arbetet utförts. Den procentuella kontrollen kan dock normalt inte ställas i relation till hur hela arbetet är utfört.

*Statistisk kontroll* är den mest utvecklade kontrollprincipen. Den baseras på att felorsaker som skall kontrolleras är kända till sin fördelning, t.ex. normalfördelade avvikelser. Vid statistisk kontroll kan man beräkna kontrollens omfattning i relation till vilken säkerhet som kontrollen förväntas ge för hela arbetet. Ju större säkerhet som krävs desto större antal kontrollmätningar. Vid statistisk kontroll är det viktigt att grova fel eller avvikelser ej kan detekteras separat.

Den statistiska kontrollen väljs vanligtvis så att resultatet ger en sannolikhet på ca 95 % ( $2\sigma$ ) för arbetet som helhet. I standarden SS 02 01 30 (ISO 2859-1) anges provtagningens storlek i relation till en viss sannolikhetsnivå.

**Exempel:** Antalet inmätta punkter = 1000 st. För att utföra kontroll som till resultat ger en bedömning av hela mätningens kvalitet med 95 % sannolikhet krävs kontrollmätning av 80 punkter.

För alla kontrollprinciperna gäller slumpvis val av kontrollobjekt.

### 5.1.2 Acceptans vid kontroll

Om samtliga kontroller uppfyller ställda krav på resultatet är arbetet godkänt. Om uppmätta avvikelser överskrider ställda krav, underkänns normalt arbetet. Detta kan i praktiken innebära förnyad förhandling av anbudsumma eller ersättningsanspråk, att visst arbete görs om eller att arbetet ändå kan accepteras om avvikelserna bedöms vara ringa. Det är därför viktigt att villkoren för kontrollens utförande samt förfaranden vid överskridelser anges i kontrakt och beställning, så att klara och entydiga regler gäller.

### 5.1.3 Mätosäkerhet vid kontroll

#### Krav

Standardosäkerheten vid kontrollmätning ska vara högst 1/3 av den tolerans som åsatts den storhet som kontrolleras.

Kontrollmätning i fält bör genomföras med en mindre mätosäkerhet än utförandet av arbetet.

Toleranser för olika typer av detaljmättningsobjekt samt för kontrollmätning av dessa anges i HMK-Ge:Infra.

**Exempel:** Toleranserna för en grund till ett prefabricerat småhus var angivna till  $\pm 10$  mm i plan och  $\pm 5$  mm i höjd på grundplattans överkant.

Vid kontrollmätning bör standardosäkerheten inte vara större än 3 mm i plan och 2 mm i höjd.

Kravet på mindre osäkerhet vid kontrollmätning betingas av att resultatet skall ligga till grund för godkännande eller underkännande av utfört arbete och därför kan medföra avsevärda ekonomiska konsekvenser.

#### **5.1.4 Bestämning av mätosäkerhet vid kontroll**

För kontrollmätningar gäller att mätosäkerheten ska anges.

För att beräkna mätosäkerheten krävs att mätningen är överbestämd. Då kan den skattade standardosäkerheten för mätningen beräknas.

Ett alternativt förfarande är att bestämma mätosäkerheten för ett visst utförande eller en viss metod, på ett provfält där säkra utgångspunkter finns. Mätningen utförs där ett antal gånger och den skattade standardosäkerheten för metoden kan beräknas. Metodens repeterbarhet och reproducerbarhet bör dokumenteras. Detta förfarande kan säkerställa en viss mätosäkerhet för en metod, som sedan kan användas.

#### **5.1.5 Kontrollförfaranden vid mätningar**

Nedan beskrivs ett antal kontrollförfaranden som kan föreskrivas i samband med upphandling av uppdrag.

Kontrollerna kan avse egenkontroll, beställar- eller myndighetskontroll och kan utföras som stickprov, procentuell kontroll eller statistisk kontroll. Kontrollerna är numrerade för att kunna utgöra underlag för hänvisning.

<b>Nr</b>	<b>Kontrollförfarande</b>	<b>Redovisning</b>
1	Kontroll av instrument och utrustning enligt bilaga B.	Anges i rapport.
2	Överbestämd fri stationsetablering	Standardosäkerhet i plan redovisas i beräkningshandling.

3	Kontroll mellan utgångspunkter i plan och höjd <ul style="list-style-type: none"> <li>- längdkontroll</li> <li>- riktningskontroll</li> <li>- höjdkontroll av fixpunkter.</li> </ul>	Redovisas i rapport.
4	Mätning av kontrollpunkter vid användning av piképunkter.	Redovisas som enskild beräkning i handling.
5	Kontroll av viktiga mått, t.ex. fasadmått på byggnader och vägbredd. Ange vilka mått som ska kontrolleras.	Dokumenteras men redovisas normalt ej – enbart att kontroll skett. Vid stora avvikelser sker ommätning.
6	Utmärkning och inmätning av sektion som underlag för test av ritade nivåkurvor eller etablerad markmodell. Ange lägen, antal och sektionenslängd.	Redovisas i sin helhet som kontrollsektioner med beräkning av systematisk avvikelse och standardosäkerhet för inmätta punkter.
7	Kontrollinmätning av slumpvis utvalda objekt. Utförs innan slutredovisning av karta påbörjas.	Redovisas i beräkningshandling.
8	Kontrollinmätning vid utsättning. Kontrollen omfattar X % och utförs slumpvis. Utgångspunkter och linjer samt %-sats anges av beställaren.	Redovisas i beräkningshandling med angivna avvikelser.
9	Kontrollritning från dator av inmätning.	Egenkontroll av fältpersonal.

## 5.2 Egenkontroll

Egenkontroll avser den kontroll som man själv utför i arbetet. Denna kontroll innefattar i princip de insatser som man bör kräva av sig själv för att åstadkomma rätt kvalitet i arbetet – fackmannamässigt agerande.

Exempel på egenkontroll är att viktiga detaljer dubbelinmäts från olika stationer, att av samtliga avstånd mellan nypunkter i detaljtåg dubbelmäts.

### 5.2.1 Kontroller vid inmätning

#### Krav

Egenkontroll av inmätningssuppdrag:

- Kontroll av utgångspunkter i plan och höjd.
- Krav avseende anslutning till angivna koordinat- och höjdsystem.

- Krav på kontrollpunkter vid användning av piképunkter.
- Dubbelmätning av längder samt vinkelmätning i minst en helsats vid mätning i tåg.
- Krav på anslutning till befintligt bruksnät.
- Rundmätning med band av viktiga detaljer.

Inmätning kan avse detaljer med vitt skilda kvalitetsangivelser, vilket kan medföra olika insatser på kontrollen.

Enkla inmätningar där kostnaden för fel är låg kräver normalt ringa kontroll. Inmätningar för projekteringsunderlag, med höga krav på måttuppgifter, kan däremot medföra stora kostnader i senare skeden om de ej utförs riktigt.

Inmätningen kan i sig även vara en kontrollmätning och då ställs speciella krav på mätnoggrannhet, redovisning och dokumentation.

Beställarens kontroll utgörs vanligen av stickprovsinmätning eller granskning av kartkoncept. Nivån på kontrollinsatser bör ställas i relation till vad materialet ska nyttjas för.

### 5.2.2 Kontroller vid utsättning

Utsättning ligger oftast till grund för någon form av byggande. Övervägande delen av sådan utsättning regleras i kontrakt och avtal till grund för byggandet.

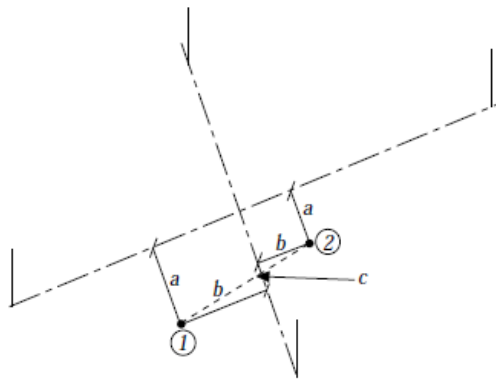
Kontrollen vid utsättning är speciellt viktig i de fall där läget är styrt av kraven på sammanbyggnad av komponenter. Kontroll – ofta benämnd *måttkontroll* – kan utföras enligt upprättade måttkontrollprogram i bygghandlingarna.

Kontrollen vid utsättning omfattar vanligtvis läge i plan och höjd av utsatta detaljpunkter.

