

HANDBOK



Det som är aktuellt i denna skrift finns med i den nya handledningen – HMK-Geodesi: Stommätning 2015.

Observera även aktualitetsbeskrivningen i början av dokumentet.

Geodesi, Stommätning

Grafisk utformning, Muriel Bjureberg, LMV
Layout omslag, Mona Olsson och Muriel Bjureberg, LMV

Copyright©
Lantmäteriverket, Gävle 1996
Medgivande behövs för varje form av mångfaldigande.

Tryckning
Trycksam AB, Gävle 1996
Första upplagan, andra tryckningen, totalt 5000 exemplar.

Distribution och försäljning, Lantmäteriverket, Gävle
Telefon 026-63 30 00.

ISBN 91-7774-041-6

FÖRORD

Allmänt

Bakgrund

Tekniska förklaringar och anvisningar (TFA)¹ till Mätning-
kungörelsen (MK)² kom ut i mitten på 1970-talet.

Teknikutvecklingen har sedan dess gått mycket snabbt och
nya teknik- och tillämpningsområden har tillkommit. Detta inne-
bär att TFA till stora delar blivit föråldrad.

Lantmäteriverket har utarbetat en ersättning till TFA i form av
en dokumentserie i mät- och kartfrågor. Mätningkungörelsen
utgör den författningsmässiga grunden för dokumentserien.

Syfte

I dokumentserien beskrivs den fackmannamässiga hanteringen
av mätning- och karttekniska frågor samt därmed samman-
hängande ADB-frågor. Dokumentserien innehåller teknik-
beskrivningar samt råd och rekommendationer beträffande pla-
nering och genomförande, som innebär att nyttjarnas funktio-
nella och kvalitetsmässiga behov kan tillgodoses.

Tanken är att dokumenten också skall kunna ligga till grund
för organisations- och myndighetsspecifika regelverk samt för
upphandling av tjänster och produkter inom de ämnesområden
som behandlas i dokumentserien.

Dokumentseriens utformning

Dokumentserien behandlar teknikområdena geodesi, fotogram-
metri, digitalisering, databaser och kartografi samt juridik.

Dokumentens benämning är "Handbok till Mätningkungörel-
sen" (HMK).

Varje ämnesområde behandlas i en eller flera skrifter med
namnen HMK-Geodesi, HMK-Fotogrammetri osv.

Det tas också fram bransch- och sektorsinriktade dokument,
som tar upp branschspecifika produktdefinitioner och produkt-
krav samt åberopar tillämpliga råd och rekommendationer i

¹ TFA = LMVs meddelande 1976:1

² MK = SFS 1974:339 med ändringar

respektive ämnesdokument. Dessa dokument utarbetas av företrädare för den sektor informationen riktar sig till. Dokumenten benämns "Handbok för bygg/anläggning" etc.

Lantmäteriverket är huvudman för handböckerna till Mätning skungörelsen och för vissa bransch- och produktinriktade dokument.

Handböckerna till Mätning skungörelsen har följande benämningar (dokumentens beteckning anges inom parentes):

HMK-Geodesi, Stommätning (HMK-Ge:S)

HMK-Geodesi, Detaljmätning (HMK-Ge:D)

HMK-Geodesi, Markering (HMK-Ge:M)

HMK-Geodesi, GPS (HMK-Ge:GPS)

HMK-Fotogrammetri (HMK-Fo)

HMK-Digitalisering (HMK-Di)

HMK-Databaser (HMK-Da)

HMK-Kartografi (HMK-Ka)

HMK-Juridik (HMK-Ju)

Status

I dokumentens text har

- föreskrift med direkt stöd i författning
- rekommendationer för detaljutförandet av enskilda moment markerats i avvikande manér.

Författning är den samlande benämningen på lagar, förordningar och andra föreskrifter, t.ex. myndighetsföreskrifter. Krav med sådant stöd är naturligtvis bindande.

Rekommendationer för detaljutförandet är inte bindande utan anger endast lämpliga förfaringsätt för att uppfylla ställda krav och användarnas behov.

Vid utformning av rekommendationerna har termen "bör" använts. Formulering med "skall", eller liknande förstärkningar, tillämpas endast i samband med regelrätta krav och vid återgivande av faktiska förhållanden (tekniska eller andra) i råd och rekommendationer.

Dokumentens ursprungliga status kan förstärkas i de fall de utnyttjas för utarbetande av interna regelverk och vid hänvisning i upphandlingsavtal.

Hänvisning

Vid hänvisning till uppgift eller rekommendation i HMK används avsnittsnummer eller klartextåtergivning. Högre rubrik-nivåer innefattar lägre nivåer under samma avsnitt, men ej omvänt. Endast avsteg från denna huvudprincip behöver anges.

Fullständiga avsnittshänvisningar till huvudtext eller bilaga görs enligt följande exempel:

HMK–Da.4	(HMK–Da, avsnitt 4)
HMK–Ge:S.5.2.1	(HMK–Ge:S, underavsnitt 5.2.1)
HMK–Ge:D.A.3	(HMK–Ge:D, bilaga A, underavsnitt 3)
HMK–Fo.B	(HMK–Fo, bilaga B)

HMK–Geodesi, Stommätning

Innehåll

Detta dokument behandlar traditionell geodetisk stommätning. Däri innefattas utformning, mätning och beräkning av stomnät i plan och höjd, inklusive redovisning och dokumentation. Stomnäten utgör grunden för all fortsatt mätning, t.ex. detaljmätning (inmätning och utsättning).

Dokumentstruktur

Efter en introduktion följer dokumentets huvudtext. I denna ingår en teknikbeskrivning och där redovisas samtliga krav och rekommendationer, i vissa fall genom hänvisning till felgränser m.m. i bilagor. Övriga bilagor innehåller detaljer om bl.a. beräkningsformler.

Avgränsning mot andra HMK–dokument

Dokumentet har beröringspunkter med samtliga övriga geodesidokument samt med vissa andra HMK-dokument.

Som tidigare framgått bygger all detaljmätning (HMK–Ge:D) på tillgång till stompunkter. "Fri station" samt "kontroll och justering av instrument" finns beskrivna både i detaljmätningensdokumentet och i detta dokument.

Stommätning med GPS-teknik behandlas i HMK-Ge:GPS. Några aspekter på stornät och stommätning är dock generella, vilket innebär en viss överlappning.

Markering behandlas utförligt i dokumentet HMK-Ge:M, till vilket hänvisning sker från denna handbok.

Via markeringsdokumentet finns beröringspunkter till de juridiska aspekterna på markering, som behandlas i HMK-Ju. Där behandlas även regler för arkivering, tillträde till mark m.m.

Vad gäller lagring av stompunktsdata samt koordinat-systemangivelser i databaser finns, slutligen, en koppling till HMK-Da.

Utarbetandet av dokumentet

HMK-Ge:S har utarbetats av en projektgrupp bestående av följande personer:

Clas-Göran Persson	LMV (delprojektledare)
Lars E Engberg	Stockholm stad
Lars Kvarnström	Helsingborg stad
Thomas Lithén	LMV
Torbjörn Olofsson	Haninge kommun

Dokumentet har i utkastform varit föremål för två remissbehandlingar: en begränsad s.k. fackområdesremiss nov-dec 1990 och en slutremiss maj-juni 1992. Remissomgångarna har föranlett ett antal justeringar i den slutliga texten.



HMK-Stommätning

I den mån stommätning fortfarande görs på detta sätt – med terrest-ra/konventionella metoder – så gäller dokumentet i det stora hela än i dag. Det är till och med stilbildande i vissa delar, t.ex. vad gäller kontrollerbarhet och hierarkin för felgränser (1, 2 resp. 3 sigma). Framför allt är det beskrivningar av de nya referenssystemen SWE-REF 99 och RH 2000 som saknas, samt konsekvenser av detta i diver-se beräkningsformler. Den luckan täcks till viss del via de info-blad som har utarbetats de senaste åren, se under **Läs mer** (efter stängning av detta dokument).

I "Nya HMK" kommer dessutom ett litet annat synsätt att anammas än den traditionella geodetiska felteorin. Det baseras på det interna-tionella konceptet GUM (Guide to the Expression of Uncertainty in Measurement) som har fått ett stort genomslag, även i Sverige. Det är dock främst terminologin som är annorlunda – inte matemati-ken/statistiken, den gäller fortfarande på det sätt som beskrivs i do-kumentet.

Läsanvisningar kapitel för kapitel

1. Giltigt så när som att vissa felteoritermer kommer att ändras i linje med GUM.
2. Giltigt så när som att beskrivningar relaterade till SWEREF 99 och RH 2000 saknas.
3. Giltigt, men hänvisningar till Mätningenskungörelsen är ogiltiga.
4. Giltigt, utom vissa delar av avsnitt 4.5.1 "Korrekationer". Även detta avsnitt är giltigt så när som på att diagram 4.1 endast är tillämpligt på zon-systemen "SWEREF 99 dd mm" och inte på "SWEREF 99 TM". Kapitlet utgör dock en bra processbe-skrivning och checklista.
5. Giltigt i sin helhet.
6. Giltigt i sin helhet. Bra checklista.
7. Giltigt i sin helhet.

Bilagor

- A Giltig så när som att vissa felteoritermer kommer att ändras i linje med GUM. Bra beskrivning.
- B Har så många bindningar till äldre förhållanden att den inte bör användas alls.
Bilagan kommer att ersättas av ett särskilt Infoblad.
- C Har så många bindningar till äldre förhållanden att den inte bör användas alls.
Bilagan kommer att ersättas av ett särskilt Infoblad.
- D Giltig.
- E Giltig.

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

FÖRORD	i	
INNEHÅLLSFÖRTECKNING	v	
1	INTRODUKTION	11
1.1	Allmänt	11
1.2	Satellit- och tröghetsteknik	11
1.3	Termer och begrepp	12
1.3.1	Mätningstekniska termer	12
1.3.2	Stomnätstyper	13
1.3.3	Feltyper	13
1.3.4	Kvalitativa noggrannhetstermer	14
1.3.5	Kvantitativa noggrannhetstermer	15
1.3.6	Statistiska termer	16
2	GEODETISKA SYSTEM, KARTPROJEKTIONER	19
2.1	Referenssystem	19
2.1.1	Geodetiskt datum	20
2.1.2	Lägesangivelse	20
2.2	Koordinatsystem	21
2.2.1	Kartprojektion	21
2.2.2	Projektionssystem	21
2.2.3	Koordinater i plan	22
2.2.4	Rikstäckande koordinatsystem	23
2.2.5	Koordinatvärden	23
2.3	Höjdsystem	24
2.3.1	Höjdbegrepp	24
2.3.2	Rikstäckande höjdsystem	24
2.3.3	Höjdvärden	25
3	STOMNÄT	27
3.1	Anslutning	27
3.1.1	Nyberäkning	28
3.1.2	Inpassning	28
3.1.3	Approximativ anslutning	29
3.2	Näthierarki	30
3.2.1	Anslutningsnät i plan	30
3.2.2	Anslutningsnät i höjd	30
3.2.3	Bruksnät	31

4	GENOMFÖRANDE AV STOMNÄTSPROJEKT	33
4.1	Planering	33
4.2	Nätutformning	34
4.2.1	Nätuppbyggnad	35
4.2.2	Rekognosering	36
4.2.3	Nätanalys	37
4.3	Mätning	38
4.3.1	Planmätning	38
4.3.2	Höjdmätning	41
4.4	Protokoll	42
4.5	Beräkning	43
4.5.1	Korrektioner	43
4.5.2	Utjämning	48
4.6	Utvärdering	51
5	NÄTTYPER	53
5.1	Stomnät i plan	53
5.1.1	Triangelnät	54
5.1.2	Polygonnät	55
5.2	Stomnät i höjd	58
5.2.1	Höjdtågsnät	59
5.2.2	Trigonometriska höjdnät	60
5.3	Specialnät	61
6	REDOVISNING OCH DOKUMENTATION	65
6.1	Redovisning av stomnätsprojekt	65
6.1.1	Planering	65
6.1.2	Genomförande	65
6.1.3	Resultatredovisning	66
6.2	Arkivering	67
6.2.1	ätkartor	67
6.2.2	Punktbeskrivningar	67
6.2.3	Lagring i databas	68
6.3	Markering	68
6.3.1	Anslutningspunkter	68
6.3.2	Brukspunkter	69
6.3.3	Tillfälliga punkter	69

7	RENOVERING OCH UNDERHÅLL	71
7.1	Allmänt	71
7.2	Ersättningspunkter	71
7.2.1	Enstaka punkt	72
7.2.2	Punktgrupper	73
7.3	Nätrenovering	73
7.3.1	Äldre mätdata	74
7.3.2	Nätstabilisering	74
7.4	Koordinat- och höjdförändringar	74

BILAGOR

A	FELGRÄNSER FÖR GEODETISK STOMMÄTNING .	77
A.1	Beteckningar	77
A.2	Grundläggande principer	77
A.3	Medelfel i mätningar	79
A.3.1	Riktningar	80
A.3.2	Vinklar	81
A.3.3	Längder	81
A.3.4	Höjdtåg	82
A.3.5	Ensidigt, trigonometriskt mätta höjdskillnader	83
A.4	Stommätning i plan	84
A.4.1	Kontroll av enskilda mätningar	84
A.4.2	Kontroll före utjämning	86
A.4.3	Kontroll av utjämningsresultat	87
A.5	Stommätning i höjd	94
A.5.1	Kontroll av enskilda mätningar	94
A.5.2	Kontroll före utjämning	95
A.5.3	Kontroll av utjämningsresultat	95
A.6	Fri station	99
A.6.1	Bestämning av ny stompunkt	99
A.6.2	Omarkerad fri station	100

B	GEODETISKA SYSTEM, KARTPROJEKTIONER	101
B.1	Referensellipsoid	101
B.1.1	Referensellipsoidens krökningsradier	101
B.2	Geoid	103
B.3	Projektionssystem	105
B.3.1	Projektionszoner	105
B.3.2	Överräkning	107
B.4	Koordinatvärden.....	110
C	KORREKTIONSBERÄKNINGAR.....	113
C.1	Reduktion av längder till ellipsoiden	113
C.2	Överföring till projektionsplanet	115
C.3	Beräkning av höjdskillnad.....	118
D	KONTROLL OCH JUSTERING AV GEODETISKA MÄTINSTRUMENT	121
D.1	Allmänt	121
D.1.1	Olika typer av instrumentfel	121
D.1.2	Anordningar för instrumentkontroll och justering	121
D.2	Instrumentfel - åtgärdslista	122
D.2.1	Teodoliter och totalstationer	123
D.2.2	EDM-instrument och totalstationer	124
D.2.3	Avvägningsinstrument	125
D.2.4	Avvägningsstänger	125
D.2.5	Övrig utrustning	126
E	GREKISKA ALFABETET	127
	SAKREGISTER	129

1 INTRODUKTION

1.1 Allmänt

De senaste årens utveckling av den geodetiska mättnings- och beräkningstekniken har inneburit möjligheter att genomföra lägesbestämningar av mycket god kvalitet. Numera går det att med marginella utökningar av mätprogram etc. erhålla en noggrannhet som tidigare endast kunde uppnås med stora insatser i såväl tid som personal.

En övervägande del av resultaten från den mättnings- och kartläggningsverksamhet som bedrivs lagras eller kommer att lagras i någon form av databas. Den utökade åtkomlighet som användningen av databaser medför innebär stora svårigheter att avgöra i vilka sammanhang lägesdata kommer att användas i framtiden.

En annan effekt av övergången från analoga (grafiska) kartor till "digitala kartor" (databaser) är att objekten representeras av koordinatangivelser. Vid projektering och byggande, med förhållandevis högt ställda noggrannhetskrav, används redan idag koordinater i stor utsträckning.

Sammantaget avspeglar sig dessa förhållanden i ett nytt synsätt på kvalitetskraven, samtidigt som geodesins roll i sammanhanget förstärks. Det finns ingen anledning att ha ett flertal olika noggrannhetsklasser om de mest krävande behoven nästan alltid tillgodoses, och okunskapen om det framtida utnyttjandet innebär att kvalitetskravet bör ställas högt.

Detta gäller inte minst stommätningen, som utgör grunden för all annan mätning. Därför kan synsättet ses som en programförklaring till föreliggande dokument.

Förutom att utgöra stöd vid genomförande och upphandling av stommättningsprojekt syftar dokumentet till att öka förståelsen för bakomliggande teorier och principer. Det har därför delvis karaktären av "lärobok" om, i huvudsak, traditionell stommätning.

1.2 Satellit- och tröghetsteknik

Vid utförande av stommätning med traditionell teknik bestäms stompunkter genom observationer av längder, riktningar och höjdskillnader ur mätningar som kräver optisk sikt mellan mätsträckans ändpunkter.

Den alternativa teknik som nu är under utveckling, positionsbestämning med satellit- och tröghetsteknik, ställer i detta avseende delvis andra krav, men dokumentet gäller i tillämpliga delar även för denna nya teknik.

Eftersom metoderna fortfarande befinner sig på utvecklingsstadiet är det svårt att idag utfärda generella råd för de tekniks specifika delarna av det praktiska genomförandet. För området geodetisk mätning med satellitteknik görs emellertid en första ansats i en separat HMK-volym: HMK-Ge:GPS.

Vad gäller tröghetsteknik finns det för närvarande (1993) endast en utrustning för geodetisk positionsbestämning i landet. Denna typ av mätning är alltså mycket speciell och endast ett fåtal personer sysslar med den. Stommätning med tröghetsteknik behandlas därför ej inom ramen för HMK, men detaljmätning berörs i dokumentet HMK-Ge:D.

1.3 Termer och begrepp

De viktigaste begreppen som används i dokumentet, och de termer som valts för dessa, beskrivs i fortsättningen av detta avsnitt. Därutöver definieras vissa termer i anslutning till de avsnitt där de tillämpas.

1.3.1 Mätningstekniska termer

Längdmätning används för att bestämma *avstånd* mellan stompunkter.

Alla mätoperationer som utförs med teodolit brukar benämnas *vinkelmätning*. Vinklar i horisontalplanet bestäms dock som differensen mellan två *mätta riktningar*. Därför är det egentligen endast relevant att använda termen vinkelmätning när man avser exakt två objekt, t.ex. i polygontåg. Om mätningen inbegriper fler objekt, som i triangelnät och knutpunkter i polygonnät, är termen *riktningsmätning* mer korrekt.

En mätt riktning är inte relaterad till koordinatsystemet. Det är däremot en *orienterad riktning*, i och med att även den s.k. *orienteringskvantiteten* är bestämd.

Vertikalvinkelmätning utförs för att lutningskorrigera mätta längder och för bestämning av höjdskillnader. Vanligen mäts den s.k. *zenitvinkeln*, dvs. vinkeln i vertikalplanet mellan zenitriktningen (uppåt utefter lodlinjen) och riktningen mot det aktuella mätobjektet.

En sammanhängande sekvens av mätningar benämns *tåg*, t.ex. *polygontåg* och *höjdtåg*. Vanligen går ett *tåg* mellan två olika punkter, kända punkter eller *knutpunkter*. Om *tåget* startar och slutar i samma punkt används i stället termen (sluten) *slinga*. Slingor bildas framför allt för att möjliggöra kontroll av mätningar före den slutliga beräkningen.

1.3.2 Stomnätstyper

All lägesangivelse förutsätter någon form av *referenssystem*. Vanligen uppdelas dessa i ett koordinatsystem i planet och ett höjdsystem. Dessutom förekommer tre-dimensionella system.

Referenssystemet representeras av punkter ingående i *stomnät*, s.k. *stompunkter*. I det dagliga arbetet utnyttjas vanligen *stompunkter* i *bruksnät*, s.k. *brukspunkter*. Eftersom lägesbestämning idag ofta kräver väldefinierade referenssystem över större områden bör bruksnäten anslutas till ett överordnat nät, ett *anslutningsnät*, som dessutom kan utgöra länken till *riksnätet*. Den hierarkiska indelningen av stomnäten är här funktionsanpassad.

Av mättnings- och beräkningstekniska skäl finns även en mer produktionsanpassad indelning av stomnäten. *Triangelnät* och *polygonnät* är de traditionella nättyperna för stomnät i plan. Polygonnät med långa sidor och få mellanpunkter i *tågen* benämns *storpolygonnät*. Sambandet mellan denna produktionsanpassade stomnätsindelning och den indelning som baseras på nätens funktion åskådliggörs i tabell 4.1.

För stomnät i höjd används vanligen *höjdtågnät*, t.ex. *avvägningsnät*, men även *trigonometriska höjdnät* med direktsikt mellan punkterna förekommer. I vissa sammanhang finns dessutom behov av att upprätta *specialnät*, t.ex. *byggplatsnät*.

Ett rationellt utnyttjande av lägesbundna data i databaser kräver att koordinater och höjder kan räknas om mellan olika system. För att möjliggöra denna *transformation* måste referenssystemens karaktär och sambanden mellan dem vara väl kända.

1.3.3 Feltyper

Ett *fel* definieras som skillnaden mellan uppskattat eller mätt värde och det sanna värdet, dvs. "mätt minus sant". Ofta är tecknet på denna differens ointressant, vilket innebär att det i stället är det absoluta beloppet av felet som avses.

Man brukar skilja på *systematiska fel*, *grova fel* och *tillfälliga fel*.

De systematiska felen elimineras, eller åtminstone reduceras, genom korrektioner och lämpligt valda mätmetoder (t.ex. eliminering av en teodolits kollimationsfel genom mätning i båda cirkellägena).

Sökningen av grova fel baseras på jämförelser mellan mätningar avseende samma storhet (t.ex. dubbelmätning av längder) och analyser i samband med beräkningen.

Effekten av de tillfälliga, "slumpmässiga" felen, slutligen, reduceras genom upprepade mätningar och lämpligt valda beräkningsmetoder.

Slutningsfel är en vanligt förekommande storhet i samband med noggrannhetsanalyser av geodetiska nät. För tåg definieras slutningsfelet som avvikelserna mellan mätresultatet och motsvarande storhet beräknad utgående från data från utgångspunkterna. I slingor utgörs slutningsfelet av skillnaden mellan utgångs- och slutvärdena, vilka teoretiskt sett skall vara identiska.

Exempel på slutningsfel är *vinkelslutningsfel* och (radiella) *koordinatslutningsfel* i polygontåg samt *höjdslutningsfel* i höjdtåg – i slingor eller mellan kända punkter.

1.3.4 Kvalitativa noggrannhetstermer

Traditionellt har man skilt på *noggrannhet* och *precision*. I modern litteratur har dessutom termen *riktighet* lanserats. Sambandet mellan dessa tre termer åskådliggörs i figur 1.1.

Riktigheten anger mätvärdernas genomsnittliga överensstämmelse med det sanna värdet, noggrannheten anger spridningen kring detta sanna värde och precisionen spridningen kring mätseriens medelvärde eller tyngdpunkt.

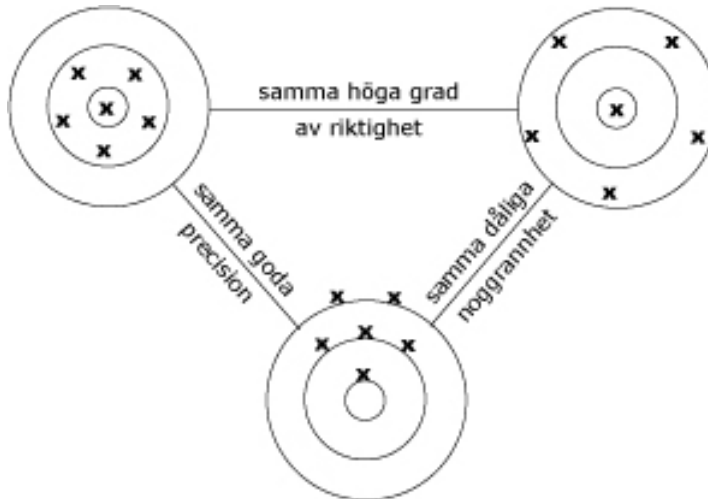
Om förekomsten av systematiska och grova fel har reducerats till ett minimum är riktigheten den högsta tänkbara, samtidigt som noggrannheten och precisionen är densamma. Detta förutsätts i det följande, varför endast termen noggrannhet används.

För att kontrollera att denna förutsättning är uppfylld kompletteras dock noggrannhetsanalyserna med analyser av de geodetiska nätens *tillförlitlighet* eller *kontrollerbarhet*, som karaktäriserar deras känslighet för inverkan av grova fel.

Det bör observeras att noggrannhet är en *kvalitativ* term. Uppgifter av typen "noggrannheten är 1 cm" är alltså felaktiga.

Sådana påståenden kräver att *kvantitativa* mått har definierats, vilket behandlas i nästa underavsnitt.

I vissa fall används i stället motsatsformen *onoggrannhet*, vilken i många sammanhang känns naturligare.



Figur 1.1. Sambandet mellan noggrannhet, precision och riktighet.

1.3.5 Kvantitativa noggrannhetstermer

Noggrannheten uttrycks vanligen i form av *medelfel*, som, löst uttryckt, är ett mått på det genomsnittliga felet i en mätning eller en sekvens av mätningar. Medelfelet i enskilda mätoperationer – *mätmedelfelet* – definieras med hjälp av *medelfelsfunktioner*, där olika felkällors inverkan ingår via sina *medelfelsparametrar*.

Medelfel som har uppskattats före mätningarnas genomförande, och som grundas på tidigare erfarenhet, benämns *a priori-medelfel*. Medelfel baserade på beräkningsresultatet benämns *aposteriori-medelfel* eller *beräknade medelfel*. Exempel på det senare är *aposteriori punktmedelfel* och beräknat *medelfel i utjämnad höjd* – i plana nät respektive höjdnät.

Medelfel brukar betecknas med den grekiska bokstaven σ (sigma). Kvadraten på medelfelet benämns *varians* (σ^2).

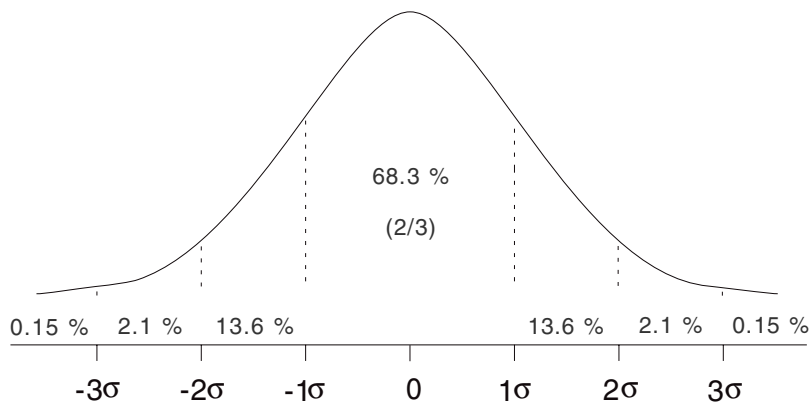
Ett geodetiskt näts tillförlitlighet kan delas upp i inre och yttre tillförlitlighet. Den *inre tillförlitligheten* uttrycks i form av *minsta*

upptäckbara fel (MUF), och den yttre tillförlitligheten (YT) beskriver hur mycket oupptäckta grova fel påverkar slutresultatet (beräknade koordinater och höjder).

Tillförlitlighet uttrycks vanligen i multiplar av någon typ av medelfel.

1.3.6 Statistiska termer

De tillfälliga mätfelen brukar förutsättas vara *normalfördelade*, vilket i praktiken har visat sig vara en bra hypotes. Detta antagande är grundläggande för den fortsatta framställningen. Utgående från medelfelet (σ) redovisas normalfördelningens s.k. *frekvensfunktion* i figur 1.2.



Figur 1.2. Normalfördelningens frekvensfunktion.

Inom geodesin utförs vanligen fler mätningar än vad som behövs för en entydig bestämning av sökta storheter. Antalet mätningar utöver minimiantalet benämns *överbestämningar*.

Under antagandet om normalfördelning är *minsta-kvadratmetoden* (*mk-metoden*) den mest effektiva metoden för lösning av överbestämda ekvationssystem, dvs. den som ger minsta varians för de sökta storheterna.

En samtidig beräkning av samtliga mätningar enligt denna metod benämns *sträng utjämning*. I en sådan påverkar mätningarna slutresultatet i förhållande till sin *vikt*, som är omvänt proportionell mot kvadraten på mätmedelfelet (alltså mot mätningens

varians). Det sker genom minimering av den viktade kvadratsumman av de s.k. *förbättringarna*, dvs. de korrekationer till mätningarna som krävs för att dessa skall överensstämma med utjämnade koordinater och höjder.

Elementutjämnning och *villkorsutjämnning* är två olika sätt att formulera ett minsta-kvadratproblem. Lösningarna blir dock numeriskt sett identiska.

De mätningar som går vidare till en utjämnning är i regel *medeltal* av de ursprungliga mätoperationerna. Exempel är medeltal av mätta längder, *sats-* och *stationsmedeltal* av riktningsmätningar samt medeltal av mätta höjdskillnader.

En storhet som vanligen redovisas tillsammans med resultatet från en utjämnning är *grundmedelfelet*. Det är det beräknade medelfelet för en mätning med vikten ett (1), och ger en allmän uppfattning om den faktiska mätnoggrannheten. Om vikten har beräknats som det inverterade värdet av variansen ($1/\sigma^2$) skall grundmedelfelet bli lika med ett. Avvikelser, uppåt eller nedåt, indikerar att mätnoggrannheten är lägre respektive högre än vad som antagits.

Toleranserna för storleken på förbättringar till enskilda mätningar, slutningsfel i tåg samt beräknade medelfel uttrycks i form av s.k. *felgränser*. I samband med utformningen av felgränser förekommer två termer som bör förklaras närmare: *risknivå* och *konfidensnivå*.

Risknivån – vanligen betecknad α – anger sannolikheten för att en mätning eller ett tåg felmarkerats trots att det är fråga om en naturlig variation inom normalfördelningen, dvs. risken för "falskt alarm".

Konfidensnivån, eller *konfidensgraden*, är risknivåns motsats, närmare bestämt sannolikheten att det sanna värdet inryms i ett givet intervall, dvs. $1 - \alpha$.

En hög risknivå (stort α -värde) ger alltså goda möjligheter att hitta grova fel men stor risk för onödig ommätning. En låg risknivå (litet α -värde) innebär få ommätningar men stor risk att grova fel förblir oupptäckta.

Valet av risknivå/konfidensgrad är därför betydelsefullt och måste ske med beaktande av dessa konsekvenser. I detta dokument hanteras problemet genom att flera nivåer tillämpas parallellt, med olika krav på åtgärder.

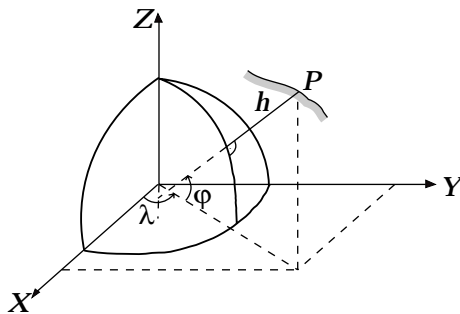
Risknivån och konfidensgraden anges antingen som ett tal mellan noll och ett (0-1) eller, vanligare, i procent (%).

2 GEODETISKA SYSTEM, KARTPROJEKTIONER

2.1 Referenssystem

En punkts läge i rymden anges enklast i ett tre-dimensionellt rätvinkligt koordinatsystem. I geodetiska tillämpningar används ett s.k. *geocentriskt system* med origo i jordens medelpunkt (tyngdpunkt). Z-axeln sammanfaller med rotationsaxeln (positiv mot nordpolen), X-axeln ligger i meridianplanet genom Greenwich och Y-axeln är orienterad så att axlarna tillsammans utgör ett högersystem.

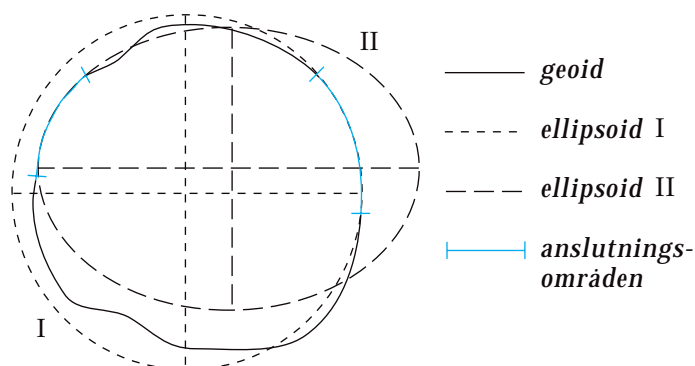
Alternativt kan läget anges i ett *geografiskt koordinatsystem* med vinklar, *latitud* (φ) och *longitud* (λ), i två vinkelräta plan (*meridianplanet* och *ekvatorialplanet*) samt ett avstånd från jordens medelpunkt eller från en referensyta (sfär, rotationsellipsoid). Detta är naturligare och mer praktiskt eftersom avståndet från referensytan har en motsvarighet i höjdbegreppet, se figur 2.1.



Figur 2.1. Referenssystem.

Valet av en rotationsellipsoid, dvs. den yta som erhålls när en ellips roteras kring sin lillaxel, som referensyta beror på att denna yta är en god approximation av jordens form och dessutom möjlig att uttrycka matematiskt.

Den valda *referensellipsoiden* definieras av rotationsellipsoidens storlek, form och läge. Genom att variera dessa storheter kan referensellipsoiden fås att ansluta sig till jorden i dess helhet eller inom ett begränsat område, se figur 2.2.



Figur 2.2. Referensellipsoider.

Med en punkts höjd över havet menas avståndet längs lodlinjen till *geoiden* (den nivåyta som innehåller den ostörda medelhavsytan). Geoidens form kan ej exakt uttryckas med en matematisk formel utan anges som avvikelser från en matematiskt definierad rotationsellipsoid. Det ger upphov till olika *geoidhöjdssystem* beroende på valet av referensellipsoid.

2.1.1 Geodetiskt datum

Begreppet *geodetiskt datum* används för att definiera det referenssystem som tillämpas vid lägesangivelser. Ett (tre-dimensionellt) geodetiskt datum reglerar bl.a.

- referensellipsoidens storlek och form, dvs. dess båda halvaxlar eller storaxeln och avplattningen
- referensellipsoidens läge i förhållande till jordens masscentrum
- geoidens form och läge i förhållande till referensellipsoiden.

I bilaga B ges dels parametrar för den referensellipsoid som används vid mättnings- och kartläggningsarbeten i Sverige, dels uppgifter om geoidens form och läge i förhållande till denna referensellipsoid.

2.1.2 Lägesangivelse

Läget för en punkt på eller i nära anslutning till jordytan kan anges med X-, Y- och Z-koordinat i ett geocentriskt system eller med latitud (φ), longitud (λ) och höjd samt i båda fallen uppgifter

om använt geodetiskt datum. Observera att, för en och samma punkt, ger olika datum olika värden på dessa storheter.

Ett mer praktiskt sätt att ange punkters lägen är att övergå till koordinater i ett *plant koordinatsystem* genom en avbildning (projektion) av referensellipsoiden på ett plan. I detta fall krävs uppgift om såväl geodetiskt datum som projektionssystem för att punktens läge skall bli entydigt. Höjder redovisas i ett separat *höjdsystem*.

OBS! Höjdvärden tillsammans med koordinater i planet utgör **ej** ett tre-dimensionellt rätvinkligt koordinatsystem.

2.2 Koordinatsystem

2.2.1 Kartprojektion

Med (*kart*)*projektion* menas avbildning av referensellipsoiden eller del därav på en plan yta. Ingen projektionsmetod är emellertid felfri vid avbildning av en buktig yta på ett plan.

Vid valet av projektion måste man ta hänsyn till två omständigheter: dels att projektionsfelen begränsas, dels att projektkorrektionerna är lätta att beräkna. Projektionen byggs därför upp så att den får speciella, eftersträlvade egenskaper.

Beträffande projektionsfelen står valet mellan *vinkelriktiga* och *ytriktiga* projektioner, eventuellt i kombination med en viss *längdriktighet*.

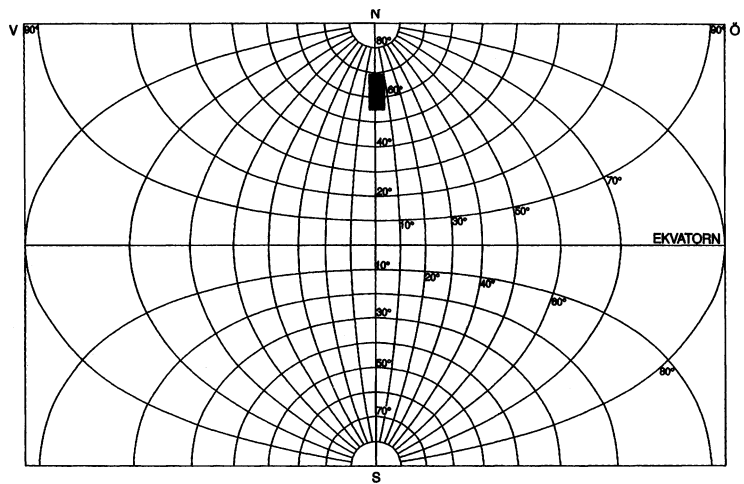
De flesta svenska kartor är gjorda i *Gauss' konforma projektion*, även kallad Gauss-Krügers projektion, Gauss' hannoverska projektion eller Transversal Mercatorprojektion. Gauss' konforma projektion är en vinkelriktig (*konform*) projektion med en rätlinjig och längdriktig meridian (*medelmeridian*). Projektionen är därför gynnsam utefter medelmeridianen, dvs. för långsmala, nord-sydligt orienterade områden, se figur 2.3.

2.2.2 Projektionssystem

Avbildningen av hela Sverige i en enda projektion innebär att avståndet från medelmeridianen i vissa fall kan uppgå till 400 km. För att minska projektkorrektionerna till för praktiskt bruk acceptabla värden har landet delats in i sex projektionssystem, dvs. relativt smala nordsydligt orienterade områden, vart och ett

med sin medelmeridian. Därigenom begränsas avståndet från medelmeridianen i områdenas ytterkanter till ca 100 km eller något däröver.

De använda medelmeridianerna är 7.5 gon V, 5 gon V, 2.5 gon V, 0 gon, 2.5 gon O och 5 gon O. Projektionssystemet benämns efter sin medelmeridian. Vid landsomfattande arbeten, såsom den topografiska och ekonomiska kartläggningen m.m., används system 2.5 gon V för hela Sverige. Meridianen 0 gon i rikets system går av historiska skäl genom Stockholms gamla observatorium och svarar mot meridianen 18°03'29.8" öster om Greenwich, vilket omräknat ger 20.064753086... gon.



Figur 2.3. Gradnätets utseende i Gauss' konforma projektion.

2.2.3 Koordinater i plan

Koordinater i Gauss' konforma projektion anges i ett koordinat-system där x-koordinaterna räknas positiva norrut med början från ekvatorn och y-koordinaterna positiva österut med början från medelmeridianen, se figur 2.3. Vinklar och riktningar räknas positiva medurs och orienterade riktningar anges med systemets positiva x-axel som utgångsriktning.

2.2.4 Rikstäckande koordinatsystem

Det svenska rikstäckande koordinatsystemet *Rikets koordinatsystem 1990* (RT 90) baseras på en gemensam utjämning av bl.a. samtliga mätningar ingående i den rikstriangulering som genomfördes under åren 1967–1982. Detta referenssystem används från 1988 i framställningen av de allmänna kartorna.

Under tiden som rikstrianguleringen pågick beräknades koordinater för punkterna regionvis i 12 skilda regioner, från RT R01 till RT R12. Dessa regionsystem är mer eller mindre fristående system och utgör följaktligen inget enhetligt rikstäckande koordinatsystem.

Utöver de koordinater som härrör från ovanstående beräkningar används i vissa fall koordinater från tidigare mättnings- och beräkningsepoker, såsom *Rikets koordinatsystem 1938* (RT 38) och diverse lokala system.

2.2.5 Koordinatvärden

Koordinatvärdena, som grovt sett är avstånden till ekvatorn respektive medelmeridianen, blir normalt stora tal. För att ange dessa krävs upp till 11 teckenpositioner. De inledande siffrorna i siffergrupperna är i de flesta fall konstanta. Av praktiska skäl, för att reducera antalet siffror och undvika negativa tal, påförs därför koordinatvärdena såväl positiva som negativa tillägg.

Vid beräkning av projektionskorrektioner och överräkning mellan olika projektionssystem krävs dock fullständiga koordinater, samt uppgift om medelmeridian, dvs. läget för koordinatsystemets origo måste vara känt.

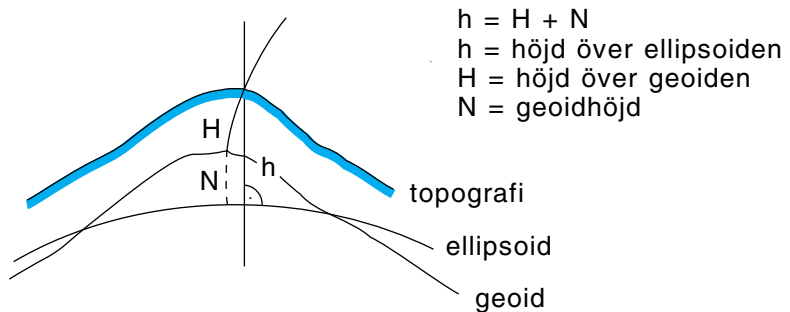
I anslutning till koordinatuppgift skall koordinatsystem anges. Angivelsen utformas så att systemets origo framgår.

Se även bilaga B.3 och B.4.

2.3 Höjdsystem

2.3.1 Höjdbegrepp

Med höjd avses vanligen avståndet längs lodlinjen från geoiden (höjd över havet). I vissa sammanhang förekommer även begreppet *höjd över ellipsoiden*. Skillnaden mellan dessa båda höjder är lika med geoidens avvikelse från rotationsellipsoiden (se figur 2.4), och är alltså beroende av vald referensellipsoid. Inom Sverige varierar denna avvikelse (*geoidhöjd*) med något 10-tal meter, se bilaga B.2.



Figur 2.4. Höjd över geoid och ellipsoid.

2.3.2 Rikstäckande höjdsystem

Grunden för det moderna rikssystemet i höjd är den andra precisionsavvägningen, som genomfördes åren 1951–1967. Denna avvägning resulterade i införandet av *Rikets höjdsystem 1970* (RH 70).

Den nu pågående riksavvägningen avser en förtätning av den andra precisionsavvägningen. Höjder från de nya mätningarna beräknas fortlöpande allteftersom projektet fortskrider. Som utgångspunkter för beräkningen används de precisionspunkter i RH 70 som befunnits vara stabila och oskadade.

Höjderna beräknas således i system RH 70. För att det skall vara möjligt att skilja dessa nybestämningar från tidigare höjdbestämmningar har dock beteckningen *RHB 70* införts för samtliga höjder beräknade inom ramen för den nya riksavvägningen – såväl nymarkerade som äldre punkter.

Detta innebär att RHB 70 bör betraktas som ett mellansteg för att åstadkomma goda brukshöjder. När riksavvägningen är avslutad – i början på 2000-talet – kommer ett nytt höjdsystem att införas, som baseras på en gemensam utjämning av samtliga mätningar.

Äldre system är *Rikets höjdsystem 1900* (RH 00).

Förutom ovan nämnda rikssystem förekommer även lokala höjdsystem.

2.3.3 Höjdvärden

I RH 70 används en vid en europeisk utjämning antagen nollnivå för havsytan, som definieras av den holländska normalhöjdpunkten Normaal Amsterdams Peil (NAP).

I RH 00 användes som nollnivå den nivåyta som sammanföll med medelhavsytan i Stockholm år 1900, vilken definierades med hjälp av normalhöjdpunkten i Stockholm.

Skillnaden i höjdvärden mellan RH 00 och RH 70 beror dessutom på landhöjningen, som är mycket olika i olika delar av landet. Den totala systemskillnaden varierar därför från några centimeter i Skåne upp till ca 8 decimeter i Norrlands kustland.

Skillnaden mellan RH 70 och RHB 70 är naturligtvis betydligt mindre, eftersom det här är fråga om ett och samma höjdsystem. I de fall stora krav på noggrannheten ställs bör dock även i detta fall en beteckningsmässig åtskillnad göras, och om möjligt skall endast punkter ingående i den nya, noggrannare riksavvägningen användas vid ytterligare förtätning.

I anslutning till höjduppgift skall höjdsystem anges.

3 STOMNÄT

3.1 Anslutning

Vid kartläggning skall detaljernas läge bestämmas i förhållande till någon referens. En sådan referens utgörs vanligen av stoppunkter ingående i bruksnät. Framtagandet av bruksnät har därför en central betydelse som grund för bl.a. framställning av storskaliga kartor.

Eftersom all lägesbestämning kräver ett väldefinierat referenssystem skall bruksnäten anslutas till riksnäten med anslutningsnät. Genom detta förfarande erhålls ett gemensamt geodetiskt datum för lägesbestämningen i landet.

Riksnäten i plan och höjd är separerade från varandra av bl.a. mättnings- och beräkningstekniska skäl. I det följande redovisas hur förtätningen av dessa nät bör struktureras.

Stomnät i plan och höjd skall enligt mättningskungörelsen anslutas till rikets nät. Om särskilda skäl föreligger kan Lantmäteriverket, genom respektive Överlantmätarmyndighet, medge undantag från anslutningskravet.

Med anslutning till rikets nät avses i detta sammanhang etablerandet av ett samband mellan det lokala stomnätet och riksnätet. Det är fullt tillfredsställande om anslutningen görs till något regionsystem eftersom sambanden mellan dessa och riksnätet bestäms av Lantmäteriverket.

Även om riksnätets höjd- och/eller koordinatvärden inte används i den egna verksamheten kan dessa användas som kommunikationslänk mellan databaser som har lägesanknutits till olika referenssystem genom att baserna relateras till varandra via detta nät.