Avvikelse vid kontrollmätningar refereras till sekundärlinjer eller punkter i plan och höjd som angivits i handling eller visas på ritning.

Vid anläggningsarbeten refereras avvikelser vid kontrollmätningar vanligen till teoretiskt koordinatangivna utgångslinjer, t.ex. centrumlinje för väg, ledning etc. samt till sekundärpunkter i höjd.

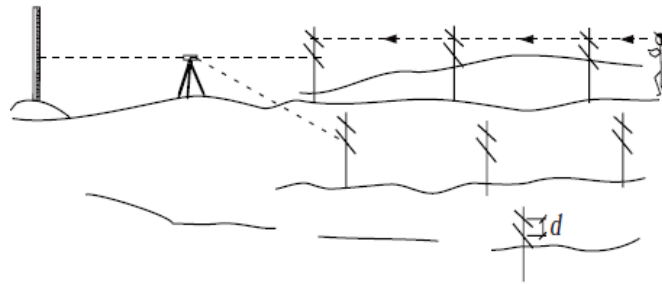
Om flera toleranskrav gäller för detaljpunkter t.ex. både läge och inbördes mått ska även de senare beräknas och redovisas. Se *figurerna 5.2.2a och 5.2.2b*.



**Figur 5.2.2a.** Plankontroll.

Punkterna 1 respektive 2 i *figur 5.2.2a* sätts ut från fri stationspunkt. Läget kontrolleras med mätning av måtten *a* och *b* och inbördes kontroll sker genom mätning av måttet *c*.

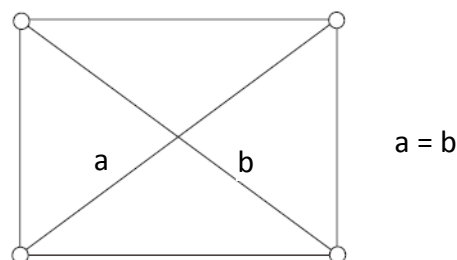
Höjderna kan kontrolleras genom förnyad utsättning eller okulär syftning, t.ex. vid fluktsättning. Alternativt kan kontrollmätning av mått typ *d* utföras (mått mellan flukter på samma stakläkt). Se *figur 5.2.2b*



**Figur 5.2.2b.** Höjdkontroll.

Kontroll av geometriskt rätvinkliga figurer, t.ex. byggnader, sker ofta genom mätning av diagonaler. Se *figur 5.2.2c*.

Kontroll i samband med byggande bör, där så är möjligt, utföras genom förebyggande kontroll, vilket innebär att utsättningar kontrolleras innan formsättning och montage påbörjas. En utsatt detalj kan kontrolleras vid flera tillfällen, enligt exemplet nedan.



**Figur 5.2.2c.** Kontroll av rätvinklighet och mått genom mätning av diagonalerna.

### Exempel:

1. Utsättning av lägen för grundmur. Initialt sker utsättning för schakt i plan och höjd.  
Enkel kontroll utförs av utsättningen.
2. Kontroll av nivå för schaktbotten.
3. Utsättning för formbyggnad av grundmur. Enkel kontroll av utsättning.
4. Stickprovskontroll på form före gjutning.
5. Stickprovskontroll på betongyta efter avformning.

### 5.2.3 Måttkontrollprogram

I samband med byggande upprättas och införs i handlingarna ett program för de mått som skall kontrolleras. Handlingarna kan även vara utformade på sådant sätt att kontrollerna finns beskrivna under respektive rubrik för utförandet av olika detaljer eller skeden. Egenkontrollen vid utsättning och dess omfattning är vanligtvis ej beskriven, utan måste till omfattning och utförande bedömas vid utförandet.

Måttkontrollprogrammet innehåller följande delar:

- Objekt och produkter som skall kontrollmätas.
- Handlingar som underlag för inmätning, samt utgångslinjer och punkter till grund för lägesbestämning.
- Tidpunkt när kontrollen skall ske och om den skall utföras i olika etapper.
- Vem som ansvarar för utförandet.
- Omfattning av kontrollen. All- eller delkontroll. Vilken typ av delkontroll.
- Var på objekten mätning skall utföras.
- Vilka som skall tillsändas kontrolluppgifterna.
- Krav på dokumentation.

### 5.2.4 Dokumentation vid kontroll

#### Krav

- a. Vid kontrollmätning som innehåller krav på dokumentation ska följande uppgifter framgå:
  - beskrivning av objekten
  - gällande krav för objekteten
  - mätresultat
  - datum, klockslag, temperatur



- plats, observatör, mätutrustning, genomförd instrumentkontroll
  - referenspunkter som använts
  - beskrivning av kontrollmätmetod och uppskattad mätosäkerhet
  - resultat redovisat med hänsyn till angivna krav
  - underskrift av ansvarig för kontrollmätningen.
- b. Vid kontrollmätning där angivna krav överskrids ska uppgifter omedelbart rapporteras till berörda parter för åtgärd.

### Rekommendation

- a. Egenkontroll som utförs i samband med utsättning dokumenteras på lämpligt sätt i form av mätprotokoll eller beräkningshandling och kan därigenom finnas tillgänglig för åberopande vid behov.
- b. Vid arbeten där omfattning på kontrollmätningar ej angivits bör ett egenkontrollprogram upprättas för internt bruk. Kontrollmätta data sparas och dokumenteras enligt ovan angivet schema.

## 5.3 Beställarens kontroll

Beställaren kan styra de kontrollinsatser som anses nödvändiga, antingen som kontroller som åläggs konsulten eller genom egna kontrollinsatser. Beställarens kontroll utgörs vanligen av stickprovsmätning innan leverans av slutligt material och dokumentation. Beställaren kräver vanligen in underhandsmaterial, i form av dokumentation på utförd egenkontroll och resultat från beräkningar.

Kontrollinsatserna bör i första hand inriktas mot mätningar under arbetets utförande, dvs. förebyggande kontroll, som ger möjlighet till synpunkter på och korrigerande av konsultens arbetssätt.

För beställarens kontrollmätningar gäller krav på noggrannhet som anges under [avsnitt 5.1.3](#). Dokumentation från kontrolltillfället bör ske i samma omfattning som för konsult.

I förfrågningsunderlag eller kontrakt bör skrivas in regler om förfaranden avseende krav som ej uppfyllts. Detta underlättar förhållandet mellan parterna, samtidigt som det poängterar beställarens önskemål om att ställda krav skall följas.

## 5.4 Kontroll och ekonomi

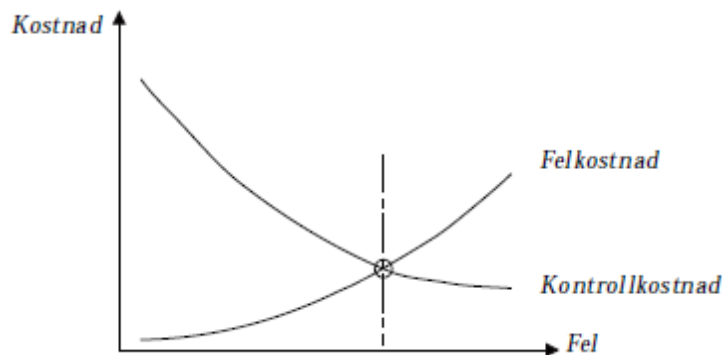
Kontrollinsatserna för ett uppdrag innebär att arbetsinsatserna ökar och påverkar projektets kostnader. Därför bör kontrollens omfattning alltid ställas i relation till riskerna för höga felkostnader.

Kontroller bör förläggas till objekt där mätfel kan antas vålla stora ekonomiska förluster. Av särskilt stort värde är att kontrollera befintliga utgångspunkters kvalitet och utgångsmått för lägen av objekt vid utsättning.

Nedan anges några vanliga kontrollobjekt vid hus- och anläggningsprojekt:

- lägen och dimensioner för byggnader
- utgångslinjer och punkter för utsättning (sekundärinjer/-punkter)
- pålar
- grundskruvar för pelarmontage
- bärande väggkonstruktioner, platsgjutna eller prefabricerade
- nivåkontroller generellt för schaktbotten, plattor, vägöverbyggnader, ledningslägen m.m.

Det finns en relation mellan kontrollkostnader och felkostnader. Relationen beskrivs av kurvorna i *figur 5.4*.



**Figur 5.4.** Optimal kontrollnivå.

Optimal nivå på kontrollinsats erhålls där kurvorna för kontrollkostnader och felkostnader skär varandra. Var denna nivå ligger varierar med projektets art och personalens kompetens.

### 5.4.1 Kontrollnivåer

Omfattningen av kontrollen bör ställas i relation till:

- projektets kostnad
- ställda krav på noggrannhet
- risker för och konsekvenser vid fel i utfört arbete.

Följande %-sats kan användas som utgångsnivå vid bedömning av kontrollens omfattning. %-talen kan omsättas i ekonomisk insats relativt uppdragets kostnad.

1. Enkla inmätningssupdrag med normala krav	max 10%
2. Mindre och medelstora inmätningssupdrag med skärpta toleranskrav	max 15%
3. Stora inmätningssupdrag	max 10%
4. Inmätningar till grund för projektering och byggande	max 15%
5. Utsättning med normala krav	max 15%
6. Utsättningar med skärpta toleranskrav	max 25%
7. Inmätningar och utsättningar vid industrimätning, kontroll av maskiner	max 40%

Ovan angivna kontrollinsatser är baserade på erfarenhetsvärden från olika typer av uppdrag.

#### Exempel:

Kontrollinsatser för ett mindre kartkompletteringsarbete avseende inmätning. Redovisning ska ske i form av karta i skala 1:400, mätdata i form av fältprotokoll (rådata från fältdator), samt beräkningshandlingar och koordinatlistor. Kartdata ska även levereras på diskett enligt format KF 85.

Föreslagna kontrollinsatser i förfrågningsunderlaget:

1. Instrument och utrustning kontrolleras enligt bilaga D innan arbetet påbörjas.

- Egenkontroll

Redovisas i slutrapport.

3. Kontroll mellan befintliga utgångspunkter i plan och höjd. Angivna utgångspunkter enligt bilaga.

- Egenkontroll

Onormala avvikelser rapporteras omgående till beställaren för åtgärd. Kontrollmätningen sker i samband med att respektive

punkter nyttjas som stationspunkter. Dokumenteras i beräkningshandling eller fältprotokoll.

5. Vid inmätning av befintlig fabriksbyggnad kontrollmäts tre valfria fasadmått. Avvikelsen mellan fasadmåtten respektive ur koordinater beräknade mått får inte överskrida 10 mm.

- Egenkontroll

Om större avvikelser än ovan angivna krav erhålls ska förnyad inmätning utföras.

7. Kontrollmätning av slumpvis utvalda inmätta objekt.

- Beställarens kontroll

Beställaren kan låta utföra kontrollinmätning av valfritt antal objekt. Detta ska i så fall utföras innan kartframställning påbörjas. Beställaren bestämmer i samråd med konsulten tidpunkt för kontrollmätningen, minst en vecka innan kontrollen utförs. Underlag såsom nya utgångspunkter m.m. tillhandahålls av konsulten.

9. Granskning av kartkoncept.

- Beställarens kontroll

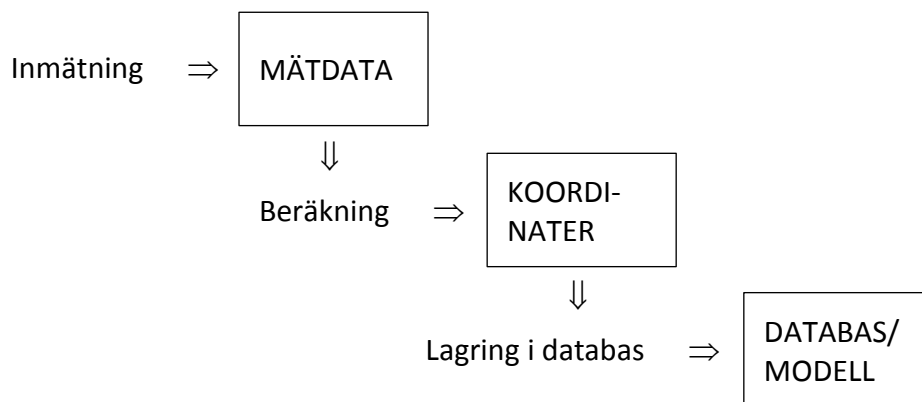
Beställaren kan begära in kartkoncept för granskning innan slutredovisning av arbetet. Tidpunkt för granskning avgörs i samråd.

## 6 Dokumentation vid detaljmätning

### 6.1 Dataflöde vid detaljmätning

Ett detaljmättningsprojekt omfattar oftast flera stegvisa aktiviteter, som var och en producerar någon form av resultat. Normalt bör varje sådant resultat dokumenteras. Då kan en aktivitet ändras utan att föregående aktivitet(er) behöver upprepas.

Figur 6a beskriver dataflödet vid inmätning och lagring i databas. Motsvarande gäller för konventionell kartering, men momentet "Lagring i databas" ersätts då av "Kartering".

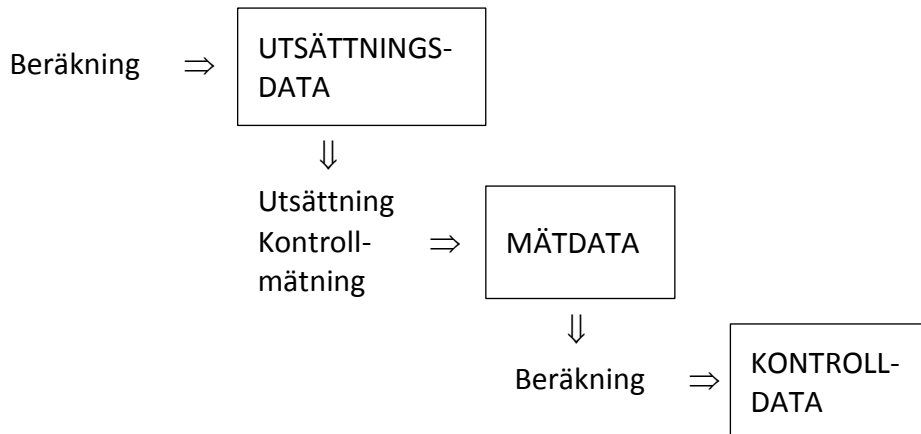


**Figur 6.1a.** Dataflöde vid inmätning.

Vid inmätningen produceras mätdata. Dessa bör alltid dokumenteras, eftersom fältarbetet ofta är det mest kostsamma steget i kedjan. Genom att dokumentera mätdata finns möjlighet att göra om beräkningen, t.ex. med andra värden på utgångsobjekten.

Vid digital karthantering är det självklart att dokumentera koordinater, men även vid konventionell kartering bör dessa sparas.

Innan en utsättning beräknas utsättningsdata i någon form. Vid efterföljande kontrollmätning produceras mätdata. Ur dokumenterade utsättningsdata och mätdata kan sedan kontrolldata beräknas. Dataflödet vid utsättning visas i figur 6b.



**Figur 6b.** Dataflödet vid utsättning.

## 6.2 Mätdata

### Krav

- a. Mätprotokoll ska, förutom mätvärden, innehålla:
  - ansvarig organisation
  - uppgift om mätmetod
  - tid och plats för mätningen
  - observatör
  - instrument (typ, serienummer)
  - korrektionsuppgifter
  - använda utgångsobjekt (punktbeteckningar)
  - mätta detaljer (typ, eventuella attribut).
- b. Om mätdatafil innehåller fältkoder för t.ex. detaljtyper, ska kodförteckning ingå i dokumentationen.

### Rekommendation

- a. Mätdata bör sparas minst till dess att projektet är avslutat från teknisk synpunkt (beräkning och redovisning är färdig), men normalt upp till 10 år.
- b. Obearbetade mätdata dokumenteras, så att vidarebearbetningen senare kan göras utifrån dessa. I de fall beräkningen sker redan i fält, bör ändå obearbetade data dokumenteras, för att möjliggöra senare nyberäkning.
- c. Numeriska och alfanumeriska data dokumenteras i mätprotokoll eller mätdatafil. Ritinformation (underlag för kartuppbbyggnad) dokumenteras grafiskt på mätskiss eller numeriskt, t.ex. som linjekoder i mätdatafilen.