I tillämpningar med höga noggrannhetskrav och för nya projekt är det välmotiverat att utnyttja de moderna riksnäten. Mer komplicerat är det att byta system. Ett byte bör dock övervägas om det gamla, lokala systemet företer stora brister: för liten yttäckning, dålig eller okänd noggrannhet etc.

Nya stompunkter bestäms i gällande referenssystem genom anslutning till närbelägna stompunkter av högre ordning. Vid mindre komplettering kan dock anslutning göras till punkter av samma ordning.

Anslutning kan utföras på olika sätt enligt beskrivningen nedan. Denna avser anslutning av plana nät, men motsvarande förfaranden kan appliceras på höjdnät.

3.1.1 Nyberäkning

Med nyberäkning avses att gå tillbaka till mätningarna och genomföra en ny koordinatberäkning. Det ger i regel det bästa resultatet men är endast genomförbart vid små datamängder.

3.1.2 Inpassning

Med inpassning avses ett transformationsförfarande där man, med hjälp av ett lämpligt antal punkter med kända koordinater i båda systemen (*passpunkter*), först bestämmer värden på transformationsparametrarna och därefter använder det fastställda sambandet för att transformera övriga punkters koordinater.

Till en transformationsformel bör knytas uppgift om den förväntade noggrannheten vid överräkningen, t.ex. vid inpassningen erhållet grundmedelfel och antalet passpunkter eller överbestämningar.

Den vanligaste inpassningsmodellen är *Helmerttransformation*, som utförs i planet mellan två rätvinkliga koordinatsystem. Metoden innebär bestämning av två translationer, en vridning och en skaländring. Ibland används även *unitär transformation*, som innebär att skalan inte ändras.

Unitär- och Helmerttransformation är s.k. likformighetstransformationer, vilket innebär att en figur inte ändrar form till följd av transformationen.

Inpassning med Helmertrransformation och unitär transformation förutsätter att koordinatsystemen ligger i samma projektionsplan, dvs. har samma medelmeridian. Är så inte fallet måste systemen före inpassningen räknas över till ett gemensamt projektionsplan.

Då det inte finns någon grund att tro att geodetiska stornät har systematiska skilskilnader i olika riktningar bör *affin transformation* ej användas i stornätssammanhang.

Eftersom sambandet vid inpassning är bestämt empiriskt, och passpunkternas koordinater inte är felfria, erhålls motsägelser mellan transformerade och ursprungliga koordinater. Detta måste beaktas vid den fortsatta användningen.

Grundregeln vid koordinattransformation är att man behåller oförändrade koordinater på passpunkterna. Om transformationen ger upphov till stora inpassningsfel, och om man på goda grunder kan misstänka att detta beror på brister i det överordnade systemet, bör dock en förändring av passpunkternas koordinater i detta system övervägas.

Vill man bibehålla det transformerade nätets geometriska form och interna noggrannhet bör alltid passpunkternas koordinater transformeras.

3.1.3 Approximativ anslutning

En approximativ anslutning kan ske med en gemensam punkt och en riktning.

Metoden kan t.ex. användas för att möjliggöra inläggning av enstaka fastigheter på småskaliga kartor. Approximativ anslutning ger dock ringa möjligheter till kontroll eller noggrannhetsbedömning.

Detta förfarande används också i samband med s.k. byggplatsnät, med hög intern noggrannhet. Dessa nät kan på så sätt inpassas i t.ex. ett kommunalt nät utan att den goda geometrin påverkas negativt.

En bättre metod i dessa sammanhang är unitär transformation, varvid även passpunkternas koordinater transformeras.

3.2 Näthierarki

De nationella näten, såsom rikets koordinatsystem och rikets höjdsystem, har i allmänhet sådana punktavstånd att en direkt användning för t.ex. storskalig kartläggning och teknisk projektering är svår. Förtätning av dessa nät är därför ofta nödvändig.

Förtätning av riksnäten bör genomföras så att man erhåller en bra anslutning mot överordnade nät och god anslutningsmöjlighet vid efterföljande förtätning med bruksnät.

Geodetiska stomnät uppdelas med hänsyn till funktion och framställningssätt enligt följande:

- anslutningsnät i plan
- anslutningsnät i höjd
- bruksnät i plan och/eller höjd.

3.2.1 Anslutningsnät i plan

Anslutningspunkter i plan (huvudstompunkter) är stompunkter vars huvudsakliga funktion är att tjäna som utgångspunkter vid bestämning av de lokala bruksnäten.

I plana anslutningsnät är lämpligt avstånd mellan punkterna 2-5 km.

3.2.2 Anslutningsnät i höjd

Anslutningspunkter i höjd är stompunkter vars huvudsakliga funktion är att tjäna som utgångspunkter vid bestämning av de lokala bruksnäten.

I anslutningsnät i höjd är lämpligt avstånd mellan punkterna ca 0.5 km.

3.2.3 Bruksnät

Brukspunkter är stompunkter vars funktion är att tjäna som utgångspunkter vid detaljmätning (inmätning och utsättning). Bruksnäten kan vara kombinerade, dvs. bestämda i såväl plan som höjd, eller åtskilda.

I bruksnät är lämpligt avstånd mellan punkterna 0.1-0.5 km.

4 GENOMFÖRANDE AV STOMNÄTSPROJEKT

Inga mätningar kan göras helt fria från fel. De olika feltyper som måste beaktas vid geodetisk stommätning kan indelas i tre huvudgrupper:

- systematiska fel
- grova fel
- tillfälliga fel.

Vid bestämning av punkter i stornät bör nätutformning, mätning och beräkning utföras så att inverkan av systematiska, grova och tillfälliga fel reduceras till ett minimum.

4.1 Planering

En bra planering av ett stornätsprojekt ger möjlighet att med begränsade resurser erhålla ett gott resultat, som svarar mot det aktuella och förväntade behovet. Planeringen av stornätsarbetet är sammansatt av flera olika faser, som ibland återkommer flera gånger och tillsammans resulterar i ett program eller en projektplan.

Planeringsarbetet inför stornätsarbeten bör utmynna i ett program eller en projektplan, vars syfte är att dokumentera resultatet från planeringen och rekognoseringen till underlag för genomförandet. Handlingen är också avsedd att kunna tjäna som underlag för framtida uppföljningar, kompletteringar och kontroller.

Programmet/planen bör anpassas till projektets omfattning och allt efter behov innehålla följande:

- Mål och syfte med stornätsprojektet
 - behovsanalys
 - områdesavgränsning
 - kvalitetskrav

- Utredningar
 - tidigare beslut
 - befintliga stomnät
 - anslutningsfrågor
 - ekonomiska förutsättningar

- Förslag till nytt stomnät
 - val av koordinat-/höjdsystem
 - nättyp/nätutformning
 - nätkarta
 - mätprogram
 - kvalitetskrav
 - markerings- och redovisningsanvisningar

- Tidplan m.m.
 - tidplan, kritiska tidpunkter
 - arbetsfördelning
 - ansvarsförhållanden.

Vad gäller mål och syfte med projektet bör särskilt utredas om ett ringa merarbete kan medföra att fler syften uppfylls än det som var anledningen till att projektet kom till stånd. En marginell höjning av noggrannheten och antalet punkter, samt en mer genomtänkt punktplacering, kan ofta utvidga ett näts användbarhet betydligt.

En väl genomförd planering ger förutsättningar för en hög kvalitet i stomnätet. En dåligt genomförd planering medför ofta krav på extraordinära insatser för att ge en acceptabel kvalitet i slutresultatet.

I det följande redovisas råd, anvisningar och hjälpmedel för genomförandet av ett stomnätsprojekt – dels i allmänna, dels i mer teknikberoende termer.

Se vidare avsnitt 6.1.

4.2 Nätutformning

För att erhålla bästa möjliga stompunkter med avseende på noggrannhet, ekonomi och tillgänglighet måste stor omsorg läggas på planering av nätets utformning och på utredning av vilka mätningar som skall genomföras.

Momenten nätupbyggnad, rekognosering och nätanalys ingår, och i de flesta fall behöver de upprepas innan definitiv nätutformning kan fastställas.

4.2.1 Nätupbyggnad

Vid anläggande av stomnät bör man vid planering av punkternas läge beakta faktorer som

- kommande användning
- tillgänglighet
- möjlighet till varaktig markering
- befintlig eller tillgänglig teknisk utrustning
- förväntad noggrannhet i lägesbestämningen.

Förhållandet mellan dessa faktorer varierar mellan olika nättyper beroende på nätens funktion, se tabell 4.1.

Funktion Nättyp	Riksnät	Anslutnings- nät	Bruksnät
Triangelnät	x	x	x
Storpolygonnät		x	x
Högpunktsnät		x	x
Polygonnät			x
Väggpunktsnät			x

Tabell 4.1. Nättyp/funktion för stomnät i plan.

Anslutningsnätens punkter är normalt inte utgångspunkter för detaljmätning utan utgör dels en enhetlig stomme för fortsatt förtätning, dels en realisering av referenssystemet som förväntas bestå under överskådlig tid. De främsta kraven blir därför att punkterna skall kunna markeras varaktigt samt att en nättyp väljs så att noggrannheten i lägesbestämningen blir hög.

Andra och delvis motsägande krav är att anslutningspunkterna skall ligga så till att bruksnäten lätt kan anslutas och att bruksnätens regionala noggrannhet stärks. Ett sätt att ta hänsyn till de sistnämnda kraven är att "planera baklänges". Det innebär att brukspunkternas lägen planeras utgående från användarnas

behov. Först därefter löses anslutningen till det överordnade nätet.

Bruksnätens punkter bör placeras så att de lätt kan utnyttjas vid den dagliga användningen, dvs. tillgängligheten har hög prioritet.

Bruksnätens punkttäthet bör anpassas till förväntat användningssätt. Traditionellt har vid inmätning och utsättning, av tekniska skäl, uppställningspunkten sammanfallit med en stompunkt, vilket medfört krav på hög punkttäthet. Dagens teknik med fri station innebär möjligheter att göra bruksnäten glesare. Ett tätt nät ger högre underhållskostnader för stomnätet, ett glesare nät ställer högre krav på utrustning och kompetens.

Det finns skäl att överväga vilken noggrannhet som kommer att krävas på brukspunkterna och därmed också vilken nättyp som kan bli aktuell. I tätbebyggda områden, speciellt i stadskärnorna där kraven på noggrannhet är högre, kan det vara bättre att anlägga ett fristationsnät än ett traditionellt polygonnät (se avsnitt 5.1). Önskas hög noggrannhet med polygonnätsteknik bör antalet mellanpunkter minimeras.

Avslutningsvis bör nämnas att det från både praktisk och ekonomisk synpunkt kan vara bättre att använda GPS-teknik vid anläggande av plana stomnät, i synnerhet anslutningsnät. För mer information se HMK-Ge:GPS.

Analysen av nätuppbyggnaden bör utmynna i en preliminär nätutformning i form av ett "skrivbordsförslag" som anger punktplacering och erforderliga mätningar.

4.2.2 Rekognosering

Syftet med rekognoseringen är dels att utröna vilka delar av den preliminära nätutformningen som går att utföra, dels att bestämma stompunkternas läge och i övrigt förbereda fältarbetet.

Följande bör behandlas:

- identifiering av befintliga punkter och eventuell justering av tillhörande punktbeskrivningar
- placering av nypunkter och upprättande av punktbeskrivningar för dessa
- alternativa punktlägen
- siktkontroll och röjningsbehov
- behov av signaleringsmateriel, torn/master
- behov av excentriska uppställningar
- markeringstyper

- markägarkontakter
- lämpliga transportvägar.

Rekognoseringen bör utmynna i en rekognoseringsrapport.

4.2.3 Nätanalys

Innan mätningen av ett nytt stornät påbörjas bör någon form av nätanalys göras.

För analys av ett stornät finns olika hjälpmedel, med allt från avancerade simuleringsprogram till enkla tumregler. Gemensamt för dessa analysmetoder är begreppet kontrollerbarhet, dvs. i vilken grad en mätning kontrolleras av övriga mätningar i nätet. God kontrollerbarhet innebär bl.a. stora möjligheter att lokalisera grova fel.

Om en god kontrollerbarhet skall gälla för varje enskild mätning måste nätet vara homogent, dvs. den kontrollerbarhet som gäller för nätet i stort skall också gälla för godtyckligt utvalda delar av nätet.

Ett genomsnittligt mått på nätets kontrollerbarhet fås genom att dividera antalet överbestämningar (\ddot{o}) med antalet mätningar (n). Den erhållna kvoten kallas *kontrollerbarhetstal* (k -tal), och beräknas alltså som

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

Kontrollerbarhetstal kan även beräknas individuellt för varje mätning.

För att kunna erhålla detaljinformation om enskilda mätningars kontrollerbarhet – eller tillförlitlighet – behövs tillgång till ett simuleringsprogram. Ett sådant program bör bl.a. ge följande redovisning:

- Den enskilda mätningens k -tal, även kallat *frihetsgradsandel* eller *redundans*.
- Den inre tillförlitligheten: Minsta upptäckbara fel (MUF).
- Den yttre tillförlitligheten (YT): Minsta upptäckbara fels inverkan på utjämningsresultatet.

Den inre och yttre tillförlitligheten redovisas vanligen som en multipel av medelfelet i motsvarande mätning eller utjämnade storhet. Det förekommer också att tillförlitligheten redovisas direkt i absoluta tal, se vidare bilaga A.

4.3 Mätning

Rutiner måste utformas så att systematiska, grova och tillfälliga fel kan motverkas, upptäckas respektive minimeras. För att uppnå detta erfordras att mätningarna utförs med stor omsorg. Det är härvid viktigt att etablerade och vedertagna mätprinciper noggrant följs. Ett exempel på ett mätförfarande som är utformat för att såväl motverka systematiska fel som att upptäcka grova fel och dessutom minska de tillfälliga felen är satsmätning av riktningar.

Vid övergång till användning av moderna typer av instrument kan det av tekniska, praktiska eller ekonomiska skäl bli nödvändigt att modifiera mätningförfarandena. Detta får dock inte göras på ett sådant sätt att rutinernas inbyggda säkerhetssystem försämras.

Alla instrument som används i stommätningssammanhang skall enligt Mätningkungörelsen vara väl kontrollerade och kalibrerade, se vidare bilaga D.

4.3.1 Planmätning

Vid geodetisk stommätning i plan förekommer observationer av riktningar/vinklar och eventuella asimuter samt lutande längder.

Erfarenhetsmässigt erhålls det bästa resultatet om längdmätning och riktningsmätning utförs var för sig och behandlas separat.

Riktningsmätning

Riktningsmätning utförs med teodolit.

Såväl för teodoliter av traditionell typ med optisk avläsning av cirkelskalorna som för teodoliter med elektronisk cirkelavläsning bör mättnings- och kontrollförfaranden utformas så att inflytandet av kända instrument- och avläsningsfel elimineras eller minimeras.

Följande systematiska felkällor bör beaktas:

1. Kollimationsfel i sidled
2. Kollimationsfel i höjddled (indexfel)
3. Horisontalaxelns lutning (kipfaxelfel)
4. Vertikalaxeln ej lodrät
5. Optiska lodets centreringsfel.

Vid satsmätning, varvid de mätta riktningarna utgör ett medelvärde av avläsningar i två kikarlägen, elimineras felen 1-3 samtidigt som upprepade inriktningar utgör en kontroll av grova fel.

Instrument med elektronisk avläsning av cirkelskalorna har normalt automatisk korrigeringsmetod av vissa instrumentfel. Hanteringen av felen och korrektionsmetoderna kan emellertid variera med olika instrumentfabrikat. För en korrekt beräkning av korrektionerna förutsätts att för varje instrumenttyp specificerade mätprocedurer och kalibreringsrutiner följs. Kvaliteten i korrektionerna blir härvid beroende av noggrannheten i utförd kalibrering och instrumentets förmåga att behålla inställd kalibrering, som bör upprepas enligt för instrumentet föreskrivna intervaller.

När det gäller inflytandet från de slumpmässigt fördelade inriktningsfelen (tillfälliga fel) är det väsentligt att observationsserier som innebär repetition och medeltalsbildning av inriktningen mot varje objekt utförs. Effekten av ett sådant förfarande blir dels att grova fel kan upptäckas på ett tidigt stadium, dels att medelfelet i motsvarande storhet sänks genom medeltalsbildningen. Vanligtvis uppnås detta genom upprepade satsmätning.

Vid användning av elektroniska instrument som ej medger traditionell satsmätning rekommenderas en modifierad form, innebärande minst två halvsets mot samtliga objekt varvid omloppsriktningen växlas mellan varje mätserie.

Längdmätning

Längdmätning i stornät skall utföras med kontrollerade/kalibrerade EDM-instrument eller med etalonerade mätband. Vid användning av EDM-instrument bör följande instrumentfel beaktas:

- konstanta mätfel (instrument och reflektor)
- proportionella längdberoende fel (fel i mätfrekvens)
- cykliska fel i fasmätningen
- inriktningsfel (pekfel).

För att bl.a. minimera inflytelsen av ojämnheter i mottagar- och sändardioderna (pekfel) är det viktigt att varje observerad längd utgörs av medeltalet av flera oberoende inriktningar mot reflektorn, varvid den mottagna mätsignalen maximeras före varje registrering.

Vid stornmätning bör observationer av atmosfäriska data alltid redovisas för varje mätt längd och korrekationer påföras i efterhand.

Automatisk korrigerande i instrumentet med hjälp av inställd "ppm-faktor", som är möjlig att utföra för de flesta längdmätningensinstrument, är endast avsedd att användas vid detaljmätning.

Atmosfäriska observationer bör arrangeras så att de registrerade värdena så vitt möjligt representerar ett genomsnittligt värde för hela mätsträckan mellan instrument och reflektor.

Bandmätta längder korrigeras för temperatur och nedböjning.

För lutnings- och höjdreduktion av mätta längder bör höjdmätning av stomnätet utföras.

4.3.2 Höjdmätning

Vid geodetisk höjdmätning utförs observationer av höjdskillnader med avvägning eller trigonometrisk höjdmätning. Metoderna är vid vissa tillämpningar likvärdiga.

Vid trigonometrisk höjdmätning bör höjdskillnaderna bestämmas i båda riktningarna under likartade atmosfäriska förhållanden, dvs. helst samtidigt (*korresponderande trigonometrisk höjdmätning*) eller i omedelbar följd efter varandra.

För att reducera inverkan av inriktningsfel vid vertikalvinkelmätning bör upprepade inriktningar mot objekten utföras.

Mätta vertikalvinklar korrigeras för indexfel. För de flesta teodoliter innebär detta att vertikalvinkeln beräknas som medelvärdet av lika många avläsningar i båda cirkellägena.

Vid användning av teodolit som ej medger inriktning i två kikarlägen bör vertikalindex kalibreras eller kontrolleras såväl före som efter varje mätningstillfälle.

Kontrollen bör ske utan mellanliggande transporter av instrumentet, varvid instrumentet kan utsättas för skakningar eller stora temperaturskillnader.

Vid avvägning:

- skall instrumentet regelbundet kontrolleras med avseende på kollimationsfel (siktaxeln horisontell) och vid behov justeras
- skall vattenpass på avvägningsstänger regelbundet kontrolleras och vid behov justeras
- bör siktlängderna bakåt och framåt vara lika vid varje uppställning; dock kan smärre avvikelser accepteras, maximalt 5 m, om summan av siktlängderna bakåt respektive framåt i höjdfixhållet är lika
- bör varje avvägningssträcka avvägas i båda riktningarna
- bör anslutning ske till minst två kända utgångshöjder.

Vid avvägning i anslutningsnät:

- bör planparallellmikrometer och invarstänger med dubbla skalor användas; avläsningarna utförs växelvis mot stängerna
- skall ett jämnt antal uppställningar utföras så att samma stång används mot start- och slutpunkt.

4.4 Protokoll

Mätprotokoll kan vara skrivna eller utgöras av datalagrade fältvärden i en elektronisk datauppsamlingsenhet.

Oavsett på vilket sätt mätvärden ursprungligen insamlats bör observationernas grundvärden sparas. Detta gäller även i de fall mätvärden bearbetas i fältdator.

Protokollföringen bör alltid utformas så att den medger direkt kontroll i fält genom t.ex. summakontroller eller andra beräkningskontroller.

4.5 Beräkning

Geodetiska mätdata skall i detta sammanhang användas för beräkning av punkters läge i plan och höjd. Eftersom man i alla situationer strävar efter någon form av kontroll (överbestämningar) leder beräkningarna till ett utjämningsförfarande. Till beräkningsprocessen kan även den efterföljande analysen föras, eftersom den i stor utsträckning bygger på storheter framtagna ur utjämnningen.

Detta avsnitt behandlar de korrektioner som påförs mätningarna, lämpliga utjämningsförfaranden samt resultatanalys.

4.5.1 Korrektioner

För beräkning av en punkts planläge skall samtliga mätningar först reduceras till referensellipsoiden (lutnings- och höjdreduktion) och därefter överföras till planet genom tillägg av projektkorrektioner, se bilaga C.

Vid beräkning av projektkorrektioner skall eventuella tillägg till y-koordinaterna subtraheras.

För beräkning av en punkts höjdläge skall jordkrökningens och refraktionens inverkan på mätningarna reduceras, antingen genom korrektioner eller lämpligt vald mätmetod, se bilaga C.

Alla korrektioner utförs i sådan utsträckning att den ursprungliga mätnoggrannheten bibehålls genom hela beräkningsprocessen.

Längder

Här förutsätts att alla instrumentberoende korrektioner är påförda, se avsnitt 4.3.

Den vid längdmätning erhållna längden reduceras för

- lutning och
- höjd över ellipsoiden.

För att kunna utföra beräkningarna med den vanliga, plana geometris formuler i projektionsplanet påförs dessutom

- projektionskorrektion.

Vid beräkning av horisontell längd (lutningsreduktion) är resultatet beroende av noggrannheten i höjdskillnaden. Av tabell 4.2 framgår med vilken skärpa höjdskillnaden skall vara känd om felets inverkan på den reducerade längden skall vara mindre än 1 mm.

Lutningsreduktion med hjälp av vertikalvinkel ställer höga krav på vinkelnoggrannheten. Refraktionens och jordkrökningens inverkan vid vertikalvinkelmätning medför att metoden endast är användbar för korta och flacka längder i bruksnät, se tabell 4.3.

För att erhålla ett avstånd i projektionsplanet skall längden dels reduceras med avseende på höjden över referensellipsoiden, dels korrigeras med avseende på avståndet från medelmeridianen i gällande projektionssystem. Den sammanlagda inverkan av dessa korrektioner visas i diagram 4.1.

Höjdskillnad (m)	Noggrannhetskrav på höjdskillnad (m) för att felet i reducerad längd skall vara <0.001 m						
1000					0.001	0.005	0.010
500				0.001	0.002	0.010	0.020
200				0.002	0.005	0.025	0.050
100			0.001	0.005	0.010	0.050	0.100
50		0.001	0.002	0.010	0.020	0.100	0.200
20		0.002	0.005	0.025	0.050	0.250	0.500
10	0.001	0.005	0.010	0.050	0.100	0.500	1.000
5	0.002	0.010	0.020	0.100	0.200	1.000	2.000
2	0.005	0.025	0.050	0.250	0.500	(2.5)	(5)
1	0.010	0.050	0.100	0.500	1.000	(5)	(10)
Längd (m)	10	50	100	500	1000	5000	10000

Tabell 4.2. Höjdskillnadens inverkan på lutningsreduktionen.