- d. På mätskiss redovisas mätta detaljer med inmätta punkter markerade och numrerade enligt mätprotokollet. Stationspunkters lägen relativt detaljerna bör också framgå.
- e. Om mätdata registreras i fältminne eller fältdator gäller samma rekommendationer beträffande innehåll som för mätprotokoll.
- f. En mätdatafil med obearbetade data (rådatafil), kan utgöra dokumentation av mätdata. Oftast krävs också en formatbeskrivning för att dokumentationen ska vara entydig.
- g. En bearbetad fil, där alla data är oförändrade men innehållet uppställt på ett mera lättläst sätt (protokollsfil), är en bättre dokumentationsform vid redovisning. Om programvara för fortsatt bearbetning (beräkning, kartuppbyggnad) ej utgår från protokollsfil utan använder rådatafil som indata, är det dock rådatafilen som bör arkiveras.
- h. Om numerisk ritinformation (linjekodning) lagras i separat fil, bör även denna fil ingå i dokumentationen.

Dokumentation av inmätning behövs för beräkning, kvalitetsmärkning och kartering.

### 6.3 Beräkningshandlingar

#### **Krav**

En beräkning ska dokumenteras så att beräkningsgången kan rekonstrueras.

#### **Rekommendation**

- a. Av beräkningshandlingar bör, förutom beräkningsresultatet, framgå:
  - källa (t.ex. filnamn) för mätdata
  - utgångspunkters koordinater
  - vilket beräkningsprogram som använts
  - koordinat- och höjdsystem
  - resultat av utjämningar och kontrollmätningar.
- b. I tillämpliga delar gäller detta även beräkningshandlingar från beräkningar i samband med utsättning.

Utsättningsdata kan redovisas i form av koordinater samt beskrivningar av linjeelement med kurvparametrar. Kontrolldata kan vara avvikelser i plan och höjd mellan punkters teoretiska lägen och kontrollmätta lägen.

## 6.4 Kontrolldokument

### Krav

I de fall måttkontrollprogram finns, ska kontrollmätningar dokumenteras på det sätt som anges i programmet.

### Rekommendation

Om utförda kontroller inte tydligt framgår av mätdata eller beräkningshandlingar, bör kontroller redovisas i särskilda kontrolldokument.

Även i andra fall kan det vara motiverat att särskilt dokumentera vilka kontroller som utförts och resultaten av dessa.

I [avsnitt 5.1.5](#) finns råd för redovisning av kontroller.

Särskilda kontrolldokument kan t.ex. vara:

- utdrag ur instrumentjournaler, där instrumentkontroller, kalibreringar, justeringar m.m. redovisas
- dokumentation av kontroller mellan utgångspunkter, där längd-, riktnings- och höjdkontroller redovisas
- kontrollsektioner, där inmätning av utsatta sektioner redovisas numeriskt eller grafiskt
- utstakningsbevis, där utsättningsdata, mätdata från kontrollmätning samt kontrolldata redovisas samlat
- kontrollritningar, där resultatet av inmätningar redovisas grafiskt.

## 6.5 Kvalitetsmärkning

### Rekommendation

Information som behövs för att åstadkomma kvalitetsmärkning, vad avser ursprung och osäkerhet, bör samlas in och dokumenteras vid inmätning.



Normalt krävs ingen ytterligare information än vad som sagts ovan, under förutsättning att osäkerhet i plan och höjd kan bestämmas schablonmässigt ur uppgifter om utrustning och mätmetod. Markanta avvikelser från en sådan förväntad osäkerhet bör emellertid dokumenteras.

## 6.6 Objektbeskrivning

Ovan har i huvudsak endast dokumentation av geometrin (objektens läge och form) berörts. I samband med geodetisk mätning finns det också stora möjligheter att samla in andra objektbeskrivande data. I geografiska informationssystem (GIS) är ofta sådana, icke-geometriska data den viktigaste delen. En stor del av dessa data kan med fördel samlas in vid mättillfället, eftersom man då befinner sig på platsen. Förutom objekttyp (detaljtyp), som är en klassificering av objekten, är det också olika attribut till objekten som kan vara intressanta. Vilka attribut som ska dokumenteras samt klassificeringsgrunder och detaljeringsnivå för objekttyper avgörs naturligtvis av det mottagande systemets krav och möjligheter. Ett detaljmättningsprojekt regleras sannolikt av ett arbetsprogram, kontrakt eller dylikt, där ambitionsnivån i detta avseende bör vara angiven.

## 7 Markering

### 7.1 Punkttyper

Som utgångspunkter vid detaljmätning används oftast brukspunkter, dvs. permanent markerade punkter i ett bruksnät. I samband med detaljmätningen kan det bli aktuellt att markera tillfälliga hjälp- och kontrollpunkter.

I bygg- och anläggningsprojekt sker inmätning och utsättning av detaljpunkter från primär- och sekundärpunkter. Detaljpunkter är lägesmarkeringar för byggnadsdelar eller komponenter inomhus och för anläggningsverksamhet. Dessa punkter kan markeras på det aktuella läget eller placeras strax invid komponenten för att utgöra underlag för kontroll efter montage.

I dokumentet HMK-Ge:Markering<sup>3</sup> behandlas samtliga punkttyper avseende markering, markeringsätt, identifiering, säkerställande och punktbeskrivningar. Vidare beskrivs kontroll och underhåll av punkter, borttagande, återutsättning samt skydd och arkivering. Eftersom detaljerade anvisningar och råd ges i ovan nämnda HMK-dokument, tas här enbart upp allmänna synpunkter på dessa punkttyper.

### 7.2 Brukspunkter

Brukspunkter läggs i regel ut och markeras i tätbebyggda områden för att täcka framtida användning. Kravet på en hög varaktighet blir därför viktigt. I sådana områden förekommer ofta hög trafikintensitet, som kan ställa krav på punktens utformning och stabilitet. Tillgänglighet och olycksrisk för mätpersonalen är andra faktorer som bör beaktas vid markeringen.

### 7.3 Tillfälliga punkter

Vid mätuppdrag för specifika ändamål kan krävas en förtätning av bruksnätet. Dessa punkter har ofta en kort varaktighet men har samma noggrannhetsstatus som en brukspunkt. För sådana punkter gäller i allmänhet att de bör kunna markeras snabbt och enkelt och får vara av en enklare markeringsstyp än brukspunkter.

### 7.4 Byggplatspunkter

Primär- och sekundärpunkter ska vara varaktiga för den tid som byggnadsprojektet pågår. Markeringen kan vara av en tillfällig karaktär, men måste vara väl definierad. Dessa punkter bör i

---

<sup>3</sup> Tillsvärdare avses det gamla dokumentet från 1993.

allmänhet placeras och markeras med stor omsorg då de utsätts för stor skaderisk under byggnadstiden. Eftersom kraven på noggrannhet är höga bör punkterna placeras så att risker för sättningar och sidosjorörelser minimeras.

## **7.5 Utstaknings- och detaljpunkter**

Med dessa markeringar definieras läget av utsatta detaljer. Valet av markeringsätt påverkas bl. a. av den noggrannhet som krävs vid utsättningen. Dessutom förses markeringen med text som anger vad den avser.

## 8 Mätosäkerhet vid terrester mätning

### 8.1 Mätosäkerheter, generellt

I detta kapitel redovisas förväntade osäkerheter i olika mätmetoder och referensnät. De ger känsla för mätosäkerhet används vid viktning av minsta-kvadratutjämnings, vid utformning av toleranser och vid val av mät- och kontrollmetoder.

Följande indelning i lokal och absolut mätosäkerhet kan vara ändamålsenlig.

- På detaljnivå avser *lokal* lägesosäkerhet, relativ osäkerhet mellan närliggande stompunkter, mellan objekt i en geodatabas eller mellan byggnadsdetaljer i en anläggning. Aktuella avstånd är  $\leq 100$  m.
- I samband med t.ex. flygfotografering och laserskanning är *regional* mätosäkerhet av störst intresse. Den definieras som förväntad mätosäkerhet inom t.ex. en kommun eller ett infrastrukturprojekt, med avstånd i storleksordningen kilometer eller mil.
- *Absolut* lägesosäkerhet avser osäkerhet relativt referensnätet inom Sverige, Europa eller globalt och är av mindre intresse vid detaljmätning.

Med de nya, globalt anpassade referenssystemen suddas dessa skillnader delvis ut, men uppdelningen har fortfarande giltighet såväl vad gäller äldre terrestra stornät som i samband med bygg- och anläggningsverksamhet.

Terrestra mätmetoder utmärks av att den lokala mätosäkerheten i allmänhet är liten. Den regionala respektive absoluta lägesosäkerheten avgörs av stationsetableringens osäkerhet.