Zenitvinke (gon)	Noggrannhetskrav på zenitvinkel (mgon) för att felet i reducerad längd skall vara <0.001 m					
75	16.6	3.3	1.7	0.8	0.3	0.1
80	20.6	4.1	2.1	1.0	0.4	0.2
85	27.2	5.4	2.7	1.4	0.5	0.3
90	40.7	8.1	4.1	2.0	0.8	0.4
95	81.0	16.2	8.1	4.0	1.6	0.8
99	405.3	81.1	40.5	20.3	8.1	4.0
Refr.o.jord (mgon)	0.0	0.2	0.4	0.8	2.1	4.3
Längd (m)	10	50	100	200	500	1000

Tabell 4.3. Zenitvinkelns inverkan på lutningsreduktionen.

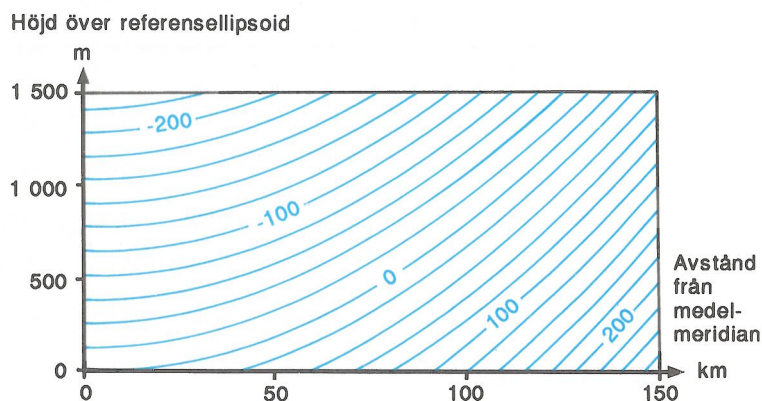


Diagram 4.1. Sammanlagd inverkan av höjdreduktion och projektkorrektion vid längdmätning (enhet ppm = mm/km).

EXEMPEL

Om man befinner sig 100 km från medelmeridianen och 500 m över referensellipsoiden blir korrektionen +44 ppm (mm/km).

En mer utförlig beskrivning av erforderliga beräkningar återfinns i bilaga C.

Riktningar

Riktningmätningarna skall på samma sätt som längderna överföras till projektningsplanet, varvid följande korrektioner påförs

- riktningar: projektkorrektion
- asimuter: projektkorrektion och korrektion för meridiankonvergens.

Inverkan av projektkorrektionen är dock inte lika stor för riktningar som för längder. Om avståndet mellan punkterna understiger 2 km behöver korrektion inte göras annat än vid extremfall. Dock kvarstår behovet av korrektion för meridiankonvergens vid mätning av asimuter.

En mer utförlig beskrivning av erforderliga beräkningar återfinns i bilaga C.

Höjdskillnader

Höjdskillnader bestäms vanligen med avvägning eller med trigonometriska höjdbestämningsmetoder.

Vid användning av avvägning i dessa sammanhang behöver mätningarna ej korrigeras.

Vid användning av trigonometriska metoder skall korrektion för refraktion och jordkrökning påföras. Den sammanlagda inverkan av dessa korrektioner visas i tabell 4.4.

Avstånd (m)	Jordkrökningens och refraktionens sammanlagda inverkan på	
	zenitdistansen (mgon)	höjdskillnaden (mm)
100	0.4	1
200	0.8	3
500	2.1	17
1000	4.3	67
2000	8.6	270

Tabell 4.4. Sammanlagd inverkan av jordkrökning och refraktion (för refraktionskoefficienten $k = 0.14$).

Bestäms höjdskillnaden med korresponderande mätning bortfaller kravet på korrektion, jfr. avsnitt 4.3.2.

En mer utförlig beskrivning av erforderliga beräkningar återfinns i bilaga C.

Excentriciteter

Vid stomnätsarbeten uppstår ofta situationer som innebär att alla mätningar inte kan relateras direkt till de markerade huvudpunkterna i nätet.

Signalering av punkt bredvid den egentliga markeringen, eller mätning från punkt vars huvudmarkering utgörs av tornspira, kan tjäna som exempel på situationer där de ursprungliga observationerna måste påföras korrektioner. Detta på grund av att mätningarna inte har kunnat ske direkt mot respektive från den centriska punkten.

I andra situationer kan, på grund av topografi eller sikthinder, mer än en punkt behöva läggas ut inom samma område för att möjliggöra alla önskvärda anslutningsmätningar – s.k. *dubbelpunkter* etableras.

Vid beräkning av nät med förekomst av sådana *excentriciteter* – som alltså kan uppstå på många olika sätt – ställs man i varje enskilt fall inför valet att antingen ta med excentricitetsmätningarna i själva utjämningsberäkningen eller att alternativt, före utjämnningen, korrigera observationerna med hänsyn till excentriciteten. Önskemålet att i första hand utnyttja ursprungliga observationer ställs mot problemet att på ett korrekt sätt hantera den relativa viktningen av observationer med olika karaktär.

Generella regler för hur excentriciteter bör hanteras är svåra att ställa upp eftersom situationen i varje enskilt fall är unik. Allmänt kan emellertid sägas att separat kontroll av varje excentricitetssituation bör göras. Vid små excentriciteter är det naturligt att korrigera observationerna, medan det i fallet med dubbelpunkter kan vara fördelaktigt att integrera excentricitetsmätningen i den slutliga utjämnningen, bl.a. för att få en bättre redovisning av punkter som är att betrakta som likvärdiga.

En separat kontroll och redovisning av varje excentricitetssituation bör göras i samband med utvärderingen av utjämningsresultatet.

I t.ex. riksnätet sker bestämningen av excentriska punkter på ett sådant sätt att de får samma noggrannhet som centralpunkten. Därigenom åstadkoms försäkringsmarkeringar som reducerar effekten av punktförstöring.

4.5.2 Utjämning

Vid bestämning av stompunkter görs alltid fler mätningar än vad som krävs för enkel punktbestämning (överbestämningar). Eftersom mätningar inte kan göras helt felfria medför de övertaliga mätningarna motsägelser. Utjämningsuppgift är att fördela dessa motsägelser på ett optimalt sätt. Härvid förutsätts att motsägelserna endast beror på tillfälliga fel. Därför måste mätningarna vara fria från systematiska och grova fel, se avsnitt 4.3.

I geodetiska sammanhang är minsta-kvadratmetoden (mk-metoden) den vanligaste metoden för att åstadkomma en sådan optimal fördelning. Med mk-metoden utjämnas motsägelserna genom förbättringar till mätningarna. Före utjämningsen tilldelas mätningar med olika kvalitet (noggrannhet) olika vikt och förbättringarna bestäms på ett sådant sätt att den viktade kvadratsumman av dessa minimeras. Utjämningsen enligt mk-metoden genomförs vanligtvis som elementutjämningsen eller villkorsutjämningsen.

En mätningens vikt sätts omvänt proportionell mot kvadraten på dess medelfel. Detta kräver god kännedom om mätningarnas förväntade medelfel (a priori-medelfel). En korrekt utförd viktsättningsen är nödvändig för ett fullgott resultat och en förutsättningsen vid felsökning.

I resultatredovisningsen från utjämningsen bör som minimum följande storheter ingå:

- koordinater/höjder
- antal mätningarsen eller tåg
- antal överbestämningarsen
- grundmedelfel och a priori-medelfel
- slutningsfel eller förbättringarsen till mätta storheter.

Plan

För bestämning av punkters läge i planet, dvs. x- och y-koordinater, bör samtidigt, sträng utjämningsen av de mätta storheterna (avstånd och riktningarsen) göras. För utjämningsen av olika nättyper se respektive avsnitt nedan.

Höjd

För bestämning av punkters höjd utjämningsen vanligen höjdskillnaderna. Detta oavsett om dessa är avvägda eller trigonometriskt bestämda, dock måste vid viktsättningsen hänsyn tas till mätmetoden.

Vid avvägda höjdskillnader sätts vikten omvänt proportionell mot sträcklängden. Vid trigonometriskt bestämda höjdskillnader finns olika principer, se avsnitt 5.2 samt bilaga A.

Fri nätutjämning

Fri utjämning av ett geodetiskt nät är en mycket ändamålsenlig metod för kontroll av mätdata före den slutliga utjämningen. En sådan bör därför om möjligt genomföras som ett led i förhandskontrollen och analysen av en stomnätsberäkning.

Med fri utjämning avses en utjämning utan tvång från överordnat nät. Exakt så många fasta (kända) punkter används som krävs för att beräkningen skall gå att genomföra.

I höjdnät innebär detta att endast en känd punkt införs i utjämningen. Övriga utgångspunkter betraktas som nypunkter.

För plana nät krävs två fasta punkter i nät som endast innehåller vinkelmätningar och en punkt och en orienterad riktning i nät där både längd- och vinkelmätningar ingår. Polygonnät kan dock bara i undantagsfall utjämnas fritt. I regel krävs triangelnätstruktur.

Felaktigheter i en fri nätutjämning beror endast på fel i mätdata. När dessa har eliminerats kan beräkningen utnyttjas för en kontroll av överordnat nät, som också kan innehålla fel. Analysen underlättas därigenom eftersom de olika felkällorna hanteras separat.

I höjdnät sker kontrollen genom en enkel inpassning (translation) av det fria nätet på samtliga utgångspunkter. Stora motsägelser indikerar fel i dessa punkter.

I plana nät görs lämpligen inpassningen i form av en Helmerttransformation av det fritt utjämnade nätet på de kända punkterna. På så sätt kan såväl fel i utgångspunkterna som skilnader mellan mätningarna och överordnat nät upptäckas.

Moderna beräkningsprogram ger vanligen möjlighet till fri utjämning utan att indatastrukturen behöver ändras. Vid användning av äldre program får dock användaren själv strukturera om indata, dvs. editera indatafilen genom att flytta samtliga kända punkter utöver minimiantalet till kategorin "nypunkter".

Den slutliga beräkningen sker naturligtvis med utnyttjande av samtliga kända punkter – om dessa kan godkännas och med beaktande av eventuella skilnader (i plana nät).

4.6 Utvärdering

Utvärderingens huvuduppgift är att bedöma punkternas lägesnoggrannhet i det aktuella stomnätet. För att klara detta krävs emellertid att förutsättningarna för utjämning med mk-metoden är uppfyllda, dvs. att mätningarna är fria från grova och systematiska fel. Helt säkra metoder för denna felsökning finns inte. Möjligheten att upptäcka grova fel styrs av mätningarnas förmåga till inbördes kontroll. För ett homogent nät kan en mätningens kontrollerbarhet approximeras med den genomsnittliga kontrollerbarheten $k = \bar{\sigma}/n$.

Bedömningen av slutresultatet i en stomnätsutjämning bör baseras på

- nätets kontrollerbarhet
- beräknat grundmedelfel
- förbättringar eller slutningsfel

enligt de felgränser som redovisas i bilaga A.

Under beräkningsprocessen, dvs. från och med registreringen av mätvärdena till själva utjämningen, bör följande punkter ägnas särskild omsorg:

- åsättande av a priori-medelfel för mätningarna
- kontroll av mätningarna före utjämning
- utvärdering av utjämningsresultatet.

A priori-medelfel

De moderna statistiska metoderna för utvärdering och analys av geodetiska nät förutsätter att mätningarna åsätts a priori-medelfel som är relevanta. I bilaga A redovisas lämpliga modeller för de olika mätningstypernas medelfel.

Kontroll före utjämning

För mätvärdena finns olika möjligheter till kontroll, såsom test mot felgränser för slutningsfel i slingor, dubbelmätning etc. I bilaga A redovisas olika kontrollstorheter och deras gränsvärden.

Utvärdering av utjämningsresultat

För att felsökning och utvärdering med moderna statistiska metoder skall kunna tillämpas, bör all beräkning genomföras som sträng utjämning. I speciella fall och under vissa förutsättningar kan förenklade metoder användas. I bilaga A redovisas teststorheter och gränsvärden för utvärdering av utjämningsresultat.

Som tidigare framhållits är fri utjämning ett viktigt hjälpmedel för att kontrollera såväl mätningar som överordnat nät före den definitiva utjämnningen.

En fri nätutjämning bör om möjligt genomföras som ett led i utvärderingen av en stomnätsberäkning.

Några strikta felgränser för analys med hjälp av fria nät har dock inte bedömts vara möjliga att ge.

5 NÄTTYPER

5.1 Stomnät i plan

Traditionellt har det funnits två olika typer av geodetiska stomnät i plan, triangelnät och polygonnät. Dessa nättyper har sitt ursprung i de mät- och beräkningsmetoder som funnits tillgängliga.

Den tekniska utvecklingen med bl.a. EDM på mätsidan och datorer på beräkningsidan har medfört att den tidigare strikta indelningen suddats ut. Den ursprungliga formen av triangulering, med vinkelmätning i trianglar och någon enstaka baslängd, har ersatts av nät mätta med enbart längder samt med kombinerade längd- och vinkelmättningsnät. Samtidigt har den renodlade triangelgeometrin successivt övergivits. Polygonnäten, med flera utgående sikter och färre antal mellanpunkter, har alltmer fått en geometri som närmar sig triangelnätens.

Den moderna definitionen av triangelnät är alla typer av nät som är yttäckande och ej uppbyggda i tågform samt har en kontrollerbarhet $k > 0.5$. Nät som i huvudsak är uppbyggda i tågform och har en lägre kontrollerbarhet klassas som polygonnät.

Högpunktsnät och väggmarkerade nät kan från mät- och beräkningssynpunkt inte sägas vara egna nättyper, utan kan hänföras till ovanstående terminologi beroende på tillkomstsätt. Termerna har ändå sitt berättigande eftersom de ger användaren information om att fri station antagligen måste användas vid utnyttjande av nätet.

En variant av triangelnät som kräver ett särskilt omnämnande är s.k. *fristationsnät* med väggmarkerade punkter. Ett nät av denna typ mäts in från omarkerade fria stationer som sedan utjämnas tillsammans. Med ett sådant nät är det möjligt att erhålla hög precision i både plan och höjd eftersom inga centeringsfel förekommer på stationspunkterna. Se även avsnitt 5.3.

Kontrollerbarheten (k -talet) för stomnät i plan beräknas enligt:

$$k = \frac{\ddot{o}}{n} = \frac{l+r-2p-s}{l+r}$$

där

l = antalet mätta längder

r = antalet mätta riktningar (stationsmedeltal)

s = antalet mätta riktningsserier (stationsmedeltal)

p = antalet nypunkter

5.1.1 Triangelnät

Triangelmätning innebär oftast mätning i trianglar, men nätet kan även ha annan konfiguration. Trots att termerna triangelnät och triangelmätning därför är något oegentliga har de likväl behållits, bl.a. med hänsyn till sambandet med äldre förhållanden. Triangelmätning utförs numera vanligtvis som en kombination av vinkel- och längdmätning.

Vid planering av triangelnät måste stor vikt läggas såväl vid nätets geometriska utformning som vid erforderlig mättningsinsats.

Vid utformning av triangelnät gäller att:

- nätet bör vara homogent
- nätets k -tal bör vara > 0.5 .

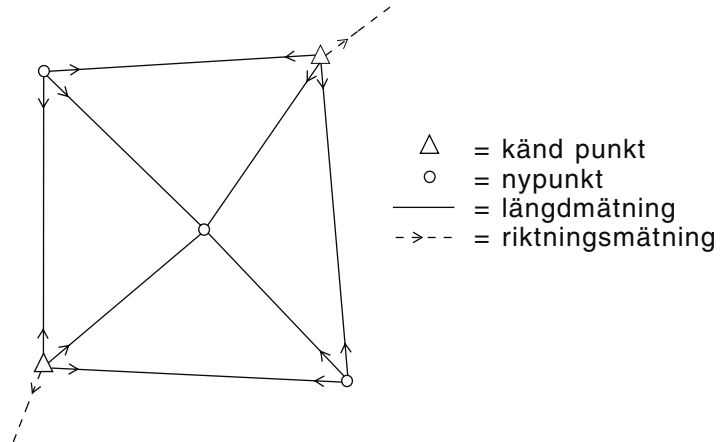
Ett homogent nät erhålls genom att såväl punkterna som mätningarna fördelas jämnt över området samt att dess geometri om möjligt utgörs av regelbundna figurer.

Triangelmätningen skall resultera i ett antal lägesbestämda punkter, vilkas koordinater sedan tjänar som utgångsvärden för andra mätoperationer. Det medför att mätningarna måste utföras med systematik och noggrannhet innebärande bl.a.

- att horisontalvinklar, vertikalvinklar och längder mäts var för sig
- att använda mätprocedurer kontrollerar grova fel, eliminerar/minimerar systematiska fel och minimerar tillfälliga fel.

Vid bestämning av med vilken noggrannhet mätningarna skall utföras bör instrument och metoder väljas så att längd- och vinkelmätning får samma noggrannhet (a priori-medelfel) för den genomsnittliga sidlängden i nätet.

Figur 5.1 visar beräkningen av k -tal i ett schematiskt triangelnät.



$$k = \frac{\ddot{o}}{n} = \frac{8 + 14 - (2 \cdot 3) - 4}{8 + 14} = 0.55$$

Figur 5.1. Beräkning av k -tal i triangelnät.

För val av instrument, mätmetoder och mätprocedurer hänvisas till avsnitt 4.3.1 och beträffande korrekationer till avsnitt 4.5.1.

Koordinater för triangelpunkter beräknas genom utjämning av triangelnätet, i planet, enligt minsta-kvadratmetoden.

Utjämningsresultatet bör noga kontrolleras och analyseras så att inga felaktiga mätningar kvarstår efter den slutliga beräkningen.

5.1.2 Polygonnät

Inom områden där stornätet inte kan utformas som triangelnät, beroende på geometriska eller beräkningstekniska begränsningar, kan nätet utformas på sådant sätt att punktbestämningen kan göras genom polygonmätning. Polygonmätning innebär bestämning av punkters läge genom successiv vinkel- och längdmätning.

Polygonnät kan användas för bestämning av plana anslutningspunkter eller brukspunkter. Om bestämningen avser anslutningspunkter utformas nätet som ett storpolygonnät.

Nätutformning

Ett polygonnät består av flera polygontåg.

Vid utformning av polygonnät gäller att:

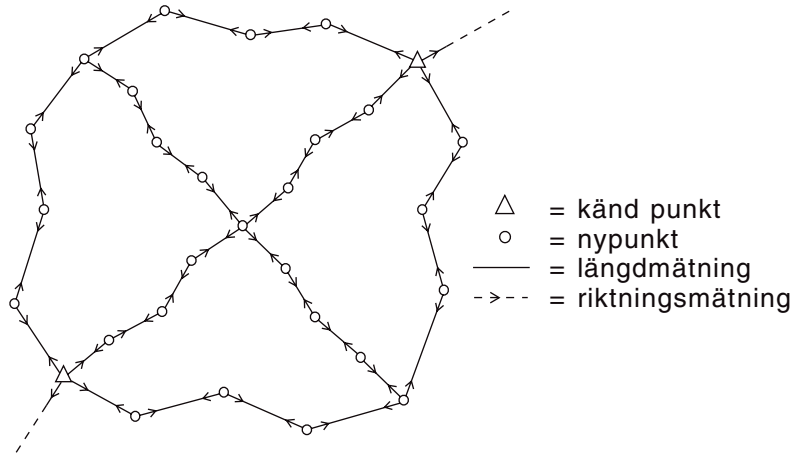
- polygontågen bör göras sträckta
- sidorna i tågen bör vara av ungefär samma längd
- tågen bör innehålla så få nypunkter som möjligt
- om parallella tåg finns kan anslutning mellan dessa göras i form av tvärtåg; tvärtåg bör användas om avståndet mellan de parallella tågen understiger en tredjedel av tågens genomsnittslängd.

Punktnoggrannheten i ett polygonnät beror bl.a. på avståndet mellan punkterna och på antalet punkter per tåg.

I storpolygonnät bör punktavståndet vara ca 0.5-1.5 km och antalet nypunkter per tåg högst 4 stycken.

I traditionella polygonnät accepteras kortare punktavstånd. Dock bör sidlängder under 50 meter undvikas och antalet nypunkter i ett tåg endast i undantagsfall överstiga 4 stycken.

Figur 5.2 visar beräkningen av k-tal i ett schematiskt polygonnät.



$$k = \frac{\ddot{o}}{n} = \frac{32 + 66 - (2 \cdot 27) - 29}{32 + 66} = 0.15$$

Figur 5.2. Beräkning av k-tal i polygonnät.

Kontrollerbarheten i polygonnät är vanligen förhållandevis låg, vilket dock i viss mån kan kompenseras genom speciella mätnings- och beräkningsrutiner.

Mätning

Vinkelmätning vid traditionell polygonmätning bör ske i två helsatser, med sådan noggrannhet att resultatet minst motsvarar mätning med teodolit av klass I, jfr. SS 641220. I storpolygonnät bör noggrannheten minst motsvara mätning i fyra helsatser.

Vid längdmätning bör polygonsidorna dubbelmätas, varvid mätningarna utförs en gång i vardera riktningen.

Vid såväl vinkel- som längdmätning är det viktigt att instrument och signaler centreras med stor omsorg.

Kontrollerbarheten kan särskilt vid långa tåg avsevärt förbättras genom att varje tåg mäts två gånger, och då helst en gång i vardera riktningen. Ett sådant förfarande medför dessutom en ökad noggrannhet.

För en mer detaljerad information angående mätningsförfarandet se avsnitt 4.3.1.

Beräkning

Mätningarna måste före vidare beräkning påföras erforderliga korrekationer, se avsnitt 4.5.1.

Koordinater i polygonnät beräknas genom utjämning enligt minsta-kvadratmetoden. Samtidig utjämning av riktningar och längder förordas, men för traditionella polygonnät, med sträckta tåg och sidor av ungefär samma längd, är stegvis utjämning en likvärdig metod.

På grund av den låga kontrollerbarheten i polygonnät måste utvärderingen ske mycket omsorgsfullt.

Utvärderingen av polygonnät bör kompletteras med kontroll av dubbelmätta längder och kontroll av vinkel- och koordinatslutningsfel före utjämning.

5.2 Stomnät i höjd

Anslutningsnäten i höjd, vilka utgör lokala förtätningar av rikets höjdnät, läggs ut som separata nät åtskilda från det plana stomnätet. Bruksnäten i plan kan däremot, vid lämpligt vald markeringstyp, även utnyttjas som bruksnät i höjd. Anslutningsnätens och bruksnätens förtätningsgrad redovisas under avsnitt 3.2.

I ett höjdnät bestäms i regel höjdskillnaden mellan höjdfixpunkter genom successiv mätning av omarkerade mellanpunkter på korta avstånd, s.k. höjdtågsnät. Delhöjdskillnaderna i

höjdtågsnät bestäms vanligen med avvägning, men även trigonometrisk mätning förekommer, se avsnitt 5.2.1.

Om höjdskillnaderna bestäms direkt mellan höjdfixar med trigonometrisk höjdmätning är detta att hänföra till trigonometriska höjdnät, se avsnitt 5.2.2.

5.2.1 Höjdtågsnät

Ett höjdtågsnät består av flera höjdtåg.

Medelfelet i ett höjdtåg sätts vanligen som en konstant gånger kvadratroten ur längden för höjdtåget. Detta bygger på antagandet att varje delsträcka i höjdtåget är lika lång och mäts med samma noggrannhet.

Vid utformningen av höjdtågsnät gäller att:

- nätet bör vara homogent, dvs. de ingående tågen bör vara ungefär lika långa
- nätets k -tal bör vara > 0.3
- tågen bör dubbelmätas, dvs. mätas en gång i vardera riktningen.

Vid beräkning av höjdtågsnät är det inte enskilda mätningar utan tåg som utjämnas och kontrolleras. Därför beräknas kontrollerbarheten (k -talet) i ett sådant nät enligt följande:

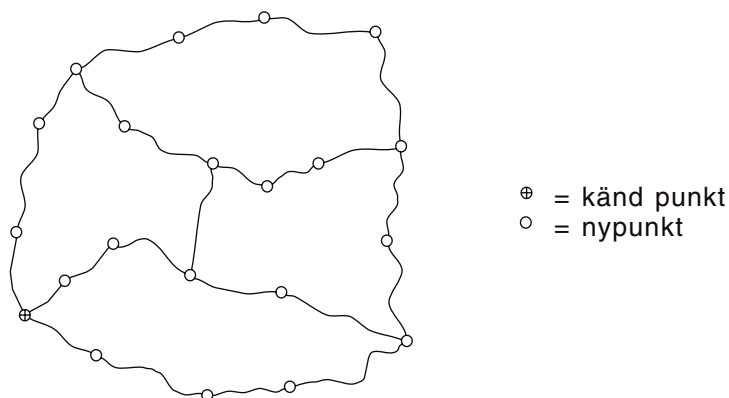
$$k = \frac{\bar{o}}{n} = \frac{t-p}{t}$$

där

t = antalet tåg

p = antalet knutpunkter

Figur 5.3 visar beräkningen av k -tal i ett schematiskt höjdtågsnät.



$$k = \frac{9 - 5}{9} = 0.44$$

Figur 5.3. Beräkning av k-tal i höjdtågsnät.

För mätning se avsnitt 4.3.2 och beträffande korrektioner se avsnitt 4.5.1.

Höjder i höjdtåg beräknas genom utjämning enligt minsta-kvadratmetoden.

På grund av den relativt låga kontrollerbarheten i höjdtågsnät måste utvärderingen ske omsorgsfullt.

Utvärderingen av höjdtågsnät bör kompletteras med kontroll av dubbelmätta höjdskillnader och kontroll av höjdslutningsfel före utjämning.

5.2.2 Trigonometriska höjdnät

Trigonometriska höjdnät karakteriseras av att höjdskillnaderna mäts direkt mellan de markerade punkterna, vilket ger möjlighe-

ter till kompletterande mätningar av t.ex. korssyfter och mot yttre objekt.

Trigonometriska höjdnät mäts och beräknas vanligen i samband med planmätning. Nätet används oftast bara för felsökning och reducering av längder, eller för bestämning av s.k. "arbetshöjdfixar", och noggrannhetskraven är då inte så höga. Det är dock möjligt att åstadkomma trigonometriska höjdnät med hög noggrannhet, speciellt i samband med fri station och s.k. väggpunktsnät, se avsnitt 5.3.

För mätning se avsnitt 4.3.2 och beträffande korrekationer se avsnitt 4.5.1.

Vid viktning av trigonometriskt mätta höjdskillnader måste hänsyn tas till refraktionens inverkan, se vidare bilaga A. Vid korta sidlängder, < 175 m vid ensidig mätning och < 400 m vid samtidig, korresponderande mätning, kan dock mätningarna viktas på samma sätt som i höjdtågsnät.

5.3 Specialnät

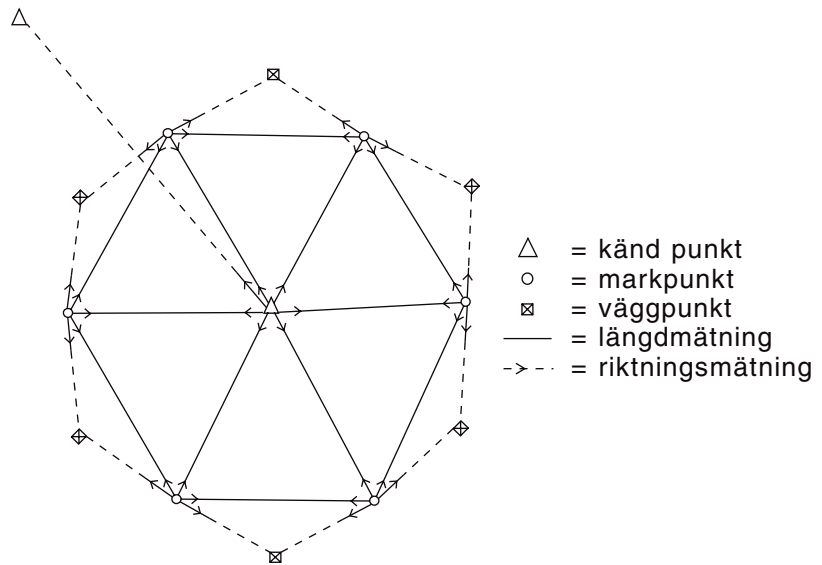
I vissa sammanhang finns behov av att upprätta speciella bruksnät med hög lokal noggrannhet. Dessa nät utformas i regel på ett sådant sätt att de blir lämpliga för fri station vid utsättning och inmätning, varför väggpunkter/högpunkter normalt ingår.

Som exempel på specialnät kan nämnas primärnät för byggarbetsplatser (jfr. SS-ISO 4463) och väggpunktsnät som kommunalt bruksnät i tätort.

Vid utformning av specialnät gäller att:

- nätet bör vara homogent
- nätets k-tal bör vara > 0.5.

Eftersom hög noggrannhet och tillförlitlighet eftersträvas utformas specialnät ofta som ett triangelnät. Väggsignalerna kan mätas in från markpunkter eller fria stationer, se figur 5.4 respektive 5.5.



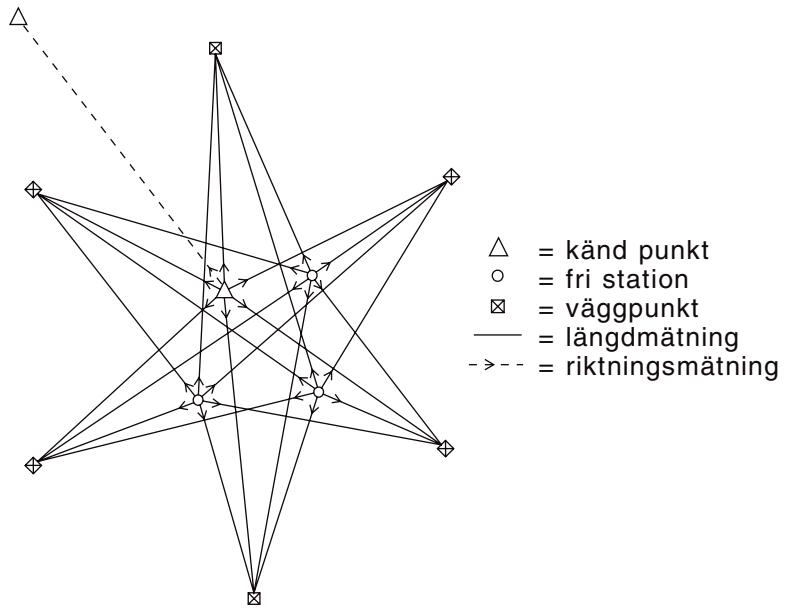
Figur 5.4. Traditionellt byggnät med markpunkter.

För mätning se avsnitt 4.3 och för korrektioner se avsnitt 4.5.1.

Koordinater och höjder i specialnät beräknas genom utjämnings enligt minsta-kvadratmetoden.

För utjämnings av specialnät rekommenderas beräkningsprogram med moderna analysmetoder, se avsnitten 4.2.3 och 4.5.2.

För att bibehålla en hög lokal noggrannhet i specialnätet bör anslutning till överordnat koordinatsystem göras med unitär transformation. Även approximativ anslutning, och t.o.m. sträng utjämnings, är tänkbar under vissa förhållanden, se avsnitt 3.1.



Figur 5.5. Specialnät utformat som fristationsnät.

6 REDOVISNING OCH DOKUMENTATION

6.1 Redovisning av stornätsprojekt

Varje stornätsprojekt bör åtföljas av en redovisning.

Redovisningen anpassas till projektets omfattning och bör allt efter behov innehålla en redogörelse för planering, genomförande och erhållna resultat.

Redovisningen syftar till att dels dokumentera projektet, dels underlätta framtida användning, underhåll, förtätning, utvidgning och komplettering av stornätet.

6.1.1 Planering

Planeringsförutsättningarna och ställda kvalitetskrav bör redovisas.

En beskrivning av syftet och ändamålet med stommätningensprojektet, befintliga stornät och deras tillkomstsätt samt koordinatsystem, höjdsystem och utförda koordinattransformationer är viktiga planeringsförutsättningar som bör finnas med i redovisningen.

Om äldre mätningar ingår bör det anges var dessa kommer ifrån och hur de har behandlats.

Mätprogrammet bör kompletteras med översiktskartor och nätkartor, se även avsnitt 4.1.

6.1.2 Genomförande

En allmän beskrivning av genomförandet bör ingå i redovisningen.

Denna beskrivning kan innehålla vilka avvikelser från mätprogrammet som gjorts, om speciella arrangemang (t.ex. torn) erfordrats och övriga kommentarer.

Använda instrument och mätmetoder bör anges.

Således bör redovisas vilka metoder och rutiner som har använts vid vinkel-, längd- och höjdmätning, liksom antalet felsatser vid vinkelmätningen, antal upprepade observationer och övriga kontroller. Kalibrerings-, kontroll- och justeringsförfaranden som har tillämpats för använd utrustning är också viktiga att ta med.

Använda beräkningsprogram och tillämpade utjämningsmetoder bör redovisas.

Vilka viktsättningsprinciper (a priori-medelfel) som har använts bör redovisas, särskilt om de inte framgår av resultatutskriftena.

6.1.3 Resultatredovisning

Resultatet av en stommätning bör analyseras och relateras till uppställda kvalitetskrav.

De kvalitetsparametrar som anges av beräkningsprogrammet kan eventuellt behöva förklaras. Grundmedelfel, slutningsfel och förbättringar till observationerna bör alltid analyseras och kan ge anledning till kommentarer beträffande nätets allmänna kvalitet och homogenitet. Antalet överbestämningar och nätets kontrollerbarhet – generellt och i olika delar – bör särskilt redovisas.

6.2 Arkivering

Alla handlingar till stomnätsprojektet, omfattande originalprotokoll och beräkningsutskrifter samt en redogörelse undertecknad av den för projektet ansvarige, bör arkiveras på ett tillförlitligt sätt.

6.2.1 Nätkartor

Vid bedömning av kompletteringsbehov, punkters användbarhet m.m. har nätkartor stor betydelse. Dessa kartor bör innehålla information om såväl nätstruktur som mätprogram.

Nätkartor bör upprättas och finnas tillgängliga på reproducerbart medium.

Med nätkartor avses ej s.k. stompunktskartor, som endast utvisar stompunkternas lägen. Även nätkonfigurationen är av betydelse.

6.2.2 Punktbeskrivningar

För att återfinna stompunkter i terrängen krävs någon form av dokumentation. Vanligtvis upprättas punktbeskrivningar. Andra sätt är inläggning på storskalig karta, jfr. stompunktskartor ovan, samt distanspålar eller andra distansvisare i terrängen.

För återfinnande av stompunkter bör punktbeskrivningar eller motsvarande upprättas.

Beträffande punktbeskrivningar upprättas dessa med fördel i samband med markeringen. Se vidare HMK-Ge:M.

6.2.3 Lagring i databas

Vid lagring av uppgifter om stompunkter i någon form av databas bör koppling finnas till den skriftliga dokumentationen. Detta är nödvändigt för att man skall kunna bedöma punktens användbarhet i olika sammanhang.

Vid lagring av koordinat- och höjduppgifter i databas för stompunkter bör till dessa även kunna knytas uppgifter om markeringstyp, punkttyp (riksnätpunkt/anslutningspunkt /brukspunkt), tillkomstdatum och var den skriftliga dokumentationen finns.

6.3 Markering

Stommätningen resulterar i lägesbestämda stompunkter. All detaljmätning (inmätning och utsättning) görs med utgångspunkt från dessa punkter, och det är därför nödvändigt att de markeras och säkerställs på ett tillfredsställande sätt.

Stompunkter representerar ett stort värde från såväl teknisk som ekonomisk synpunkt. I vissa avseenden har de även ett juridiskt värde. Det är därför av stor vikt att markeringen görs lika stabil som dess mätvärdighet.

I dokumentet HMK-Ge:M behandlas samtliga punkttyper med avseende på grundläggande faktorer för markering, markeringssätt, identifiering, säkerställande och punktbeskrivningar. Vidare beskrivs kontroll och underhåll, borttagande, återutsättning samt skydd och arkivering. Eftersom detaljerade anvisningar och råd ges i markeringsdokumentet, tas här enbart allmänna synpunkter upp.

6.3.1 Anslutningspunkter

Punkter ingående i anslutningsnät är främst avsedda som utgångspunkter för vidare förtätning. Kravet på varaktighet och stabilitet ställs därför mycket högt. Ibland kan man, för att uppfylla dessa krav, tvingas till en mer eller mindre dold huvudmarkering och komplettera med markering av excentriska punkter.

6.3.2 Brukspunkter

Punkter ingående i bruksnät är främst avsedda att utgöra utgångspunkter vid detaljmätning. Kravet på varaktighet och stabilitet kan därför inte ställas lika högt som för punkter i anslutningsnät.

I vissa fall bedöms punkterna försvinna inom något år i samband med exploatering och byggande. De ersätts då i allmänhet genom anläggning av ett nytt bruksnät efter avslutad byggnation. I sådana fall kan avsteg göras från kravet på markeringens beständighet.

6.3.3 Tillfälliga punkter

Vid stommätning finns ofta ett behov av markerade punkter för tillfällig användning, excentriska instrumentuppställningar etc. För dessa markeringar gäller att de skall kunna utföras snabbt och enkelt, ofta vid själva mätningstillfället. Kravet på beständighet är därför begränsat för denna punkttyp.

7 RENOVERING OCH UNDERHÅLL

7.1 Allmänt

Ett stomnät är inte någon statisk produkt. Punkternas markeringar förstörs bl.a. av aktiviteter i samband med projektering och byggande. Det innebär att stomnäten kontinuerligt måste underhållas och renoveras.

Har underhållet brustit under en längre period finns det stor risk för att mer omfattande renoveringsåtgärder behöver vidtas.

Syftet med renovering och underhåll är att behålla eller succesivt höja stomnätets kvalitet och att skapa möjligheter till mer flexibla lösningar vid nyttjandet. Genom att bygga upp en mätdatabas, dvs. spara alla mätningar i stomnätet, ges förutsättningar för att vid behov kunna genomföra en nytjämnings av hela eller delar av nätet.

Åtgärderna får ej inskränkas till att enbart avse bruksnät. Det är minst lika viktigt att underhålla överordnade nät. En förlust av anslutningspunkter, t.ex., innebär i princip att ett nytt system måste etableras.

7.2 Ersättningspunkter

Stomnätens punkttäthet är i hög grad en funktion av användningssättet. Traditionellt har man strävat efter ett ganska tätt bruksnät eftersom stationspunkterna sammanföll med stompunkterna. Vid behov kompletterades dessa ofta med svagt bestämda piképunkter.

Ett stort arbete läggs i många fall ned på nybestämning av ersättningspunkter, som kanske aldrig hinner utnyttjas innan de ånyo försvinner. Underhållskostnaderna för ett "tätt" nät blir på så sätt höga.

Nya metoder, t.ex. fri station i samband med utnyttjandet, ger möjlighet att från ett glesare nät bestämma läget för stationspunkten. Underhållskostnaderna kan på så sätt sänkas, men denna teknik förutsätter högre kompetens och bättre beräkningshjälpmedel hos alla användare.

Punktförluster förekommer dock alljämt och ersättningspunkter bestäms vanligen genom mätning till punkterna i den närmaste omgivningen. Det är av stor vikt att dessa kom-

pletteringsmätningar sparas, t.ex. i en mätdatabas, för att senare kunna användas vid nätrenovering, se avsnitt 7.3.

7.2.1 Enstaka punkt

Nybestämning av en enstaka stompunkt kan utföras med hjälp av metodiken för fri station. För att få tillräcklig noggrannhet och kontrollerbarhet krävs riktningar och längder mot minst tre punkter jämnt fördelade runt horisonten. Nypunktens koordinater bestäms genom sträng utjämning och särskild uppmärksamhet bör ägnas åt en statistisk analys av förbättringarna i enlighet med vad som redovisats för plana geodetiska nät.

Vid nybestämning av enstaka stompunkt i plan med fri station bör gälla att:

- geometrin och antalet mätningar erbjuder möjligheter till noggrannhetskontroll
- beräkningen utförs som sträng utjämning.

I situationer där fri station ej kan utnyttjas bör kompletteringen göras i form av ett fullständig anslutet polygontåg.

Nybestämning av enstaka stompunkt i höjd bör ske med hjälp av ett höjdtåg mellan två befintliga punkter i höjdnätet.

Genom att använda sig av anslutna tåg erhålls även en viss kontroll av utgångspunkterna.

Beträffande felgränser se bilaga A.

7.2.2 Punktgrupper

Vid "lagning" av nät med områdesvisa punktförluster gäller vad som tidigare sagts beträffande geodetiska nät i plan respektive höjd. Det är därvid viktigt att noga kontrollera utgångspunkternas status.

Vid komplettering med flera ersättningspunkter i polygonnät bör i befintliga knutpunkter minst två gamla sikter nymätas.

7.3 Nätrenovering

Underhåll i form av ersättning av enstaka punkter eller punktgrupper genom mätning till punkter i den närmaste omgivningen leder till en successiv försämring av kvaliteten (ordningsförlust). Åtgärder som att skapa nya stomnätskonstruktioner och bygga upp en mätdatabas ger istället förutsättningar för en kvalitetshöjning.

Nya stomnätskonstruktioner kan innebära ny gemensam utjämnings med ursprungliga mätdata, anläggning av väggpunktsnät, inmätning av högpunkter etc.

Uppbyggnad av en mätdatabas kan på sikt innebära att såväl de enskilda punkternas som hela nätets kvalitet bibehålles, eftersom data i mätdatabasen kan utnyttjas vid bestämning av nya stompunkter. Denna bestämning medför att hela eller delar av nätet utjämnas på nytt.

En nytjämnings genomförs lämpligen när det ursprungliga nätet vid ett flertal tillfällen kompletterats med ersättningspunkter eller när misstanke om fel föreligger. Beräkningen behöver inte automatiskt leda till att nya koordinater introduceras utan kan utföras för att få en uppfattning om det befintliga nätets status.

Generella råd kan ej ges beträffande behov av nyberäkning av nät/nättdelar utan en bedömning måste göras från fall till fall.

7.3.1 Äldre mätdata

På grund av beräkningstekniska begränsningar indelades tidigare såväl triangel- som polygonnät i flera ordningar, som i sin tur uppdelades i ett stort antal beräkningsgrupper. Detta förfaringssätt medförde att mätningarna, enligt dagens synsätt, inte utnyttjades optimalt.

Nu bör målsättningen vara att nät som mätts med samma typ av instrument och liknande mätmetod slås ihop till en ordning. Vid renovering av nät kan äldre mätdata användas på nytt och ingå i utjämnningen även om punkternas markeringar inte finns kvar. Om dessa fortfarande är möjliga att återfinna måste de undersökas beträffande eventuella skador och rörelser.

Vid utnyttjande av data från äldre handlingar bör i första hand mätningarna och endast i undantagsfall gamla koordinater/höjder användas.

7.3.2 Nätstabilisering

Äldre polygonnät består ofta av långa tåg mellan svagt bestämda knutpunkter (enkel knutpunktsutjämnning). Detta förfarande ger en svag nätgeometri. En väsentlig förbättring kan åstadkommas genom att förse nätet med fler kända punkter, dvs. förtätning av anslutningsnätet.

Nätstabilisering kan genomföras antingen genom att nybestämma ett antal befintliga punkter eller genom att bestämma och ansluta nya punkter. Denna förtätning kan med fördel göras med hjälp av GPS-teknik, se vidare HMK-Ge:GPS.

7.4 Koordinat- och höjdförändringar

Koordinaterna för en punkt i ett plant geodetiskt nät har bestämts på grundval av en viss uppsättning mätningar. En annan uppsättning ger andra koordinater. En punkts koordinatvärden vid en viss tidpunkt kan anses vara den för tillfället bästa skattningen av punktens "sanna" koordinater. Motsvarande gäller för höjder i höjdnät.

Större delen av punkterna får vid förnyade utjämnings normalt så små förändringar att valet mellan "nya" och "gamla" värden saknar praktisk betydelse. Genom att tillföra ytterligare mätdata ges dock förutsättningar för en bättre bestämning.

I de fall skillnaderna är stora beror det oftast på ett begånget fel, som måste åtgärdas oavsett vilka värden som valts.

Nyberäknade koordinat- och höjdvärden bör ersätta äldre värden vid nätrenoveringar. Är skillnaderna stora krävs dock först en utredning av orsaken.

Vid stora förändringar av koordinat-/höjdvärdena bör punktbezeichnung ändras. Vid små förändringar kan ursprunglig beteckning bibehållas.

A FELGRÄNSER FÖR GEODETISK STOMMÄTNING

A.1 Beteckningar

L	mätt längd, delsträcka, tåglängd etc
ψ	mätt riktning
$\beta = \psi_2 - \psi_1$	mätt vinkel
φ	orienterad riktning
dH	mätt höjdskillnad
σ	medelfel
σ_o	grundmedelfel
σ_L	medelfel i mätt längd
σ_ψ	medelfel i mätt riktning
$\sigma_\beta = \sqrt{\sigma_{\psi_1}^2 + \sigma_{\psi_2}^2}$	medelfel i mätt vinkel
σ_{dH}	medelfel i mätt höjdskillnad
A, B, C etc.	parametrar i medelfelsfunktioner
s	slutningsfel
n	antal mätningar
\ddot{o}	antal överbestämningar
$k = \frac{\ddot{o}}{n}$	kontrollerbarhetstal (k-tal) = antal överbestämningar/antal mätningar
MUF	minsta upptäckbara fel
YT	yttre tillförlitlighet

A.2 Grundläggande principer

Till en koordinat- eller höjdbestämning bör alltid fogas en noggrannhetsuppskattning, t.ex. slutningsfel eller någon typ av beräknat medelfel. Genom jämförelse av dessa storheter med uppställda felgränser kontrolleras att mätprojektets resultat är godtagbart.