### 8.2 Osäkerheter i referensnät

Användning av ett aktivt referensnät vid terrester mätning kräver tillgång till någon form av GNSS-teknik, vars mätosäkerhet måste inkluderas för att erhålla utgångspunkternas lägesosäkerhet.

I *tabell 8.2a* redovisas en uppskattning av absolut mätosäkerhet för aktiva referensnät och för RTK-mätning. Utan projektanpassning eller andra anpassningar, t.ex. geoidmodellen, finns i dessa fall inga skillnader mellan lokal, regional och absolut mätosäkerhet.

**Tabell 8.2a.** Förväntad regional standardosäkerhet för aktiva referensnät samt olika typer av RTK-mätning. Enhet: mm.

Metod/nättyp	Standardosäkerhet ( $1\sigma$ )			Anm.
	Plan	Höjd	3D	
SWEPOSfundamentalstationer, "de 21"	1	1-2	2-3	-
Övriga SWEPOS-stationer	2-3	3-4	4-5	-
Geoidmodellen SWEN_08	-	10-15	-	-
Nätverks-RTK mot SWEPOS (enbart GNSS, höjd över ellipsoiden)	10-15	20-25	25-30	Lägre värden i de områden där SWEPOS har förtätats
Nätverks-RTK mot SWEPOS (inkl. geoidmodell, höjd över geoiden)	10-15	25-30	30-35	Lägre värden i de områden där SWEPOS har förtätats
Projektanpassad Nätverks-RTK	8	12	15	Anpassning även av geoidmodell
Enkelstations-RTK	10 +1 ppm	20 +1 ppm	22 +1,5 ppm	Relativt referensstation
Statisk GNSS-mätning	5	10	10-12	Höjd över ellipsoiden

Vid terrester mätning mot passivt referensnät är det lägesosäkerheten för punkterna i nätet som är intressant.

I *tabell 8.2b-c* redovisas regional och lokal mätosäkerhet i terrestra referensnät: stornät i plan och avvägningnät. Tabellerna baseras på den mätosäkerhet som redovisas i *tabell 8.3a-b*.

**Tabell 8.2b.** Förväntad standardosäkerhet ( $1\sigma$ ) i plana stornät.

Nättyp	Regional mätosäkerhet	Lokal mätosäkerhet	Avstånd mellan punkter
RIX 95 punkter	10 mm	Inte tillämplig	10 km
Anslutningsnät	10-15 mm	10 mm	2-5 km
Bruksnät	15-20 mm	5 mm	0,1-0,5 km

**Tabell 8.2c.** Förväntad standardosäkerhet ( $1\sigma$ ) i avvägningnät.

Nättyp	Regional mätosäkerhet	Lokal mätosäkerhet	Avstånd mellan fixar
Riksnät (RH2000)	3 mm	1 mm	1 km
Anslutningsnät	5 mm	2 mm	0,5 km
Bruksnät	5-10 mm	2-5 mm	0,1-0,5 km

## 8.3 Osäkerheter vid detaljmätning

Mätosäkerheten vid terrester mätning är generellt avståndsberoende. Tabellerna redovisar mätosäkerheter representativa för detaljmätning.

**Tabell 8.3a.** Standardosäkerhet ( $1\sigma$ ) för längd- och riktningsmätning.

$A = 5 \text{ mm}$ ,  $B = 3 \text{ mm/km}$ ,  $C = 3 \text{ mm}$ ,  $D = 0,8 \text{ mgon}$ ,  
 $\rho = 63662 \text{ mgon}$ ,  $n =$  antalet helsatser,  $L =$  sidlängd i km.  
 $C$  avser standardosäkerheten i centreringen.

Mätning	Strikt formel	L = 25 m	L = 50 m	L = 100 m
Längd	$u(L) = \sqrt{(A+B \cdot L)^2 + C^2}$ mm	6 mm	6 mm	6 mm
Riktning	$u(\varphi) = \sqrt{\frac{D^2}{n} + \left(\frac{C}{L \rho}\right)^2}$ mgon	8 mgon	4 mgon	2 mgon

**Tabell 8.3b.** Standardosäkerhet ( $1\sigma$ ) vid avvägning.

Nättyp	Enkelmätning	Dubbelmätning
Precisionsavvägning	$u = 1 \text{ mm} / \sqrt{\text{km}}$	$u < 1 \text{ mm} / \sqrt{\text{km}}$
Finavvägning Anslutningsnät	$u = 2 \text{ mm} / \sqrt{\text{km}}$	$u < 1,5 \text{ mm} / \sqrt{\text{km}}$
Finavvägning Bruksnät	$u = 7 \text{ mm} / \sqrt{\text{km}}$	$u < 5 \text{ mm} / \sqrt{\text{km}}$

**Exempel:** Standardosäkerheten för en riktning mätt i en helsats med avståndet 100 meter blir:

$$u(\varphi) = \sqrt{\frac{0,64}{1} + \left(\frac{3 \cdot 10^{-6}}{0,1} \cdot 63662\right)^2} = 2 \text{ mgon}$$

**Exempel:** Standardosäkerheten för en enkelavvägd 180-meters sträcka i ett bruksnät blir:

$$u = 7 \sqrt{0,18} = 3 \text{ mm}$$

Även om vissa  $u$ -värden är mindre i dag än de som redovisas i tabell 8.3a-b så är det ungefär med denna mätosäkerhet som äldre stornät har mätts. Därför är värdena fortfarande relevanta - och ganska tillämpbara i regionala stornätsprojekt.

Vid lokal mätning har dock teknikutvecklingen slagit igenom och mätosäkerheterna i tabell 8.3c-d är mer rättvisande.

**Tabell 8.3c.** Standardosäkerheter ( $1\sigma$ ) för totalstationer. Värdena är hämtade från SIS-TS 21143:2013.

Instrument	Mätt riktning 1 helsats	Vertikalvinkel 1 helsats	Avstånd
Klass T1	0,2 mgon	0,2 mgon	1 mm+2mm/km
Klass T2	0,6 mgon	0,6 mgon	3 mm+3mm/km
Klass T3	1 mgon	1 mgon	3 mm+3mm/km
Klass T4	2 mgon	2 mgon	5 mm+5mm/km

**Tabell 8.3d.** Standardosäkerheter ( $1\sigma$ ) för avvägningsinstrument. Värdena är hämtade från SIS-TS 21143:2013.

Instrument	Osäkerhet i höjdskillnad för 1 km dubbelavvägning	Lägsta krav på avvägningsstång
Klass A1	≤ 1 mm	Kontrollerad invarstång
Klass A2	2 mm	Kontrollerad invarstång
Klass A3	2 mm	Kontrollerad trä- metall- eller glasfiberstång
Klass A4	3 mm	Kontrollerad trä- metall- eller glasfiberstång
Klass A5	5 mm	Kontrollerad trä- metall- eller glasfiberstång

**Tabell 8.3e.** Standardosäkerheter ( $1\sigma$ ) för stationsetablering och terrester detaljmätning. Enhet mm.

Metod	Standardosäkerhet		Kommentar
	Plan	Höjd	
Fri station	10	5	Trigonometrisk höjdmätning
Fri station (GNSS)	3	3	Exkl. ev. lokal avvikelse i geoidmodell
Detaljmätning med totalstation 2 m mätstång - handhållen - med stödben	10 – 15 5	3 – 5 3 - 5	Väldefinierade objekt, exklusive stationens mätosäkerhet

**Exempel:** Den totala standardosäkerheten i en detaljmätning från en Fri

station blir  $u_{Total} = \sqrt{u_{Station}^2 + u_{Mätning}^2}$  dvs.

	Plan	Höjd
Utan stödben	14 – 18 mm	6 – 7 mm
Med stödben	11 mm	6 – 7 mm

## A Toleranser m.m.

Fri station ("fri instrumentuppställning") är en metod som kan användas dels för komplettering av befintliga stomnät, dels för bestämning av tillfälliga utgångspunkter för detaljmätning. I båda fallen ställs samma krav som vid traditionell stommätning.

### A.1 Fri station

#### A.1.1 Bestämning av ny stompunkt

Vid bestämning av en ny stompunkt med denna metod måste markeringen utföras med den kvalitet som i övrigt gäller för punkter i det aktuella nätet.

Även kraven på noggrannhet är desamma och sträng utjämning bör användas. Eftersom det här rör sig om endast en nypunkt ger den beräknade standardosäkerheten god information om kvaliteten i såväl mätningarna som i utgångspunkterna och har därför valts som noggrannhetskriterium, se *tabell A.1*.