I denna bilaga redovisas felgränser för anslutnings- och bruksnät i plan och höjd – dels för slutresultatet, dels för de olika delmoment på vilka detta baseras.

Till grund för felgränserna ligger en bedömning av representativa och realistiska medelfel för de aktuella mätoperationerna. Denna bygger såväl på vad som i dag är möjligt att åstadkomma noggrannhetsmässigt som på vilken noggrannhet användningen av dessa nät normalt kräver.

Med utgångspunkt från medelfelen, sigma (σ), kan felgränser konstrueras på olika sätt.

Inom geodesin har traditionellt felgränser för slutningsfel utformats som "tre-sigma-gränser", dvs. tre gånger motsvarande medelfel (3σ). Det beror på att man brukar beteckna fel av denna storleksordning som grova fel. 3σ -gränsen är därför en ren *kassationsgräns*, som också tillämpas i detta sammanhang.

Inom statistiken är 2σ -gränser vanligare. Dessa gränser motsvarar en konfidensgrad av ca 95 % (5 % risknivå) och används här som "*varningsgräns*". Om slutningsfelen överskrider två gånger medelfelet bör alltid den bakomliggande orsaken analyseras.

Medelfelen som sådana, 1σ -gränser, är också av betydelse i vissa sammanhang. Exempelvis bör ca 2/3 av tågslutningsfelen i ett nät ligga under denna gräns. Detta är en test av att antagandet om normalfördelade fel är korrekt (se figur 1.2).

I samband med tågformade geodetiska nät, såsom höjdtågnät och polygonnät, hanteras sammantaget de tre felgränserna på följande sätt:

- 2/3 av tågen bör ha ett slutningsfel som är mindre än 1σ -gränsen
- då ett slutningsfel är större än 2σ bör orsaken analyseras; om ingen anledning till överskridandet hittas godkänns tåget, dock bör 95 % av tågen ha ett slutningsfel mindre än detta gränsvärde
- inget tåg bör ha ett slutningsfel större än 3σ ; då krävs ommätning av tåget.

Denna princip tillämpas vid användning av tabellerna A.5, A.6, A.13 och A.14. I dessa betecknas de olika gränsvärdena enligt: I (1σ), II (2σ) och III (3σ).

Teoretiskt gäller ovanstående principer endast för en-dimensionella storheter, t.ex. höjdslutningsfel och vinkelslutningsfel. För två-dimensionella storheter, exempelvis radiella koordinatslutningsfel i polygonnät, är förhållandena något annorlunda.

Felgränser är dock approximationer baserade på en kompromiss mellan teoretisk exakthet och praktisk användbarhet, varför vi här har bortsett från detta faktum. Synsättet ovan tillämpas alltså även i dessa senare sammanhang.

Enligt denna trenivåprincip hanteras även förbättringar vid sträng utjämning, t.ex. av storpolygon- och triangelnät (tabell A.8 och A.9). Den enda skillnaden ligger ju i att det då inte är tåg utan enskilda mätningar som analyseras.

Felgränserna för kontroller av enskilda mätningar i fält, och övriga kontroller före utjämning, är dock enbart utformade som 2σ -gränser (II). Redan överskridandet av denna gräns är i dessa fall motiv nog för åtgärd av något slag (ommätning, granskning av mätprotokoll etc.).

Felgränserna för beräknade medelfel har också bara en nivå. Här har, i enlighet med statistisk praxis, konfidensgraden 95 % valts. Även dessa gränser är alltså av typen II, även om benämningen 2σ inte är helt relevant.

I det följande ges inledningsvis en beskrivning av de grundläggande medelfelsfunktionerna. Därefter redovisas felgränser för olika typer av mätningar och geodetiska nät.

A.3 Medelfel i mätningar

Nedanstående medelfelsfunktioner och medelfelsparametrar har legat till grund för utformningen av felgränser.

Medelfelsfunktionerna som sådana är även tänkta att kunna användas vid viktsättning. Parametervalet måste dock ske med utgångspunkt från vilka instrument som faktiskt har använts vid mätningen.

De parametrar som redovisas här ger de högsta mätmedelfel som bör accepteras vid stommätning. De blir därför i viss mån styrande för instrumentvalet, men om bättre instrument (med lägre medelfel) används skall alltså viktsättningen ske utgående från de specifikationer som då gäller.

A.3.1 Riktningar

Medelfelet för stationsmedeltalet vid riktningsmätning ges av formeln

$$\sigma_{\psi} = \sqrt{\left(\frac{A}{\sqrt{n}}\right)^2 + \left(\frac{C}{L} \cdot \rho\right)^2} \quad \text{mgon}$$

där

A = medelfelet i riktning för en helsats (mgon)

C = centreringsmedelfelet (mm)

n = antalet helsatser

L = siktlängden (km)

$\rho = 200 \cdot 10^{-3} / \pi \approx 0.063662$

Felgränserna baseras på parametervärdena

$$A = 0.8 \text{ mgon}$$

$$C = 3 \text{ mm}$$

Vid siktlängder > 2000 m kan formeln, med dessa värden på A och C , förenklas till

$$\sigma_{\psi} = \frac{0.8}{\sqrt{n}} \text{ mgon}$$

A.3.2 Vinklar

Medelfelet i en mätt vinkel, som utgör differensen mellan två riktningsmätningar, ges av formeln

$$\sigma_{\beta} = \sqrt{\sigma_{\psi_1}^2 + \sigma_{\psi_2}^2}$$

A.3.3 Längder

Medelfelsformeln för en mätt längd lyder

$$\sigma_L = \sqrt{(A + B \cdot L)^2 + C^2} \quad mm$$

där

A = mätmedelfelets konstanta del (mm)

B = mätmedelfelets längdberoende del (mm/km)

C = centreringsmedelfelet (mm)

L = längden (km)

Felgränserna baseras på parametervärdena

$$A = 5 \text{ mm}$$

$$B = 3 \text{ mm/km} \quad (3 \text{ ppm})$$

$$C = 3 \text{ mm}$$

Med dessa A -, B - och C -värden kan formeln för längder > 2000 m förenklas till

$$\sigma_L = 5 + 3 \cdot L \quad mm$$

A.3.4 Höjdtåg

Medelfelet i en höjdskillnad bestämd ur ett dubbelmätt höjdtåg kan beräknas som

$$\sigma_{dH} = A\sqrt{L} \text{ mm}$$

där

A = längdberoende medelfelsparameter ($\text{mm} / \sqrt{\text{km}}$)

L = tåglängden (km)

Felgränserna baseras på parametervärdena

$$A = 1.5 \text{ mm}/\sqrt{\text{km}}$$

för anslutningsnät, och

$$A = 5 \text{ mm}/\sqrt{\text{km}}$$

för bruksnät.

Medelfelet σ_{dH} anger alltså noggrannheten i medeltalet av två bestämningar av höjdskillnaden. För att denna skall vara möjlig att uppnå bör instrumenten ha en specificerad mätnoggrannhet i en enkelbestämning av ca $2 \text{ mm}/\sqrt{\text{km}}$ för anslutningsnät och $7 \text{ mm}/\sqrt{\text{km}}$ för bruksnät - eller bättre.

Vanligen bestäms höjdskillnaderna genom avvägning, men om ovanstående krav på mätnoggrannheten uppfylls med trigonometrisk höjdmätning är detta en likvärdig metod.

A.3.5 Ensidigt, trigonometriskt mätta höjdskillnader

Medelfelsformeln för ensidigt, trigonometriskt mätta höjdskillnader lyder

$$\sigma_{dH} = \sqrt{A + B \cdot L^2 + C \cdot L^4 (+ \cos^2 z \cdot \sigma_L^2)} \quad \text{mm}$$

där L är längden i km, σ_L är medelfelet i längdmätningen (mm) och z mätt zenitvinkel.

Formeln är främst avsedd för viktsättning vid höjdbestämmning av omarkerad fri station. Den förutsätter att ingen instrumenthöjd mäts samt att standardkorrektion för jordkrökning och refraction påförs. Termen inom parentes har endast betydelse vid korta, branta sikter.

Utgående från vilka punkter mätningen sker mot har representativa värden på parametrarna A och B tagits fram:

Typ av punkt	A (mm ²)	B (mm ² /km ²)
avvägd punkt	20	100
väggpunkt	30	150
polygonpunkt	65	350
genomsnitt	35	200

$C = 1500 \text{ mm}^2/\text{km}^4$ i samtliga fall.

A.4 Stommätning i plan

A.4.1 Kontroll av enskilda mätningar

Felgränserna för kontroll av enskilda mätningar är av typen II (2σ). Dessa kontroller förekommer i allmänhet i ett mycket tidigt skede av ett mätprojekt. Därför bör åtgärd alltid vidtas (vanligtvis ommätning) om felgränserna överskrids.

Satsmätning av riktningar

Storleken på spridningen mellan satsmedeltalen vid riktningsmätning beror i huvudsak på antalet objekt, antalet helsatser och siktlängderna. Antalet objekt och helsatser påverkar tiden för mätningarnas utförande och med ökat avstånd ökar effekten av atmosfärens påverkan på mätningen – med större mätbrus som följd i båda fallen. På de kortaste avstånden tillkommer problemet att det, på grund av kikarens förstoring, ibland är svårt att ställa in teodolitens hårkors mitt i signalen.

Tumregler snarare än strikta felgränser har bedömts vara tillräckliga för kontroll av spridningen, eftersom förhållandena i det enskilda fallet måste tillåtas få stort inflytande på toleransnivån.

Erfarenhetstalen i tabell A.1 bör kunna tjäna som rättesnöre.

Alt.	Siktlängd	Antal objekt	Antal helsatser	Maximal spridning (mgon)
1	100-200 m	2-3	2	2.0
2	500-1000 m	3-4	4	2.0
3	2-5 km	4-6	6	2.5

Tabell A.1. Tumregler (II) för kontroll av spridningen mellan helsatser vid riktningsmätning i plana anslutnings- och bruksnät.

De tre alternativen kan grovt associeras till

- 1) Polygontåg i bruksnät
- 2) Storpolygonnät
- 3) Triangelnät

Dubbelmätta längder

En felgräns på nivå II (2σ) för avvikelsen mellan dubbelmätta längder ges av formeln

$$|L_1 - L_2| \leq 2(\sqrt{2} \cdot \sigma_L) \approx 2.8 \cdot \sigma_L$$

där σ_L är medelfelet i den enskilda längdmätningen och $\sqrt{2} \cdot \sigma_L$ medelfelet i differensen mellan mätningarna.

Utgående från tidigare angivna medelfel och denna formel har felgränsen i tabell A.2 härletts. I praktiken har det visat sig att ett strikt teoretiskt betraktelsesätt ger en alltför generös toleransnivå. Därför har en viss skärpning gjorts.

Maximal avvikelse (mm)
$10 + 15 \sqrt{L}$

Tabell A.2. Felgräns (II) för avvikelsen mellan dubbelmätta längder i plana anslutnings- och bruksnät; längden L anges i km.

Felgränsen är egentligen avsedd för helt oberoende mätningar. I de fall längdmätningarna utförs med samma instrument, samma instrument- och signaluppställningar och med kort tidsmellanrum bör avvikelserna bli betydligt mindre.

A.4.2 Kontroll före utjämning

Vinkelslutningsfel

Beräkning av vinkelslutningsfel är en bra kontroll före utjämning, såväl i tågformade nät som i nät av typen triangelnät.

Detta gäller särskilt storpolygonnät, som utformas som polygonnät men vanligen beräknas med utjämningsprogram för triangelnät. Förbättringarna från den stränga utjämningen kan därför vara svåra att utvärdera på grund av att konfigurationen i polygonnät är sämre än i triangelnät. Kontroll av slutningsfel är då ett bra komplement.

Med samma alternativ och associering till olika nättyper som i tabell A.1, och med användning av medelfelsformlerna i avsnitt A.3.1 och A.3.2, kan felgränser ställas upp för vinkelslutningsfelet i slingor och tåg mellan kända punkter. Dessa redovisas i tabell A.3.

Alt.	Typ av nät	Maximalt slutningsfel (mgon)
1	polygontåg i bruksnät	$4\sqrt{n}$
2	storpolygontåg	$1,5\sqrt{n}$
3	triangelnät	$1\sqrt{n}$

Tabell A.3. Felgränser (II) för vinkelslutningsfelet i slingor och tåg mellan kända punkter i olika typer av nät; n = antalet punkter i slingan respektive antalet punkter i tåget, inkl. start- och slutpunkt.

Teoretiskt skall vinkelsumman i en sluten slinga vara $200(n-2)$ gon för innervinklarna och $200(n+2)$ gon för yttervinklarna i polygonen.

Koordinatslutningsfel i polygonnät

Även beräkning av koordinatslutningsfel kan rekommenderas som kontroll före utjämning. Detta praktiseras dock vanligen endast i samband med bruksnät utformade som polygonnät. För denna tillämpning redovisas felgränser i tabell A.4.

Felgränserna bygger på att ingen utjämning av vinklar har gjorts före koordinatberäkningen ("flygande polygontåg"), vilket är den huvudsakliga anledningen till att gränserna endast beror på antalet punkter i slingan/tåget. Om vinkelutjämning utförts tillämpas felgränserna för enkeltåg i tabell A.6.

Konfiguration	Maximalt slutningsfel (mm)
fristående slinga	$15 + 2n\sqrt{n}$
tåg mellan kända punkter	$5n\sqrt{n}$

Tabell A.4. Felgränser (II) för det radiella koordinatslutningsfelet i flygande polygontåg i bruksnät; n = antalet punkter i slingan respektive antalet punkter i tåget, inkl. start- och slutpunkt.

A.4.3 Kontroll av utjämningsresultat

Sättet att kontrollera utjämningsresultatet beror på nättypen. Slutningsfel används för kontroll av tågformade nät och test av grundmedelfel och förbättringar i huvudsak för nät av triangelnätstyp.

Vinkelslutningsfel i polygonnät

Felgränser för vinkelslutningsfelet i polygontåg i bruksnät redovisas i tabell A.5. De är tillämpbara vid såväl förenklad/stegvis utjämning (separat vinkelutjämning följt av koordinatutjämning) som vid sträng utjämning (villkorsutjämning).

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

Tabell A.5. Felgränser för vinkelslutningsfelet i polygontåg i bruksnät; n = antalet punkter i tåget, inkl. start- och slutpunkt.

I enkeltåg påverkas slutningsfelet direkt av eventuella fel i tågets anslutningsriktningar och i "tåg i nät" reduceras slutningsfelet av att det tåg som kontrolleras har ingått i bestämningen av anslutningsriktningarna – därav de strängare felgränserna i det senare fallet.

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

Koordinatslutningsfel i polygonnät

Felgränser för koordinatslutningsfelet i polygontåg i bruksnät redovisas i tabell A.6. Också dessa är tillämpbara både vid förenklad och sträng utjämning.

Här har valts det traditionella presentationssättet, med felgränser uttryckta som en funktion av kvadratroten ur tåglängden, även om detta inte är helt korrekt ur felteoretisk synpunkt. Fördelen är att felgränserna kan tillämpas utan krav på omfattande modifieringar av befintliga beräkningsprogram.

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

Tabell A.6. Felgränser för det radiella koordinatslutningsfelet vid utjämning av polygontåg i bruksnät; polygontågets längd L anges i km.

Grundmedelfel vid sträng utjämning

I tabell A.7 anges felgränser för det beräknade grundmedelfelet vid sträng utjämning där vikterna beräknats som "ett genom mätmedelfelet i kvadrat" ($1/\sigma^2$). Detta är i dag den vanligaste viktsättningsprincipen vid elementutjämning av plana stomnät.

Om felgränsen överskrids är det en indikation på att mät-noggrannheten är sämre än vad som antagits eller på att grova fel finns i mätmaterial. Den grad av överskridande av det teoretiska grundmedelfelet 1.00 som bör tolereras beror på antalet överbestämningar (\ddot{o}) i nätet.

Antal överbestämningar (\ddot{o})	Maximalt grundmedelfel (σ_o)
1	1.96
2	1.73
3	1.61
4	1.54
5	1.49
7	1.42
10	1.35
15	1.29
20	1.25
30	1.21
50	1.16
70	1.14
100	1.11
200	1.08
500	1.05
∞	1.00

Tabell A.7. Felgränser (II) för det beräknade grundmedelfelet vid sträng utjämnning av plana stomnät.

Gränsvärdena i tabellen har beräknats utgående från den s.k. F-fördelningen på 5 % risknivå. Linjär interpolation är tillräcklig vid beräkning av mellanliggande värden.

Alternativt kan följande formel användas, som ger ett approximationsfel som är mindre än en siffra i andra decimalen:

$$\sigma_o \leq 0.96 + \ddot{o}^{-0.4}$$

Förbättringar vid elementutjämning

Vid elementutjämning är det inte tåg utan enskilda mätningar som utjämnas, och förbättringar i stället för slutningsfel som kontrolleras.

Som utgångspunkt för denna kontroll beräknas s.k. standardiserade förbättringar, dvs. förbättringar dividerade med sina respektive medelfel.

Vid användning av beräkningsprogram som redovisar standardiserade förbättringar tillämpas direkt den trenivåprincip som beskrivits i inledningen:

- för 2/3 av mätningarna bör den standardiserade förbättringen vara mindre än ett,
- för 95 % bör den vara mindre än två och
- ingen mätning bör ha en standardiserad förbättring större än tre.

Värden mellan två och tre kontrolleras, men mätningen godkänns om ingen orsak till överskridandet hittas. Värden större än tre innebär dock i detta fall uteslutning av mätningen i fråga snarare än ommätning.

Om äldre utjämningsprogram används, där inte standardiserade förbättringar beräknas, kan ett approximativt kontrollförfarande tillämpas. Tumreglerna i tabell A.8 och A.9 kan då vara till hjälp. Dessa baseras på kontrollerbarhetstalet

$$k = \frac{\bar{\sigma}}{n}$$

i stället för på standardiserade förbättringar.

För brukspolygonnät och för nivå I i storpolygonnät är dock approximationen alltför grov för att det skall vara meningsfullt att ge några gränser över huvud taget.

Om dessa nättyper beräknas med elementutjämning bör antingen en strikt analys med hjälp av standardiserade förbättringar genomföras, eller också måste man helt lita till kontrollen av vinkel- och koordinat Slutningsfel före utjämning.

I de fall felgränserna för förbättringar uppfylls till alla delar kan man bortse från ett eventuellt överskridande av felgränsen för grundmedelfelet.

Alt.	Typ av nät	Maximal förbättring (mgon)		
		I	II	III
2	storpolygonnät	-	$0.6 \sqrt{L}$	$0.9 \sqrt{L}$
3	triangelnät	0.3	0.6	0.9

Tabell A.8. Tumregler för kontroll av förbättringar till mätta riktningar vid elementutjämnning av storpolygon- och triangelnät; sidlängden L anges i km.

Alt.	Typ av nät	Maximal förbättring (mm)		
		I	II	III
2	storpolygonnä	-	$7 + 3 \cdot L$	$10 + 5 \cdot L$
3	triangelnät	$3 + 3 \cdot L$	$7 + 5 \cdot L$	$10 + 8 \cdot L$

Tabell A.9. Tumregler för kontroll av förbättringar till mätta längder vid elementutjämnning av storpolygon- och triangelnät; sidlängden L anges i km.

Tillförlitlighet

Ett näts genomsnittliga tillförlitlighet/kontrollerbarhet kan uppskattas med hjälp av kontrollerbarhetstalet (k-talet)

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

Moderna beräkningsprogram redovisar även individuella k-tal, den s.k. redundansen, för varje mätning. I båda fallen ligger dessa tal i intervallet 0-1.

Kontrollerbarhetstalen anger ungefär hur stor del av ett mätfel som "syns" i motsvarande förbättring. Resten av felet påverkar utjämningsresultatet, dvs. beräknade koordinater eller höjder. Små k-värden innebär alltså att grova fel maskeras, varigenom felsökningen försvåras.

För triangelnät bör gälla att $\bar{o}/n > 0.5$. Om individuella k-tal beräknas bör dessutom samtliga dessa vara > 0.35 för att nätet skall kunna betraktas som homogent.

I polygonnät beror k-värdena på antalet nypunkter i tågen. Det är därför viktigt att kraven på det maximala antalet punkter i olika typer av polygonnät uppfylls. Typiska värden är 0.1-0.2, dvs. betydligt lägre än för triangelnät.

Ur k-talen, beräknade individuellt eller genomsnittligt som \bar{o}/n , kan den inre och yttre tillförlitligheten för ett nät uppskattas. Under vissa sannolikhetsantaganden erhålls ur den här introducerade tre-nivåprincipen (I, II, III) följande storheter:

- Den inre tillförlitligheten skattas med hjälp av "minsta upptäckbara fel" som

$$MUF = \frac{2.8\sigma}{\sqrt{k}}$$

- Den yttre tillförlitligheten, dvs. hur upptäckta grova fel påverkar utjämningsresultatet, skattas som

$$YT = \frac{2.8(1-k)\sigma}{\sqrt{k}}$$

σ avser i båda fallen a priori-mätmedelfelet för den mätning som studeras.

En analys av tillförlitligheten, med hjälp av k-tal, MUF och YT, bör inkluderas i en stomnåtsredovisning.

Avslutningsvis ges ett exempel på tillförlitlighetsnivån under olika förutsättningar:

Typ av nät	k	MUF	YT
triangelnät	0.50	4 σ	2 σ
triangelnät	0.35	5 σ	3 σ
polygonnät	0.20	6 σ	5 σ
polygonnät	0.10	9 σ	8 σ

För t.ex. längder mätta med medelfelet 10 mm kan alltså felen vara upp till 5-10 cm utan att kunna upptäckas, och i polygonnät påverkas koordinaterna i ungefär samma storleksordning av sådana fel.

Av detta framgår klart att felsökning i samband med utjämnings har sina brister. Noggrann kontroll före slutberäkningen, helst direkt i fält, och en hög mätnoggrannhet är grundläggande för ett användbart resultat.

Medelfel i utjämnade avstånd

Felgränser för punktmedelfel och liknande noggrannhetsmått ingår inte i det koncept som här presenterats.

Ett plant stornät som är homogent, har mätts med den specificerade noggrannheten och har ett för nättypen optimalt k-tal är alltid bra om det uppfyller kraven på slutningsfel respektive grundmedelfel och förbättringar. Test av t.ex. punktmedelfel är därför överflödiga, men kontroll av beräknade medelfel i utjämnade avstånd kan i vissa fall utgöra ett bra komplement för att säkerställa att nätkonfigurationen inte har några lokala svagheter.

Detta förfarande är dock endast tillämpligt på triangelnät och bör i första hand avse medelfel i avstånd mellan närbelägna punkter som ej har mätts på grund av att direktsikt saknas. Dessa beräknade medelfel bör ej överstiga mätmedelfelet (jfr. avsnitt A.3.3):

$$\sigma_L = 5 \text{ mm} + 3 \text{ mm} / \text{km}$$

Vid överskridande bör nätet förstärkas i detta område.