**Tabell A.1.** Felgränser (II) för beräknad standardosäkerhet vid sträng utjämning av fri station i samband med bestämning av enstaka nypunkt i anslutnings- och bruksnät i plan; L avser avståndet i km till närmaste utgångspunkt.

Inmätning från	Nypunktens status	Maximal standardosäkerhetl (mm)
anslutningspunkter	anslutningspunkt	10 + 5L
anslutningspunkter	brukspunkt	10 + 8L
brukspunkter	brukspunkt	14

Studien av punktmedelfelet bör kompletteras med en statistisk analys av förbättringar enligt de principer som ovan redovisats i samband med sträng utjämning av plana geodetiska nät. Stompunkter i höjd kan i regel inte bestämmas tillräckligt noggrant med denna metod.

#### A.1.2 Checklista för Fri station

1. För att få en god konfiguration vid inmätning i plan ska bakåtoobjekten om möjligt vara jämnt fördelade kring stationspunkten.
2. Riktningmätning mot avlägsna bakåtoobjekt förbättrar orienteringen.
3. Vid korta siktlängder kan osäkerheten i höjdbestämningen minskas genom direkt mätning mot avvägningsstång.



4. Trigonometrisk höjdmätning är osäker vid långa siktlängder ( $> 300$  m).
5. En dålig konfiguration ska kompenseras genom mätning mot ytterligare bakåtoobjekt. Riktningmätning stabiliserar punkten i tvärled och längdmätning i längsled.
6. En extra kontroll av stationsetableringen är att mäta in ytterligare objekt, som inte använts som bakåtoobjekt.
7. Vid planmätning ska en överbestämning (extra mätning) per obekant eftersträvas. Detta erhålls genom mätning av längd och riktning mot tre bakåtoobjekt.
8. Vid höjdbestämningen ska två överbestämningar per obekant eftersträvas. Detta åstadkoms genom mätning av höjdskillnader mot tre bakåtoobjekt.
9. För att minimera mätosäkerheten kan det bli nödvändigt att ha olika bakåtoobjekt i plan och höjd. Höjdfixar är välbestämda i höjd men vanligen inte i plan medan förhållandet för planpunkter är det omvända.
10. Använd en beräkningsmetod med minsta-kvadratutjämnning och statistisk felsökning, så att grova fel kan detekteras och lokaliseras.
11. Markera den fria stationen tillfälligt. Det möjliggör kompletterande kontroll om fel upptäcks senare.
12. Avsluta alltid mätningarna på en station med en upprepad inriktning mot ett bakåtoobjekt: en kontroll av att ingenting hänt med instrumentets orientering under pågående mätning.

## **A.2 Felgränser för bruksnät**

### **A.2.1 Kontroll av plana nät**

Slutningsfel används för kontroll av tågformade nät.

#### **Vinkelslutningsfel i polygonnät**

Toleranser för vinkelslutningsfel i polygontåg i bruksnät redovisas i *tabell A.2.1a*. De är tillämpbara vid såväl förenklad/stegvis utjämnning (separat vinkelutjämnning följd av koordinatutjämnning) som vid sträng utjämnning (villkorsutjämnning).

**Tabell A.2.1a.** Toleranser för vinkelslutningsfel i polygontåg i bruksnät;  $n$ =antalet punkter i tåget, inkl. start- och slutpunkt..

Typ av tåg	Maximalt slutningsfel (mgon)		
	I	II	III
Enkeltåg mellan kända punkter	-	$4\sqrt{n}$	$6\sqrt{n}$
Tåg ingående i polygonnät	$1,5\sqrt{n}$	$2,5\sqrt{n}$	$4\sqrt{n}$

Ett visst överskridande av toleransen för vinklar kan accepteras om koordinatslutningsfelen ändå ligger under sina gränser.

### Koordinatslutningsfel i polygonnät

Toleranser för koordinatslutningsfel i polygontåg i bruksnät redovisas i *tabell A.2.1b*. I likhet med föregående är dessa tillämpbara både vid förenklad och vid sträng utjämning.

Här har valts det traditionella presentationssättet, med toleranser uttryckta som en funktion av kvadratroten ur tåglängden, även om detta inte är helt korrekt ur felteoretisk synpunkt.

**Tabell A.2.1b.** Toleranser för det radiella koordinatslutningsfelet vid utjämning av polygontåg i bruksnät; polygontågets längd  $L$  anges i km.

Typ av tåg	Maximalt slutningsfel (mm)		
	I	II	III
Enkeltåg mellan kända punkter	-	$80\sqrt{L}$	$110\sqrt{L}$
Tåg ingående i polygonnät	$30\sqrt{L}$	$50\sqrt{L}$	$80\sqrt{L}$

## A.2.2 Kontroll av höjdnät

### Höjdslutningsfel

För kontroll av slutningsfel efter utjämning av höjdtågsnät tillämpas trenivåprincipen fullt ut. Toleranser för bruksnät redovisas i *tabell A.2.2*.

**Tabell A.2.2.** Toleransgräns för slutningsfel i bruksnät i höjd; tåglängden  $L$  anges i km.

Typ av tåg	Maximalt slutningsfel (mm)		
	I	II	III
Enkeltåg mellan kända punkter	-	$10\sqrt{L}$	$15\sqrt{L}$
Tåg ingående i polygonnät	$3\sqrt{L}$	$6\sqrt{L}$	$9\sqrt{L}$

## **B Kontroll och justering av geodetiska mätinstrument**

### **B.1 Allmänt**

#### **B.1.1 Olika typer av instrumentfel**

Vid all mätning ska instrument och redskap vara kalibrerade och väl justerade. Vid kalibrering kontrolleras hur instrumentavläsningarna förhåller sig till kända (korrekta) värden. Vid behov justeras instrumentet för konstaterade fel.

Följande indelning baseras på hur felen kan konstateras och åtgärdas:

- (1) Fel som kontrolleras vid varje mättillfälle. Beroende på felets art och inverkan på mätningarna justeras felet omedelbart eller vid behov.
- (2) Fel som konstateras i samband med mätning eller vid kontroll och som kan justeras av instrumentanvändaren själv, antingen i fält eller med hjälp av särskild enklare anordning för feljustering.
- (3) Fel som konstateras i samband med mätning eller vid kontroll och som kräver justering vid instrumentverkstad eller tillgång till speciell utrustning.

#### **Krav**

Instrument ska kontrolleras regelbundet och när mätresultat indikerar instrumentfel.

#### **B.1.2 Anordningar för instrumentkontroll och justering**

Varje mätningorganisation som förfogar över geodetiska mätinstrument bör se till att nödvändiga anordningar för kontroll av instrumenten finns tillgängliga. Exempel på sådana anordningar är:

- justeringsbänk för optiskt lod
- kalibreringsbas för EDM-instrument (nollpunktsfel och cykliskt fel)
- mätbas för kontroll av kollimationsfel i avvägningssinstrument
- etaloneringsbas för mätband
- kollimator för kontroll och justering av alla typer av kollimationsfel

- markerade punkter för kontroll av GNSS-utrustning.

Beträffande moderna elektroniska instrument gäller att vissa instrumentfel kan elimineras matematiskt. Detta gäller t.ex. kollimationsfel. En förutsättning är dock att instrumenten kalibreras regelbundet. Olika fabrikat hanterar felen på olika sätt och tillverkarens instruktioner måste följas.

Det är viktigt att observera att inriktningsfel är de vanligaste felen. Verkan av dessa kan endast minskas genom att rutiner utformas så att upprepade mätningar och andra överbestämningar byggs in i mättingsförfarandet. Satsmätning med konventionella vinkel-mätninginstrument kan härvid tjäna som förebild.

## B.2 Instrumentfel – åtgärdslista

Följande förteckningar redovisar olika instrumentfel. "Typ av fel" avser indelning enligt B.1.1. I kolumnen "Tillåten storlek" har angivits värden som dels är realistiska att uppnå vid justering, dels är acceptabla vid detaljmätning. Vid stommätning gäller dock att alla instrumentfel som kan elimineras ska elimineras, dvs. kolumnen "Elimination" ska tillämpas vid stommätning, men behöver inte tillämpas vid detaljmätning om instrumentfelen är justerade till tillåten storlek.