A.5 Stommätning i höjd

Stomnät i höjd utformas som höjdtågsnät, uppbyggda av avvägda eller trigonometriskt mätta höjdtåg.

A.5.1 Kontroll av enskilda mätningar

Liksom för plana stomnät är felgränserna för kontroll av enskilda mätningar av typen II (2σ). Åtgärd bör alltid vidtas om felgränserna överskrids.

Dubbelmätta höjdskillnader

På motsvarande sätt som för dubbelmätta längder kan en felgräns för dubbelmätta höjdskillnader i höjdtåg konstrueras.

Det ger

$$|dH_1 - dH_2| \leq 4 \cdot \sigma_{dH}$$

där olikheten jämfört med formeln för längder beror på att σ_{dH} är medelfelet för medeltalet av de två bestämningarna av höjdskillnaden.

Angivna medelfel och formeln ovan ger de felgränser för anslutnings- och bruksnät som redovisas i tabell A.10.

Typ av nät	Maximal avvikelse (mm)
anslutningsnät	$6\sqrt{L}$
bruksnät	$20\sqrt{L}$

Tabell A.10. Felgränser (II) för avvikelser mellan dubbelmätta höjdskillnader; mätsträckans längd L anges i km.

Om trigonometrisk höjdmätning tillämpas måste standardkorrektion för jordrundning och refraktion påföras de två höjdskillnaderna före jämförelsen. Korresponderande mätning betraktas – och beräknas – som två enkelbestämningar.

A.5.2 Kontroll före utjämning

Höjdslutningsfel

Före utjämning bör kontroll ske av höjdslutningsfel i slingor och i höjdtåg mellan kända punkter.

Felgränsen på 2σ -nivå för slutningsfelet s i en slinga blir

$$s \leq 2 \cdot \sigma_{dH}$$

Detta ger de gränser för anslutnings- och bruksnät som redovisas i tabell A.11. För tåg mellan kända punkter har även onoggrannheten i dessa beaktats där så är nödvändigt.

Typ av nät	Konfiguration	Maximalt slutningsfel (mm)
anslutningsnät	slinga	$3\sqrt{L}$
anslutningsnät	tåg mellan kända punkter	$4\sqrt{L}$
bruksnät	slinga	$10\sqrt{L}$
bruksnät	tåg mellan kända punkter	$10\sqrt{L}$

Tabell A.11. Felgränser (II) för slutningsfelet i slingor och tåg mellan kända punkter i anslutnings- och bruksnät i höjd; mätsträckans längd L anges i km.

A.5.3 Kontroll av utjämningsresultat

Grundmedelfel

Liksom för plana nät kan kontroll ske av grundmedelfelet vid utjämning av höjdtågsnät. I dessa fall är dock viktsättningsprincipen något annorlunda; vikter sätts omvänt proportionella mot tåglängden ($1/L$).

Fortfarande gäller emellertid att grundmedelfelet är medelfelet för en storhet med vikten ett, dvs. för tåglängden 1 km. Därför skall de beräknade grundmedelfelen nu jämföras med a priori-medelfelen 1.5 mm/ $\sqrt{\text{km}}$ för anslutningsnät och 5 mm/ $\sqrt{\text{km}}$ för bruksnät, i stället för som tidigare med värdet ett.

Genom att multiplicera värdena i tabell A.7 med 1.5 respektive 5 erhålls tabell A.12.

Ett alternativ till denna tabell är formlerna

$$\sigma_o \leq 1.5 \cdot (0.96 + \bar{o}^{-0.4})$$

för anslutningsnät och

$$\sigma_o \leq 5 \cdot (0.96 + \bar{o}^{-0.4})$$

för bruksnät. \bar{o} är antalet överbestämningar i nätet, dvs. antal tåg minus antal knutpunkter.

Medelfelen kan även skattas ur avvikelser mellan dubbelmätta höjdskillnader. Samma tabell gäller då (med \bar{o} = antalet delsträckor), men beräkningsformeln lyder

$$\sigma_o = \sqrt{\frac{1}{4n} \sum_{i=1}^n \frac{\Delta_i^2}{L_i}} \quad \text{mm} / \sqrt{\text{km}}$$

där

Δ_i = avvikelse mellan dubbelmätta höjdskillnader (mm)

L_i = delsträckans längd (km)

n = antalet delsträckor

Observera att de beräknade medelfelen, oavsett beräkningssätt, avser medeltalet av en dubbelmätt höjdskillnad.

Antal överbestämningar (ö)	Maximalt medelfel	
	Anslutningsnät (mm / $\sqrt{\text{km}}$)	Bruksnät (mm / $\sqrt{\text{km}}$)
1	2.9	9.8
2	2.6	8.6
3	2.4	8.0
4	2.3	7.7
5	2.2	7.4
7	2.1	7.1
10	2.0	6.8
15	1.9	6.4
20	1.9	6.2
30	1.8	6.0
50	1.7	5.8
70	1.7	5.7
100	1.7	5.6
200	1.6	5.4
500	1.6	5.2
∞	1.5	5.0

Tabell A.12. Felgränser (II) för medelfel beräknade ur dubbelmätta höjdskillnader eller som grundmedelfel vid utjämning av anslutnings- och bruksnät i höjd.

Höjdslutningsfel

För kontroll av slutningsfel efter utjämning av höjdtågsnät tillämpas trenivåprincipen fullt ut. Felgränser för anslutnings- och bruksnät redovisas i tabell A.13 respektive A.14.

Typ av tåg	Maximalt slutningsfel (mm)		
	I	II	III
enkeltåg mellan kända punkter	-	$4\sqrt{L}$	$6\sqrt{L}$
tåg ingående i höjdnät	$1\sqrt{L}$	$2\sqrt{L}$	$3\sqrt{L}$

Tabell A.13. Felgränser för slutningsfel i anslutningsnät 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 höjdnät	$3\sqrt{L}$	$6\sqrt{L}$	$9\sqrt{L}$

Tabell A.14. Felgränser för slutningsfel i bruksnät i höjd; tåglängden L anges i km.

Även för höjdtågsnät gäller att om felgränserna för slutningsfel uppfylls helt så är ett eventuellt överskridande av felgränsen för grundmedelfelet av mindre betydelse.

Tillförlitlighet

Tillförlitligheten i ett stomnät i höjd kan analyseras på motsvarande sätt som ett plant nät. Vanligen inskränker sig dock analysen till beräkning av kvoten ö/n. Typiska k-värden för höjdtågsnät är 0.3-0.4; k-talet bör ej vara < 0.3.

Värdet 0.35 ger följande tillförlitlighetsmått ($\text{mm} / \sqrt{\text{km}}$):

Typ av nät	σ	MUF	YT
anslutningsnät	1.5	7	5
bruksnät	5	24	15

De förhållandevis stränga kraven på mätnoggrannheten torde alltså vara befogade.

Medelfel i utjämnade höjdskillnader

Medelfel i nybestämda höjder har inte bedömts relevanta som noggrannhetskriterium. Kontroll av grundmedelfel, slutningsfel och k-tal är tillräckligt.

Medelfel i utjämnade höjdskillnader kan approximativt skattas som $\sigma_{dH}\sqrt{1-k}$, där σ_{dH} är mätmedelfelet och k är nätets k-tal. Dessa ligger alltså i stort sett i nivå med mätnoggrannheten eftersom $\sqrt{1-k} \approx 0.8$ för höjdnät.

A.6 Fri station

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

A.6.1 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 det beräknade punktmedelfelet god information om kvaliteten i såväl mätningarna som i utgångspunkterna och har därför valts som noggrannhetskriterium, se tabell A.15.

Inmätning från	Nypunktens status	Maximalt punktmedelfel (mm)
anslutningspunkter	anslutningspunkt	$10 + 5 \cdot L$
anslutningspunkter	brukspunkt	$10 + 8 \cdot L$
brukspunkter	brukspunkt	14

Tabell A.15. Felgränser (II) för beräknat punktmedelfel 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.

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.6.2 Omarkerad fri station

Detaljmätning kan ske direkt från en markerad brukspunkt eller från en omarkerad fri station. I det senare fallet bör bestämningen av stationspunkten betraktas som stommätning, vilket motiverar en behandling i detta sammanhang.

En omarkerad fri station för detaljmätning bestäms vanligen från närliggande brukspunkter, med avstånd upp till några få 100-tal meter. Här kan även andra beräkningsmetoder än sträng utjämning komma i fråga, t.ex. koordinattransformation. Vidare är höjdbestämning med trigonometriska metoder relevanta.

Felgränser för olika typer av medelfel vid användning av denna metod redovisas i tabell A.16.

Bestämning	Typ av medelfel	Maximalt medelfel (mm)
plan	punktmedelfel vid sträng utjämning	14
plan	grundmedelfel vid koordinattransformation	$10\sqrt{n}$
höjd	medelfel i utjämnad höjd	10

Tabell A.16. Felgränser (II) för beräknade medelfel vid bestämning av omarkerad fri station för detaljmätning; n = antalet utgångsobjekt, som bör vara minst 3 st.

Även här bör komplettering om möjligt ske med statistisk analys av förbättringar. Trigonometrisk höjdbestämning bör ske genom beräkning av viktat medeltal, med vikter härledda från medelfelsformeln i avsnitt A.3.5.

B GEODETISKA SYSTEM, KARTPROJEKTIONER

B.1 Referensellipsoid

För kartläggningsarbeten i Sverige används normalt Bessels ellipsoid, från 1841. Definitionen med a och f är en anpassning till internationell praxis. De angivna värdena på dessa parametrar skall anses vara exakta, avledda storheter bör beräknas med minst 11 signifikanta siffror. Bessel-ellipsoidens utseende bestäms av följande parametrar:

halva *storaxeln* (ekvatorsradien)

$$a = 6377397.155 \text{ m}$$

avplattningen

$$f = \left(\frac{a-b}{a} \right) = 1:299.1528128$$

vilket ger följande beräknade värden för

halva *lillaxeln* (halva polaxeln)

$$b = 6356078.962818 \dots \text{ m}$$

första excentricitetskvadraten

$$e^2 = 0.0066743722318 \dots$$

B.1.1 Referensellipsoidens krökningsradier

Med ellipsoidens *krökningsradie* R i en punkt menas krökningsradien för skärningslinjen mellan ellipsoiden och ett normalplan i punkten. R varierar dels med punktens latitud (φ), dels

med planets asimut (α). Eftersom referensellipsoiden är en rotationsellipsoid är krökningsradien oberoende av longituden.

För $\alpha = 0$ gon (eller 200 gon) erhåller R sitt minimivärde (= *meridiankrökningsradien* M) och för $\alpha = 100$ gon (eller 300 gon) sitt maximivärde (= *tvärkrökningsradien* N), se nedanstående formler.

$$M = \frac{a(1 - e^2)}{W^3}; \quad N = \frac{a}{W}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\cos^2 \alpha}{M} + \frac{\sin^2 \alpha}{N}$$

där

$$W^2 = 1 - e^2 \sin^2 \varphi \quad \text{och} \quad e^2 = \frac{a^2 - b^2}{a^2}$$

Medelkrökningsradien r i en punkt definieras som medelvärdet av R , då α antar alla värden mellan 0 gon och 400 gon. Detta ger:

$$r = \sqrt{M \cdot N}$$

M , N och r som funktioner av x -koordinaten i Gauss' konforma projektion återfinns i tabell B.1.

x	M	ΔM	N	ΔN	r	Δr
6100 000	6377 660	1867	6391 737	623	6384 694	1246
6300 000	6379 527	1816	6392 360	607	6385 940	1212
6500 000	6381 343	1759	6392 967	587	6387 152	1174
6700 000	6383 102	1695	6393 554	566	6388 326	1131
6900 000	6384 797	1623	6394 120	542	6389 457	1083
7100 000	6386 420	1547	6394 662	516	6390 540	1031
7300 000	6387 967	1463	6395 178	488	6391 571	976
7500 000	6389 430	1373	6395 666	459	6392 547	916
7700 000	6390 803		6396 125		6393 463	

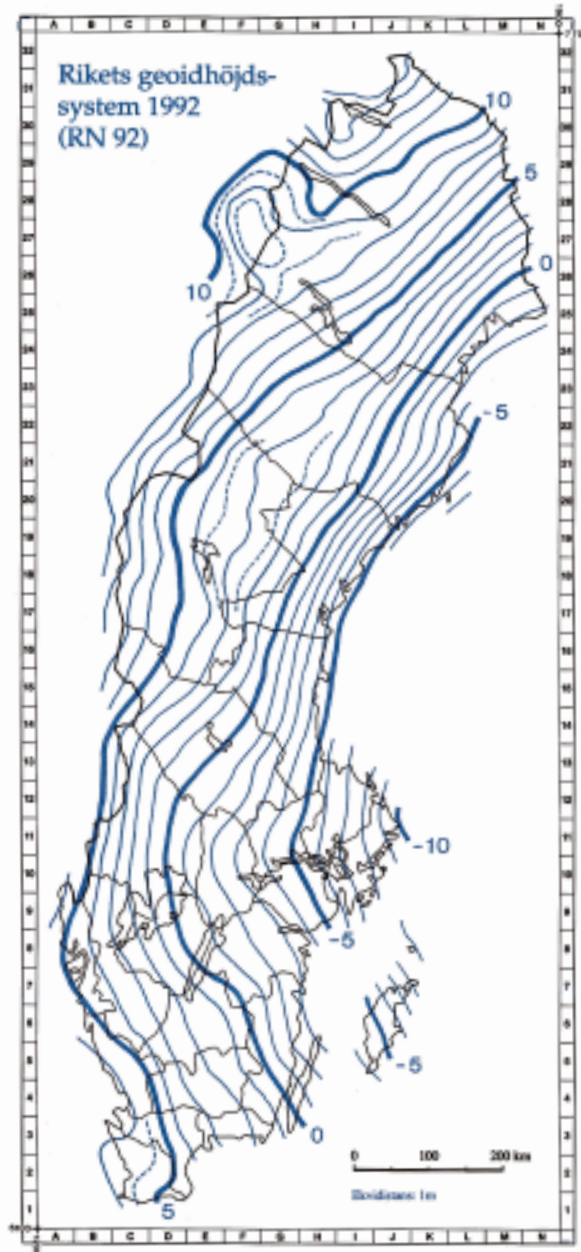
Tabell B.1. Referensellipsoidens meridian-, tvär- och medelkrökningsradier.

Anm: ΔM , ΔN och Δr i tabell B.1 utgör differenser av på varandra följande tabellvärden och är avsedda att användas vid interpolation.

B.2 Geoid

Geoidens form framgår av kartan i figur B.1, som visar geoidhöjder i Rikets geoidhöjdssystem 1992 (RN 92, där N är standardbeteckning för geoidhöjd och även kan associeras till ordet nivåyta). Systemet har åstadkommit genom transformation av resultatet från en nordisk geoidbestämning till det svenska datumet.

Geoidhöjderna i RN 92 refererar till Bessels ellipsoid, som orienterats så att geoidhöjderna någorlunda överensstämmer med dem i det äldre svenska geoidhöjdssystemet RAK 70. Härigenom är RN 92 avsett att kunna användas såväl till tre-dimensionella beräkningar, t.ex. i samband med GPS-mätning, som till höjdreduktion av längder.



Figur B.1. Geoidhöjdssystemet RN 92. Nivåkurvorna har genererats ur originaldata i digital form.

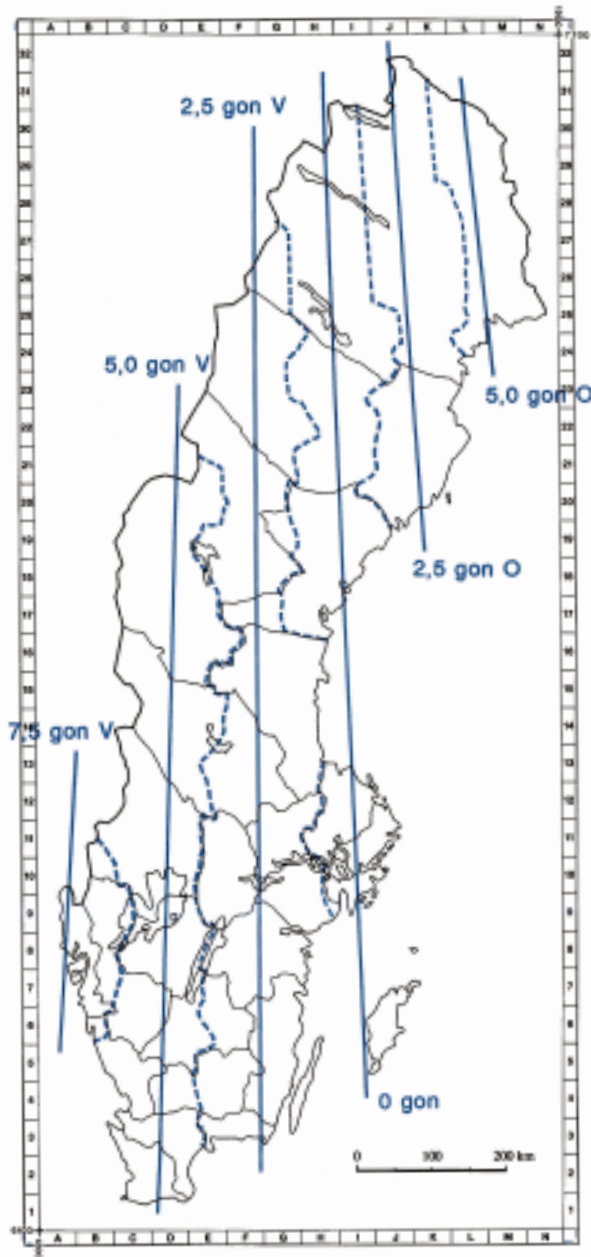
B.3 Projektionssystem

B.3.1 Projektionszoner

De i Sverige använda medelmeridianerna har följande longitudvärden från Greenwich:

	gon	grader
7,5 gon V	12.564753086...	11°18'29".8
5,0 gon V	15.064753086...	13°33'29".8
2,5 gon V	17.564753086...	15°48'29".8
0 gon	20.064753086...	18°03'29".8
2,5 gon Ö	22.564753086...	20°18'29".8
5,0 gon Ö	25.064753086...	22°33'29".8

Kartan i figur B.2 visar projektionssystemens utbredning.



Figur B.2. Projektionssystem.

B.3.2 Överräkning

Gauss' konforma projektionen kan genomföras i två steg, först från ellipsoid till sfär, därefter från sfär till plan. Formelsambanden kan ej skrivas slutna utan serieutveckling måste tillgripas. Formlerna är till övervägande del hämtade från Ussisoo (1977) och härstammar huvudsakligen från Krüger (1912). De har millimeternoggrannhet upp till 700 km från medelmeridianen.

Övergång mellan projektionszoner utförs genom att ur x - och y - koordinater beräkna φ och $\delta\lambda$, därefter byts medelmeridian och nya x - och y -koordinater beräknas.

Enheten för vinklar är radianer, 1 mikroradian motsvarar ca 6 m på marken. Parametervärdena avser enbart Bessels ellipsoid! Fullständiga formler oberoende av ellipsoid återfinns i HMK-Ge:GPS.

Beteckningar

- x, y = koordinater i projektionsplanet
- φ, λ = geodetisk latitud resp. longitud
- $\delta\lambda$ = longitudskillnad ($\lambda - \lambda_0$)
- \mathfrak{R} = sfärens radie; 6366742.520234 m

OBS! Såväl x - som y -koordinaten skall vara fri från eventuella tillägg.

Plana koordinater till geografiska koordinater

Överräkning från x, y till $\varphi, \delta\lambda$ ges av följande samband.

Isometrisk latitud (φ^*) och longitudskillnad ($\delta\lambda$) beräknas ur plana x - och y -koordinater genom:

$$\xi = x / \mathfrak{R}$$

$$\eta = y / \mathfrak{R}$$

$$\xi' = \xi - \delta_1 \sin 2\xi \cosh 2\eta - \delta_2 \sin 4\xi \cosh 4\eta - \delta_3 \sin 6\xi \cosh 6\eta - \delta_4 \sin 8\xi \cosh 8\eta \dots$$

$$\eta' = \eta - \delta_1 \cos 2\xi \sinh 2\eta - \delta_2 \cos 4\xi \sinh 4\eta - \delta_3 \cos 6\xi \sinh 6\eta - \delta_4 \cos 8\xi \sinh 8\eta \dots$$

$$\sin \varphi^* = \frac{\sin \xi'}{\cosh \eta'}$$

$$\tan \delta \lambda = \frac{\sinh \eta'}{\cos \xi'}$$

För koefficienterna δ_1 , δ_2 , δ_3 och δ_4 gäller följande värden:

$$\delta_1 = 0.000835225612629 \qquad \delta_2 = 0.000000058704094$$

$$\delta_3 = 0.000000000165849 \qquad \delta_4 = 0.000000000000214$$

φ^* (isometrisk latitud) omräknas sedan till φ genom sambandet:

$$\varphi = \varphi^* + \sin \varphi^* \cos \varphi^* (A^* + B^* \sin^2 \varphi^* + C^* \sin^4 \varphi^* + D^* \sin^6 \varphi^* \dots)$$

För koefficienterna A^* , B^* , C^* och D^* gäller nedanstående tabell:

$$A^* = 0.006719218786 \qquad B^* = -0.000052824128$$

$$C^* = 0.000000569708 \qquad D^* = -0.000000006739$$

Byte av medelmeridian

De erhållna värdena på $\delta \lambda$ relativt "från"-medelmeridianen överförs till $\delta \lambda$ relativt "till"-medelmeridianen enligt:

$$\delta \lambda_t = \delta \lambda_f + \lambda_{0f} - \lambda_{0t}$$

Geografiska koordinater till plana koordinater

Överräkning från φ , $\delta \lambda$ till x , y ges av följande samband.