### B.2.1 Teodoliter och totalstationer

Beskrivning av fel (typ av fel)	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll/justering
Vattenpass feljusterade (1)	Ett skalstreck	Vertikalaxeln ej lodrät, horisontalvinkeln fel (särskilt vid branta sikter)	Blåsan skall stå i samma läge när instrumentet vrids varvet runt	Varje uppställning
Optiska lodet feljusterat (2)	1 mm	Instrumentet excentriskt uppställt	Går ej	Varje uppställning eller i kontrollbänk innan mätning
Trådkorsets orienteringsfel ("vridet") (3)	---	Trådkorsets trådar är ej horisontella /vertikala, ger fel i vinkelmätning	Mät mot samma ställe på trådkorsset (centrum)	Kontrolleras 2 ggr/år
Kollimationsfel i sidled (2)	5 mgon	Horisontalvinkelfel vid höjdskillnad mellan objekten	Elimineras vid helsatsmätning	Felet konstateras vid varje mätning, justeras vid behov (för totalstation av tillverkaren)
Kollimationsfel i höjddled (indexfel) (1)	5 mgon	Vertikalvinkeln fel vid mätning i halv-sats	Elimineras vid helsatsmätning	Felet konstateras vid varje mätning, justeras vid behov (för totalstation av tillverkaren)

Horisontalcirkel excentrisk (3)	Maximalt vinkelfel 5 mgon	Felaktig horisontalvinkel	Elimineras vid helsatsmätning	Kontrolleras 2 ggr/år
Horisontalaxeln lutar (kippaxelfel) (3)	5 mgon vid vertikalkvinkel 30 gon	Felaktig horisontalvinkel, ökar med ökande vertikalkvinkel	Elimineras vid helsatsmätning	Kontrolleras 2 ggr/år
Fastställande av den tvåaxlade kompensatorns längd- och tvärxelavvikelse (1)		Motsvarar feljusterade vattenpass		

### B.2.2 EDM-instrument och totalstationer

Beskrivning av fel (typ av fel)	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll/justering
Nollpunktsfel (fel i instrumentkonstanten) (2)	3-5 mm	Konstant fel i mätt längd	Addition av korrektion i protokoll eller vid beräkning	Kalibrering minst 1 gång/år
Frekvensfel (3)	1 ppm (1 mm/km)	Skalfel i mätt längd	Korrektion kan utföras vid beräkning	Frekvensmätning 1 gång/år, grovkontroll 1 gång/vecka
Cykliskt fel (3)	Amplitud <3-5 mm	Periodiskt varierande fel i mätt längd	Utförs oftast inte	Kontrolleras i samband med bestämning av nollpunktsfel
Pekfel (2) (Gäller enbart påhängt EDM-instrument)	3-5 mm vid inriktning inom 30 mgon	Slumpmässigt fel vid slarvig inriktning	Mätning mot maxsignal	EDM-instrument parallellställs mot teodolit 1 gång/vecka

### B.2.3 Avvägningsinstrument

Beskrivning av fel (typ av fel)	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll/justering
Kollimationsfel (2)	1 mm/50 m (planplatta) 3 mm/50 m (ej planplatta)	Fel höjdskillnad vid olika avläsningsavstånd bakåt/framåt	Samma avstånd vid avläsning bakåt/framåt	Kontrolleras 1 gång/vecka, justeras vid behov

Kompensatorfel (3)	---	Siktlinjen ej horisontell	Går ej	Funktionskontroll vid varje mätning Kalibrering 1 gång/år
-----------------------	-----	---------------------------	--------	---

### B.2.4 Avvägningsstänger

Beskrivning av fel (typ av fel)	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll/justering
Graderingsfel (3)	0.1-1 mm	Felaktig avläsning	Kräver kalibreringstabell	Uppmätning av skalan
Stången lutar (1)	---	Felaktig avläsning	Går ej	Vattenpass kontrolleras 1 gång/dag, justeras vid behov

### B.2.5 Övrig utrustning

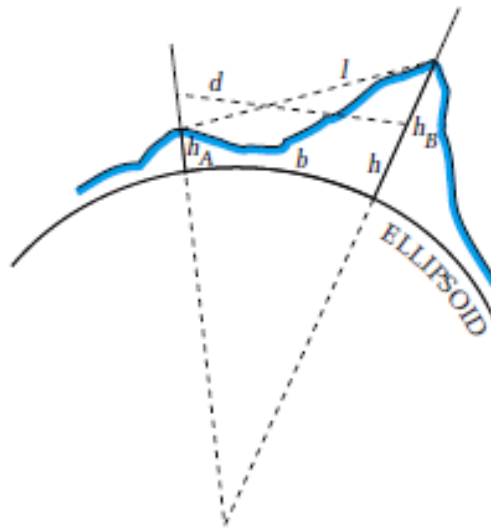
Beskrivning av fel (typ av fel)	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll/justering
<b>Aneroidbarometer</b> Felvisning (3)	400 Pa (3 mm Hg) (4 mbar)	Fel lufttryck ger skalfel vid EDM-mätning (1 ppm/400 Pa)	---	Jämförelse mot annan barometer 1 gång/vecka, kontroll mot normalbarometer 1-2 ggr/år
<b>Termometer</b> Felvisning (3)	1°C	Fel temperatur ger skalfel vid EDM-mätning (1 ppm/1°C)	---	Jämförelse mot normaltermometer 1 gång/år

## C Matematisk formelsamling

### C.1 Geometriska korrektioner

Här beskrivs hur mätta längder och riktningar räknas om till projektionsplanet. Förenklade formler (för längder <3 km) används. Noggrannare formler finns i HMK-Geodesi:Stommätning.

#### C.1.1 Lutnings- och höjdreduktion av längder



Figur C.1.1. Reduktion av längder

Den mätta längden  $l$  mellan punkterna  $A$  och  $B$  reduceras till längden  $b$  på referensellipsoiden, se figur C.1.1, enligt formlerna:

$$b = d + k_h, \text{ där}$$

$$d = \sqrt{l^2 - (h_A - h_B)^2}$$

$$k_h = -\frac{d \cdot (h_A + h_B)}{2R}$$

där (sorter i meter):

$b$  = horisontell längd på referensellipsoiden

$d$  = horisontell längd

$k_h$  = höjdreduktion

$l$  = mätt lutande längd

$h_A$  = höjd i punkt  $A$

$h_B$  = höjd i punkt  $B$

$R$  = jordens krökningsradie  $\approx 6390000$



### C.1.2 Projektionskorrektion av längder

I föregående beräkning har den mätta längden mellan punkterna  $A$  och  $B$  reducerats till längden  $b$  på referensellipsoiden, se figur C.1.1. Längden  $b$  omräknas till längden  $b_p$  i projektionsplanet enligt formlerna:

$$b_p = b + k_p, \text{ där}$$

$$k_p = \frac{b \cdot (E - E_F)^2}{2r^2}$$

$$E = \frac{E_A + E_B}{2}$$

där (sorter i meter):

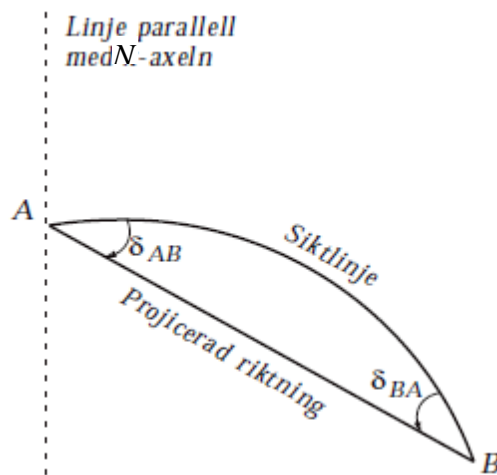
- $b_p$  = längd i projektionsplanet
- $k_p$  = projektionskorrektion
- $b$  = horisontell längd på referensellipsoiden
- $E$  = E-koordinat för sträckans mittpunkt
- $E_F$  = E-koordinat för medelmeridianen (E-tillägg)
- $r$  = jordens medelkrökningsradie  $\approx 6390000$
- $E_A$  = E-koordinat för punkt  $A$
- $E_B$  = E-koordinat för punkt  $B$

I tabell C.1.2 visas några exempel på projektionskorrektions storlek.

**Tabell C.1.2.** Exempel på projektionskorrekturer ( $k_p$ ). Enhet meter.

$b$ (m) \ $E-E_F$ (m)	50 000	100 000	200 000	400 000
300	0,009	0,037	0,147	0,588
1000	0,031	0,122	0,490	1,959
3000	0,092	0,367	1,469	5,878

### C.1.3 Projektionskorrektur för riktningar



Figur C.1.3. Riktningsskorrektion.