Latituden φ omräknas först till φ^* (isometrisk latitud).

$$\varphi^* = \varphi - \sin \varphi \cos \varphi (A + B \sin^2 \varphi + C \sin^4 \varphi + D \sin^6 \varphi \dots)$$

För koefficienterna A , B , C och D gäller nedanstående tabell:

$$\begin{array}{ll} A = 0.006674372232 & B = 0.000037073150 \\ C = 0.000000256937 & D = 0.000000001948 \end{array}$$

Plana x - och y -koordinater beräknas ur φ^* och $\delta\lambda$ genom följande samband:

$$\tan \xi' = \frac{\tan \varphi^*}{\cos \delta\lambda}$$

$$\tanh \eta' = \cos \varphi^* \cdot \sin \delta\lambda$$

$$x = \Re (\xi' + \beta_1 \sin 2\xi' \cosh 2\eta' + \beta_2 \sin 4\xi' \cosh 4\eta' + \beta_3 \sin 6\xi' \cosh 6\eta' + \beta_4 \sin 8\xi' \cosh 8\eta' \dots)$$

$$y = \Re (\eta' + \beta_1 \cos 2\xi' \sinh 2\eta' + \beta_2 \cos 4\xi' \sinh 4\eta' + \beta_3 \cos 6\xi' \sinh 6\eta' + \beta_4 \cos 8\xi' \sinh 8\eta' \dots)$$

För koefficienterna β_1 , β_2 , β_3 och β_4 gäller följande värden:

$$\begin{array}{ll} \beta_1 = 0.000835225272274 & \beta_2 = 0.000000756304828 \\ \beta_3 = 0.000000001186913 & \beta_4 = 0.000000000002414 \end{array}$$

Anm.

$$\sinh x = \frac{1}{2}(e^x - e^{-x}) = x + \frac{x^3}{3!} + \frac{x^5}{5!} + \frac{x^7}{7!} + \dots$$

$$\cosh x = \frac{1}{2}(e^x + e^{-x}) = 1 + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} + \frac{x^6}{6!} + \dots$$

$$\operatorname{atanh} x = \frac{1}{2} \ln \frac{1+x}{1-x} = x + \frac{x^3}{3} + \frac{x^5}{5} + \frac{x^7}{7} + \frac{x^9}{9} + \frac{x^{11}}{11} + \dots$$

Longitudvärden (radianer) utgående från Stockholms gamla observatorium:

	radianer
7,5 gon V	-0.11780972454...
5,0 gon V	-0.07853981636...
2,5 gon V	-0.03926990818...
0 gon	0.00000000000
2,5 gon O	0.03926990818...
5,0 gon O	0.07853981636...

B.4 Koordinatvärden

I anslutning till koordinatuppgift skall koordinatsystem anges. Angivelsen utformas så att systemets origo framgår.

EXEMPEL

En punkt i RT 90 angiven i *projektionssystemet* 2.5 gon V och med koordinatvärdena

$$x = 6358963.721 \text{ och } y = 1449013.328$$

sågs vara belägen i *koordinatsystemet*

RT 90 2.5 gon V 0:-15

vilket innebär att de fullständiga koordinaterna erhålls genom följande beräkning:

$$x = 6358963.721 + 0 = 6358963.721$$

$$y = 1449013.328 - 1500000 = -50986.672$$

Samma punkt i samma projektionssystem kan även anges med andra tillägg/avdrag, t.ex.

$$x = 58963.721 \text{ och } y = 49013.328$$

i koordinatsystemet

RT 90 2.5 gon V 63:14-15

alternativt

RT 90 2.5 gon V 63:-1

där de fullständiga koordinaterna i stället ges av följande beräkning:

$$x = 58963.721 + 6300000 = 6358963.721$$

$$y = 49013.328 + 1400000 - 1500000 = -50986.672$$

alternativt

$$y = 49013.328 - 100000 = -50986.672$$

C KORREKTIONSBERÄKNINGAR

I det följande beskrivs de korrektioner som behöver påföras mätningarna innan plana koordinater respektive höjder kan beräknas.

C.1 Reduktion av längder till ellipsoiden

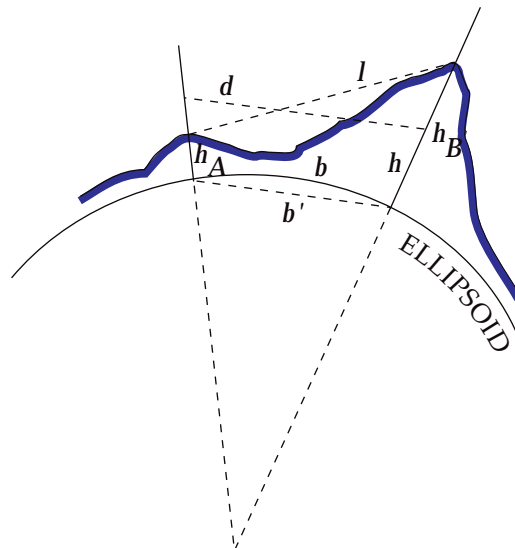
Vid elektromagnetisk längdmätning (EDM) reduceras den erhållna längden l mellan ändpunkterna A och B till ett avstånd b på referensellipsoiden, enligt formeln

$$b = R \cdot \sqrt{\frac{l^2 - (h_A - h_B)^2}{(R + h_A) \cdot (R + h_B)}} + \frac{l^3}{24 \cdot R^2} \cdot (1 - k^2)$$

där k = refraktionskoefficienten.

För elektrooptisk utrustning: $k \approx 0.14 - 0.20$

För mikrovågsutrustning: $k \approx 0.25$



Figur C.1. Reduktion av längder.

R beräknas enligt avsnitt B.1.1.

För korta längder och låga höjder:

$$h \cdot l < 2 \text{ km}^2 \quad \text{där} \quad h = \frac{(h_A + h_B)}{2}$$

kan dock R ersättas med värdet 6389 km inom hela Sverige. För längder kring 10 km blir bidraget från den andra termen ungefär 1 mm.

För längder kortare än 50 km, höjder lägre än 2 km och höjdskillnader mindre än 1 km kan om $h_A \cdot h_B \cdot l < 20 \text{ km}^3$ formeln förenklas till

$$b = \sqrt{l^2 - (h_A - h_B)^2} \cdot \left(1 - \frac{h_A + h_B}{2R}\right)$$

Med h_A och h_B avses höjd över referensellipsoiden. Det innebär att den vanligen angivna höjden över geoiden måste korrigeras med geoidens höjd över (under) ellipsoiden, enligt $h = H + N$, se figur 2.4. I bilaga B.2 redovisas skillnaden mellan geoiden och referensellipsoiden. Tas ej hänsyn till denna skillnad införs vid höjdreduktionen ett fel på 1 ppm (mm/km) vid en geoidhöjd på 6 meter.

Beräkningarna utförs lämpligen stegvis:

a) lutningsreduktion

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

b) höjdreduktion

$$b' = d - d \cdot \frac{h_A + h_B}{2R}$$

c) bågkorrektion

$$b = b' + \frac{b'^3}{24R^2} \cdot (1 - k^2)$$

Bågkorrektionen kan utgå om $b < 10$ km.

C.2 Överföring till projektionsplanet

För att i projektionsplanet kunna utföra alla beräkningar med den vanliga plana geometris formler påförs projektionskorrektioner på längder, riktningar och asimuter erhållna på referensellipsoiden. I Gauss' konforma projektion gäller att för områden nära medelmeridianen ($|y| < 100$ km) och för direkt mätbara sidlängder ($b < 50$ km) är dessa korrektioner tämligen små och enkla att beräkna. Formlerna nedan är utvecklade med dessa förutsättningar.

Längden b av en linje mellan A:s och B:s projektion på referensellipsoiden omräknas till längden b_p av kordan mellan A och B i projektionsplanet enligt

$$b_p = b + b \cdot \frac{y_A^2 + y_A y_B + y_B^2}{6 \cdot r^2}$$

där $y_A, y_B = y$ -koordinaterna för linjens ändpunkter (räknat från medelmeridianen) och där r erhålls från tabell B.1 i avsnitt B.1.1.

Om $b < 8$ km kan formeln förenklas till

$$b_p = b + b \cdot \frac{y^2}{2 \cdot r^2} \quad \text{där } y = \frac{(y_A + y_B)}{2}$$

För korta sidor nära medelmeridianen

$$b \cdot y^2 < 30\,000 \text{ km}^3$$

kan dock r sättas till 6389 km.

Med riktningsskorrektion menas vinkeln mellan bågen AB och kordan AB . Den beräknas enligt

$$\delta_{AB} = \frac{\rho}{6 \cdot r^2} \cdot (x_A - x_B) \cdot (2y_A + y_B)$$

$$\delta_{BA} = \frac{\rho}{6 \cdot r^2} \cdot (x_B - x_A) \cdot (2y_B + y_A)$$

där x_A, y_A och x_B, y_B är koordinaterna för linjens ändpunkter och

$$\rho = \frac{200}{\pi} \approx 63.661977236758 \dots \text{ gon}$$

Med meridiankonvergens menas vinkeln c mellan meridianens bild och parallellen till x -axeln. De följande formlerna tar hänsyn till huruvida plana eller ellipsoida koordinater är givna och ger meridiankonvergensens på några hundra delar milligon när:

$$\tan c = \tan(\lambda - \lambda_0) \cdot \sin \varphi$$

$$\tan c = \frac{y}{N} \cdot \left(1 - \frac{y^2}{3N^2} \right) \cdot \tan(\psi + 0.1599 \cdot \sin 2\psi)$$

$$\psi = \frac{x}{100.00856} \quad \text{gon}$$

där

φ = punktens latitud

λ = punktens longitud

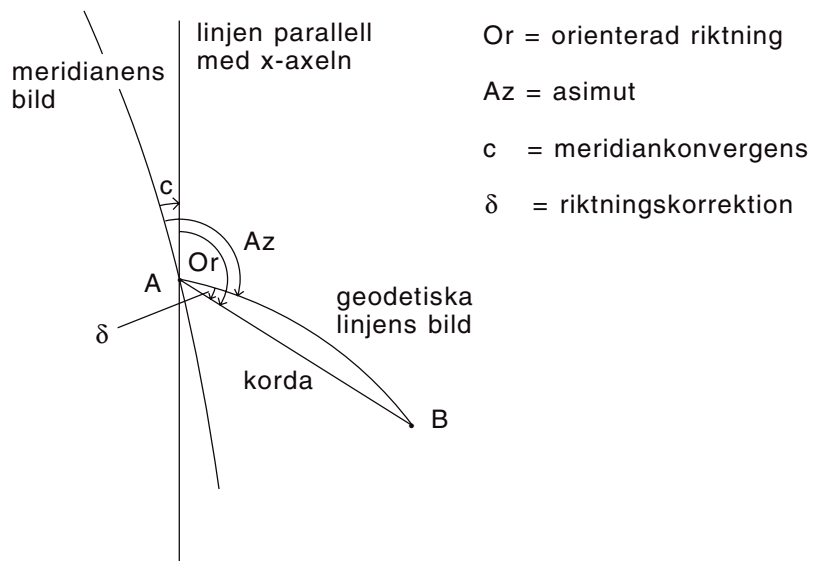
λ_0 = medelmeridianens longitud

x, y = punktens koordinater i km, x räknad från ekvatorn och y från medelmeridianen

N = tvärkrökningsradien i punkten i km

Sambandet mellan orienterad riktning och asimut är:

$$\text{orienterad riktning} = \text{asimut} - c + \delta$$



Figur C.2. Riktningskorrektion och meridiankonvergens.

C.3 Beräkning av höjdskillnad

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

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

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

Vid beräkning av höjdskillnad ur data från korresponderande mätning från två stationer behöver ej någon korrektion påföras eftersom refractionen antas vara lika i de båda ändpunkterna och därmed elimineras. Följande formeluttryck ger höjdskillnaden mellan instrument och signal vid korresponderande trigonometrisk höjdmätning:

$$\Delta h_{AB} = d \cdot \tan \frac{z_B - z_A}{2}$$

$$\Delta h_{AB} = l \cdot \sin \frac{z_B - z_A}{2} \cdot \sin \frac{z_B - z_A}{2}$$

I ovanstående formler används beteckningar enligt:

d = horisontellt avstånd (m)

l = lutande längd (m)

k = refraktionskoefficient

z_A, z_B = zenitvinkel i A respektive B

Δh_{AB} = höjdskillnad från A till B

k = $0.0674 \cdot 10^{-6} \text{ m/m}^2$, om k sätts till 0.14

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

D KONTROLL OCH JUSTERING AV GEODETISKA MÄTINSTRUMENT

D.1 Allmänt

D.1.1 Olika typer av instrumentfel

Vid all mätning skall eftersträvas att använda instrument och redskap är väl justerade och kalibrerade. Vid kalibrering kontrolleras hur instrumentavläsningarna förhåller sig till kända (korrekta) värden – dvs. hur instrumentet "slår". 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.

Kontroller av instrumenten bör göras regelbundet, med fasta tidsintervaller, samt när mätresultaten indikerar instrumentfel.

D.1.2 Anordningar för instrumentkontroll och justering

Varje mättningsorganisation 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 för avvägningsinstrument

- etaloneringsbas för mätband
- kollimator för kontroll och justering av alla typer av kollimationsfel.

Beträffande moderna elektroniska instrument gäller att vissa instrumentfel kan elimineras matematiskt. Detta gäller t.ex. kollimationsfel. En förutsättning är dock att instrumenten trimmas in genom regelbunden kalibrering. 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 mätningförfarandet. Satsmätning med konventionella vinkelmätningssinstrument kan härvid tjäna som förebild.

D.2 Instrumentfel - åtgärdslista

Följande förteckning redovisar olika instrumentfel. "Typ av fel" avser indelning enligt D.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 skall elimineras, dvs. kolumnen "Elimination" skall tillämpas vid stommätning, men behöver inte tillämpas vid detaljmätning om instrumentfelen är justerade till tillåten storlek.

D.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 lod- rät, horisontalvinkeln fel (särskilt vid branta sikter)	Blåsan skall stå i samma läge när instrumentet vrids var- vet runt	Varje uppställning
Optiska lodet fel-justerat (2)	1 mm	Instrumentet excentriskt uppställt	Går ej	Varje uppställning eller i kontrollbänk 1 gång/vecka
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
Kollimationsfel i höjdlid (indexfel) (1)	5 mgon	Vertikalvinkeln fel vid mätning i halv- sats	Elimineras vid helsatsmätning	Felet konstateras vid varje mätning, justeras vid behov
Horisontalcirkel excentrisk (3)	Maximalt vinkelfel 5 mgon	Felaktig horisontal- vinkel	Elimineras vid helsatsmätning	Kontrolleras 2 ggr/år
Horisontalaxeln lutar (kippaxel- fel) (3)	5 mgon vid vertikalvinkel 30 gon	Felaktig horisontal- vinkel, ökar med ök- ande vertikalvinkel	Elimineras vid helsatsmätning	Kontrolleras 2 ggr/år

D.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)	3-5 mm vid inriktning inom 30 mgon	Slumpmässigt fel vid slarvig inriktning	Mätning mot maxsignal	EDM-instrument parallellställs mot teodolit 1 gång/vecka

D.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

D.2.4 Avvägningsstänger

Beskrivning av fel (typ av fel)	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll/justering
Graderingsfel (3)	0.01 mm (invar) 0.1-1 mm (övriga)	Felaktig avläsning	Kräver kalibreringstabell	Uppmätning av skalan
Stången lutar (1)	---	Felaktig avläsning	Går ej	Vattenpass kontrolleras 1 gång/dag, justeras vid behov

D.2.5 Övrig utrustning

Beskrivning av fel (typ av fel)	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll/justering
Mätband				
Fel normaltemperatur (2)	3°C	Skalfel i mätt längd	---	Jämförelse mot normalband eller etaloneringsbas
Graderingsfel	Enligt SS 641112	Slumpvis fel i mätt längd	---	Jämförelse mot normalband
Bandsträckare				
Felaktig bandspänning (2)	10 N (1kp)	Skalfel i mätt längd	---	Kontroll mot känd vikt 1 gång/år
Aneroidbarometer				
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
Termometer				
Felvisning (3)	1°C	Fel temperatur ger skalfel vid EDM-mätning (1 ppm/1°C)	---	Jämförelse mot normaltermometer 1 gång/år

E GREKISKA ALFABETET

<i>A α</i> alfa	<i>B β</i> beta	<i>Γ γ</i> gamma	<i>Δ δ</i> delta	<i>E ε</i> epsilon
<i>Z ζ</i> zäta	<i>H η</i> äta	<i>Θ θ ϑ</i> thäta	<i>I ι</i> jota	<i>Κ κ</i> kappa
<i>Λ λ</i> lambda	<i>M μ</i> my	<i>N ν</i> ny	<i>Ξ ξ</i> xi	<i>Ο ο</i> omikron
<i>Π π</i> pi	<i>Ρ ρ</i> rå	<i>Σ σ</i> sigma	<i>Τ τ</i> tau	<i>Υ υ</i> ypsilon
<i>Φ φ</i> fi	<i>Χ χ</i> chi	<i>Ψ ψ</i> psi	<i>Ω ω</i> omega	

SAKREGISTER

A

- A priori-medelfel 15, 51
- Affin transformation 29
- Anslutning 27
- Anslutningsnät 13
 - i höjd 30
 - i plan 30
- Anslutningspunkt 69
- Aposteriori-medelfel 15
- Approximativ anslutning 29
- Arkivering 67
- Avplattning 101
- Avstånd 12
- Avvägningsinstrument 125
- Avvägningsnät 13
- Avvägningsstänger 125

B

- Beräknat medelfel 15
- Beräkning 43, 58
- Bruksnät 13, 31
- Brukspunkt 69
- Byte av medelmeridian 108
- Bågkorrektion 115

D

- Databas 68
- Dokumentation 65
- Dubbelmätt höjdskillnad 94
- Dubbelmätt längd 85
- Dubbelpunkter 48

E

- EDM-instrument 124
- Ekvatorialplan 19
- Elementutjämning 17
- Ensidigt, trigonometriskt mätt höjdskillnad 83
- Ersättningspunkt 71
- Excentricitet 47, 48

F

- Fel 13
- Felgräns 17, 77
- Feltyper 13
- Frekvensfunktion 16
- Fri station
 - ny stoppunkt 99
 - omarkerad 100
- Fri utjämning 50
- Frihetsgradsandel 37
- Fristationsnät 53
- Förbättring 17
- Förbättringar vid elementutjämning 90
- Första excentricitetskvadraten 101

G

- Gauss' konforma projektion 21
- Genomförande av stornätsprojekt 33
- Geocentriskt system 19
- Geodetiska mätinstrument 121
- Geodetiska system 19, 101
- Geodetiskt datum 20
- Geografiska koordinater till plana koordinater 108
- Geografiskt koordinatsystem 19
- Geoid 20, 103
- Geoidhöjd 24
- Geoidhöjdssystem 20, 103
- Grekiskt alfabet 127
- Grovt fel 14
- Grundmedelfel 17, 88, 95, 100

H

- Helmerttransformation 28
- Höjd över ellipsoiden 24
- Höjdbegrepp 24
- Höjdförändring 75
- Höjdmätning 41, 47, 82
- Höjdreduktion 114
- Höjdslutningsfel 14, 95, 97
- Höjdsystem 21, 24
- Höjdtåg 13, 82

Höjdtågsnät 13, 59

Höjdvärde 25

I

Inpassning 28

Inre tillförlitlighet 15

Instrumentfel 121

Instrumentfel - åtgärdslista 122

Instrumentkontroll 121

K

Kartprojektion 19, 21, 101

Kassationsgräns 78

Knutpunkt 13

Konfidensgrad 17

Konfidensnivå 17

Konform 21

Kontroll

av enskild mätning 84, 94

av utjämningsresultat 87, 95

före utjämning 52, 86, 95

Kontroll och justering av geodetiska
mätinstrument 121

Kontrollerbarhet 14

Kontrollerbarhetstal

k-tal 37

Koordinater i plan 22

Koordinatförändring 75

Koordinatslutningsfel 14, 86, 88

Koordinatsystem 21

Koordinatvärden 23, 110

Korrekationer 43, 113

Korresponderande trigonometrisk höjd-
mätning 41

Krökningsradie 101

Kvalitativ 14

Kvantitativ 15

L

Lagring i databas 68

Latitud 19

Lillaxel 101

Longitud 19

Lutningsreduktion 114

Lägesangivelse 20

Längdmätning 12, 40, 44, 81

Längdreduktion 113

Längdriktighet 21

M

Markering 68

Medelfel

i mätningar 79

i utjämnad höjd 15, 100

i utjämnad höjdskillnad 98

i utjämnat avstånd 93

Medelfelsfunktion 15

Medelfelsparameter 15

Medelkrökningsradie 102

Medelmeridian 21, 108

Medeltal 17

Meridiankonvergens 116

Meridiankrökningsradie 102

Meridianplan 19

Minsta upptäckbara fel

MUF 15

Minsta-kvadratmetoden

mk-metoden 16

Mätmedelfel 15

Mätning 38, 57

Mätningstekniska termer 12

Mätt riktning 12

N

Noggrannhet 14

Noggrannhetstermer 14, 15

Normalfördelad 16

Nyberäkning 28

Nätanalys 37

Näthierarki 30

Nätkarta 67

Nätrenovering 73

Nätstabilisering 74

Nättyper 53

Nätuppbyggnad 35

Nätutformning 34, 56

O

Onoggrannhet 15
 Orienterad riktning 12
 Orienteringskvantitet 12

P

Passpunkt 28
 Plana koordinater till geografiska koordinater 107
 Planering 33
 Planmätning 38
 Plant koordinatsystem 21
 Polygonnät 13, 55
 Polygontåg 13
 Precision 14
 Projektion 21
 Projektionskorrektur 115
 Projektionsystem 21, 105
 Projektionszoner 105
 Protokoll 42
 Punktbeskrivning 67
 Punktmedelfel 15, 100

R

Redovisning 65
 Redundans 37
 Referensellipsoid 19, 101
 Referenssystem 13, 19
 Rekognosering 36
 Renovering 71
 Resultatredovisning 67
 Rikets geoidhöjdssystem 1992
 RN 92 103
 Rikets höjdsystem 1900
 RH 00 25
 Rikets höjdsystem 1970
 RH 70 24
 RHB 70 24
 Rikets koordinatsystem 1938
 RT 38 23
 Rikets koordinatsystem 1990
 RT 90 23

Riksnät 13
 Rikstäckande höjdsystem 24
 Rikstäckande koordinatsystem 23
 Riktighet 14
 Riktningmätning 12, 38, 46, 80
 Risknivå 17
 Rotationsellipsoid 19

S

Satellit- och tröghetsteknik 11
 Satsmedeltal 17
 Satsmätning av riktningar 84
 Slinga 13
 Slutningsfel 14
 Specialnät 13, 61
 Stationsmedeltal 17
 Statistiska termer 16
 Stommätning
 i höjd 94
 i plan 84
 Stomnät 13, 27
 i höjd 58
 i plan 53
 Stomnätsprojekt 33
 Stomnätstyper 13
 Storaxel 101
 Storpolygonnät 13
 Sträng utjämning 16
 Systematiskt fel 14

T

Teodolit 123
 Tillfällig punkt 71
 Tillfälligt fel 14
 Tillförlitlighet 14, 91, 98
 Totalstation 124
 Transformation 13
 Triangelnät 13, 54
 Trigonometriskt höjdnät 13, 60
 Tvärkrökningsradie 102
 Tåg 13

U

- Underhåll 71
- Unitär transformation 28
- Utjämnning 48
 - fri nätutjämnning 50
 - i höjd 49
 - i plan 49
- Utvärdering 51

V

- Varians 15
- Varningsgräns 78
- Vertikalvinkelmätning 12
- Vikt 16
- Villkorsutjämnning 17
- Vinkelmätning 12, 81
- Vinkelriktig 21
- Vinkelslutningsfel 14, 86, 87

Y

- Yriktig 21
- Yttre tillförlitlighet
 - YT 16

Z

- Zenitvinkel 12

Ä

- Äldre mätdata 74

Ö

- Överbestämning 16
- Överräkning 107