Siktlinjen från punkt A till punkt B motsvarar en båge i projektionsplanet. Med riktningsskorrektion menas vinkeln mellan bågen AB och kordan AB, se figur C.1.3. Den beräknas enligt formeln:

$$\delta_{AB} = \frac{\rho}{6r^2} \cdot (N_A - N_B) \cdot (2E_A + E_B - 3E_F)$$

där (sorter i meter):

$$\delta_{AB} = \text{riktningsskorrektion}$$

$$\rho = \frac{200}{\pi} \approx 63,6620 \text{ gon}$$

$$r = \text{jordens medelkrökningsradie} \approx 6390000$$

$$N_A = \text{N-koordinat för punkt A}$$

$$N_B = \text{N-koordinat för punkt B}$$

$$E_A = \text{E-koordinat för punkt A}$$

$$E_B = \text{E-koordinat för punkt B}$$

$$E_F = \text{E-koordinat för medelmeridianen (E-tillägg)}$$

I tabell C.1.3 visas några exempel på projektionskorrektionens storlek.

**Tabell C.1.3.** Exempel på riktningskorrektioner då  $E_A=E_B$ . Enhet mgon.

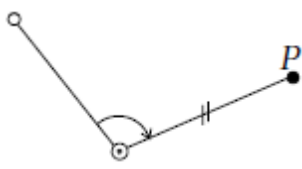
$N_A-N_B$ (m) \ $E-E_f$ (m)	50 000	100 000	200 000	400 000
300	0,01	0,02	0,05	0,09
1000	0,04	0,08	0,16	0,31
3000	0,12	0,23	0,47	0,94

Anmärkning: Vid detaljmätning blir riktningskorrektion endast aktuell i mycket extrema situationer.

## C.2 Koordinatberäkning

Här beskrivs koordinatberäkning för olika punktbestämning-metoder. Mätningarna förutsätts vara korrigerade för atmosfär, lutning, höjd och projektion.

### C.2.1 Polär inmätning

Längd och orienterad riktning.	De flesta fall av inmätning och utsättning.	Helt dominerande metod för inmätning.
		

Givet:

$A (N_A, E_A)$  = koordinater för punkten A

Mätt:

$d_{AP}$  =avståndet mellan A och P

$\varphi_{AP}$  =orienterad riktning från A mot P

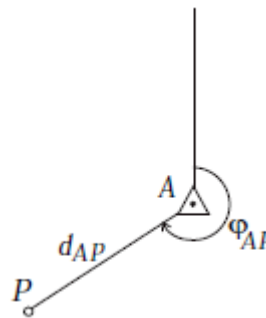
Sökt:

$P (N_P, E_P)$  = koordinater för punkten P

Lösning:

$$N_P = N_A + d_{AP} \cdot \cos \varphi_{AP}$$

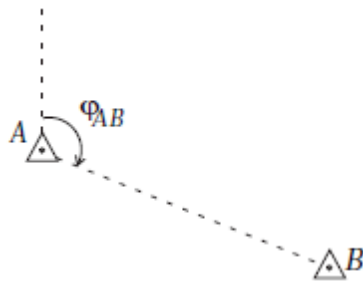
$$E_P = E_A + d_{AP} \cdot \sin \varphi_{AP}$$



**Figur C.2.1:** Polär inmätning.

## C.3 Beräkning av riktning och avstånd

### C.3.1 Orienterad riktning mellan två punkter



**Figur C.3.1.** Orienterad riktning mellan två punkter.

Givet:

$A(N_A, E_A)$  = koordinater för punkten A

$B(N_B, E_B)$  = koordinater för punkten B

Sökt:

$\varphi_{AB}$  = orienterad riktning från A till B

Lösning:

Om  $(N_B - N_A) > 0$  och  $(E_B - E_A) > 0$

$$\varphi_{AB} = \arctan \frac{E_B - E_A}{N_B - N_A}$$

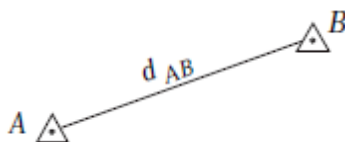
Om  $(N_B - N_A) > 0$  och  $(E_B - E_A) < 0$

$$\varphi_{AB} = \arctan \frac{E_B - E_A}{N_B - N_A} + 400^g$$

Om  $(N_B - N_A) < 0$

$$\varphi_{AB} = \arctan \frac{E_B - E_A}{N_B - N_A} + 200^g$$

### C.3.2 Avstånd mellan två punkter



**Figur C.3.2.** Avstånd mellan två punkter.

Givet:

$A(N_A, E_A)$  = koordinater för punkten A

$B(N_B, E_B)$  = koordinater för punkten B

Sökt:

$d_{AB}$  = avståndet mellan A och B

Lösning:

$$d_{AB} = \sqrt{(N_A - N_B)^2 + (E_A - E_B)^2}$$

## C.4 Trigonometrisk höjdmätning

### C.4.1 Beräkning av höjdskillnad

Vid beräkning av höjdskillnad ur mätningar av vertikalvinkel och längd från endast en station måste korrektion för såväl jordkrökning som refraktion påföras. Följande formeluttryck ger höjdskillnaden mellan instrument och signal vid sådan "enkel" trigonometrisk höjdmätning:

$$\Delta H_{AB} = l \cdot \cos z_A + l^2 \cdot \frac{(1-k)}{2R} = l \cdot \cos z_A + l^2 \cdot K$$

eller

$$\Delta H_{AB} = d \cdot \cot z_A + d^2 \cdot \frac{(1-k)}{2R} = d \cdot \cot z_A + d^2 \cdot K$$

I ovanstående formler används beteckningar enligt:

$\Delta H_{AB}$  = höjdskillnad från A till B

$l$  = lutande längd (m)

$z_A$  = zenitvinkel i A

$k$  = refraktionskoefficient

$R$  = jordens krökningsradie  $\approx 6390000$

$K$  =  $0,0674 \cdot 10^{-6} \text{ m/m}^2$ , om  $k$  sätts till 0,14

$d$  = horisontellt avstånd (m)

Beräknas avståndet  $d$  ur plana koordinater skall projektionskorrektion och höjdreduktion dras av.

## C.4.2 Höjdbestämning

Om stationspunkten är känd beräknas inmätt punkthöjd som:

$$H_P = H_S + i_h + \Delta H - s_h$$

Om den inmätta punkten är känd beräknas stationspunkten som:

$$H_S = H_P + s_h - \Delta H - i_h$$

där:

$H_P$  = höjd för inmätt punkt

$H_S$  = höjd för stationspunkt

$i_h$  = instrumenthöjd över stationspunkt

$\Delta H$  = höjdskillnad mellan instrument och signal

$s_h$  = signalhöjd över inmätt punkt

## C.4.3 Standardosäkerhet

Vid utjämning av överbestämd trigonometrisk höjdmätning (t.ex. vid fri station) kan följande, empiriskt bestämda funktion för standardosäkerhet användas:

$$u = \sqrt{k_1 + k_2 \cdot l^2 + k_3 \cdot l^4}$$

där:

$u$  = standardosäkerhet för mätt höjdskillnad

$k_1$  = varians i mätt signal- och utgångshöjd

$k_2$  = inverkan från varians i mätt zenitvinkel, samt avståndsberoende varians i utgångshöjd

$k_3$  = varians som olika faktorer i atmosfären ger upphov till (refraktion)

$l$  = siktlängd i 100-tal meter

Utgående från utgångspunkternas typ har representativa värden på konstanterna  $k_1$ - $k_3$  tagits fram, se *tabell C.4.3*.

**Tabell C.4.3.** Värden för konstanter i viktsfunktion.

Punkttyp	k1	k2	k3
Avvägd punkt	20	1,0	0,15
Väggpunkt	30	1,5	0,15
Polygonpunkt	65	3,5	0,15
Genomsnitt	35	2,0	0,15

Vid branta vertikalkvinklar har längdmätningen stort inflytande på höjdbestämningen. Då används istället formeln:

$$u = \sqrt{k_1 + \cos^2 z \cdot u_l^2 + k_2 \cdot \sin^2 z \cdot l^2 + k_3 \cdot \sin^4 z \cdot l^4}$$

där:

$z$  = mätt vertikalkvinkel (zenitvinkel)

$u_l$  = längdmätningens standardosäkerhet (mm)