

地上写真測量
—地表変動量の測定への応用—

西村 嘉四郎*

Terrain Photogrammetry

—Its Application for Measurement of Ground-surface Deformation—

By

Kashiro NISHIMURA

Abstract

It is quite difficult or impossible to measure both absolute and/or relative amounts of movements of many points on the land surface which is in change due to various surface deformations such as landslides between desired time intervals by orthodox ground survey methods.

Although aerial photographs and photogrammetry may be applicable for the purpose, we usually could not get large scale photographs enough for precise measurements because there is limitation of minimum flying height. Thus the author has attempted to apply terrain photogrammetry for the purpose.

In general, it is considered that an appropriate number of ground control points, whose accurate geodetic or local coordinates should be given at the time when the photographs are taken, is indispensable for the photogrammetric measurements and mapping. It, however, is very difficult or impossible to have those control points spread over the surface on the fastly moving land masses of broad area with adequate planimetric arrangement. For this reason, analytical solution from the measurements of photographic coordinates on the photographs whose camera positions, strictly the local coordinates of the centers of projection are given, is discussed here through the paper.

For the experiment, 21 of target points within the area which comprises landslide mass and three pairs of camera positions in the opposite stable area were selected as shown in the figure 2. And observation platforms which are convertible to target platforms are installed in each point as shown in the figure 3. For the forward intersection measurements, various constants of the phototheodolite used are calibrated and those were put into analytical solutions. During three years from 1967 to 1969, total five observations were carried on with interval of one year or half year.

The results obtained through the above-mentioned series of experiments were checked in comparison with the results which were gotten by the ground triangulations carried on with above photogrammetric observations. The discrepancy between both results was 107-166 mm in term of mean square error through the five experiments.

要 旨

一見不動とみえる大地も刻々と変動しつつある。地表面では、また別な変動がある。このなかで地すべりは変

* 応用地質部

動の速度が比較的に大きく、住居、建造物、耕地などに年々大きな被害を与えつつあり、その防止には種々の対策が講ぜられつつある。地すべりの変動は、地形・地質、地下水などの土地条件のほか、自然の営力および人為的な作用などときわめて密接な関係がある。すなわち、

この変動にはこれらの要件が作用して、時期的にも変動量に差があるばかりでなく、地すべり塊自体の中であっても部分的に決して一定ではない。このような複雑な変動の様子を刻々と記録し、各部の変動量を正確に測定することが可能となれば、その発生機構の解明のための重要な手がかりの1つが得られ、ひいてはその防止対策にも貢献するところ大きなものがある。

近年、運動中の地物の計測に地上写真測量が広く応用されるようになってきている。筆者は、地すべりの変動量ならびに変動速度の測定にこれを応用することについて、ここ3カ年にわたって検討を加えてきた。その結果撮影距離 500~1,000mで、撮影点の座標のみを既知のものとし、地すべり地域内に標定点を設けなくとも、その変動量を100mm程度の誤差範囲で測定できることを明らかにした。この方法では、撮影点(不動点)の座標が決定されると、野外作業は写真の撮影だけとなり一定の時間間隔において撮影された写真からの変動量は、室内において随時多くの点について一度に測定することができる。

1. 緒言

新潟県下油田地帯に瀕発する地すべりは一般に速度が速く、各地で多くの被害を与えている。ここにとりあげた栃尾市北荷頃、荷頃中学校付近の地すべりもその一つである。この地すべりは、昭和40年頃から変動速度が小さくなり、変動量も減少しつつあるが、昭和39年にはかなり早い速度で変動し、一度に数戸の人家を倒壊あるいは転移させ、道路、耕地などにも大きな影響を与えた。この災害に鑑み、一方ではこの防止のため、水抜き、集水井、擁壁工事など土木工法による対策が講ぜられつつあるが、地すべりが完全に停止するまでにはいたっていない。

筆者は、かつて箱根大涌谷におけるいわゆる“火山性地すべり”の変動量測定に対する地上写真測量の応用について検討したが、その変動量が1965年4月から8月の間の測定ではたかだか水平方向に35mm、垂直方向に5mmと非常に小さく、写真測量の誤差の範囲に入るものであった(西村・松野, 1968)。一方で、このときに撮影した写真を用いて、縮尺1:250、等高線間隔0.5mの地形図を作成したところ、微細な地形的特徴を正確に作図することができ、かつ各モデル間の接合部で、図上における等高線の平面位置のずれがわずかに0.5mmという良好な結果を得ることができた。

これによって、10cm単位の変動量は地上写真測量によって測定することができ、かつ地すべりの結果生ずる

微地形の変化も正確に図化記録できるという見透しを得た(西村・松野, 1968)。

したがって、早い速度で変動する地すべり上の各点の変動量の計測と、変動の結果生ずる地形的変化の記録とは写真測量が、大きな効果を発揮するものと考え、かなり早い速度の変動が予測される北荷頃の地すべりを対象として、この点について検討を加えることにした。

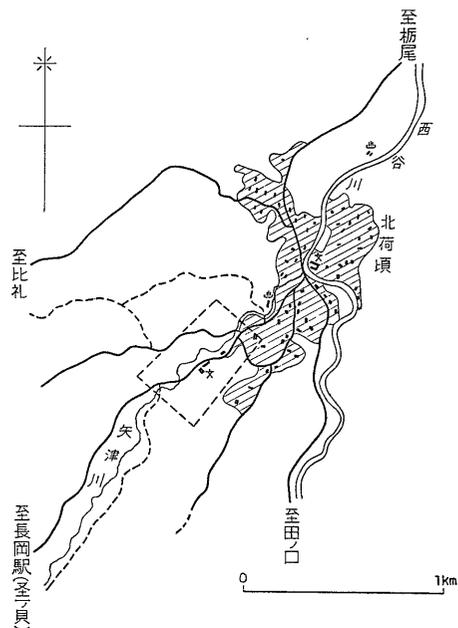
とくに、広域にわたる早い速度の変動がある場合には、変動地域内に多くの基準点を設け、これらに厳密な同時性をもった測地座標値を与えることは不可能である。

そこでこの実験的研究においては、変動地域外の既知不動点からある時間間隔において、全地域を瞬間的に写真に記録し、これらの写真から各点の写真座標値を求め、その値から期間ごとの変動量を算出(直接前方交会法)することの可能性と実用性を検討することをおもな目的とした。

2. 位置および交通

実験地、^{またにころ}北荷頃地すべり地は、新潟県栃尾市北荷頃に位置し、西谷川とその支流矢津川との合流点から、後者に沿って約400mさかのぼった所にある荷頃中学校を中心とした東西約400m、南北約300mの地域である(第1図)。

実験地に入るには、上越線長岡駅下車、越後鉄道株式



第1図 位置図

会社栃尾線に乗換え、約1時間で終着栃尾に至る。ここから同社の定期バスノ貝行あるいは長岡行に乗り、中学校前にて下車する、この間の所要時間は約20分である。一方、長岡駅前から直接栃尾行バスを利用し、同じく中学校前で下車する便もあり、この間約45分で時間的には短い、便数が少ないばかりでなく悪路のため冬期間を中心として欠行することが多い。

3. 地形および地質の概要

実験地は大平山 (標高 592.6m) から北北東にのびる山稜の先端に当たるところに位置する。

ほぼこの山稜の分水界に沿って、北北東方向の背斜軸がありその両側には寺泊層を中核として椎谷層が露出している (第2図)。

さらにこの背斜軸に沿って西落ちの断層がある、この地域の地形的特徴は、この地層分布および地質構造に支配され、地すべりもこれらときわめて密接な関係がある。

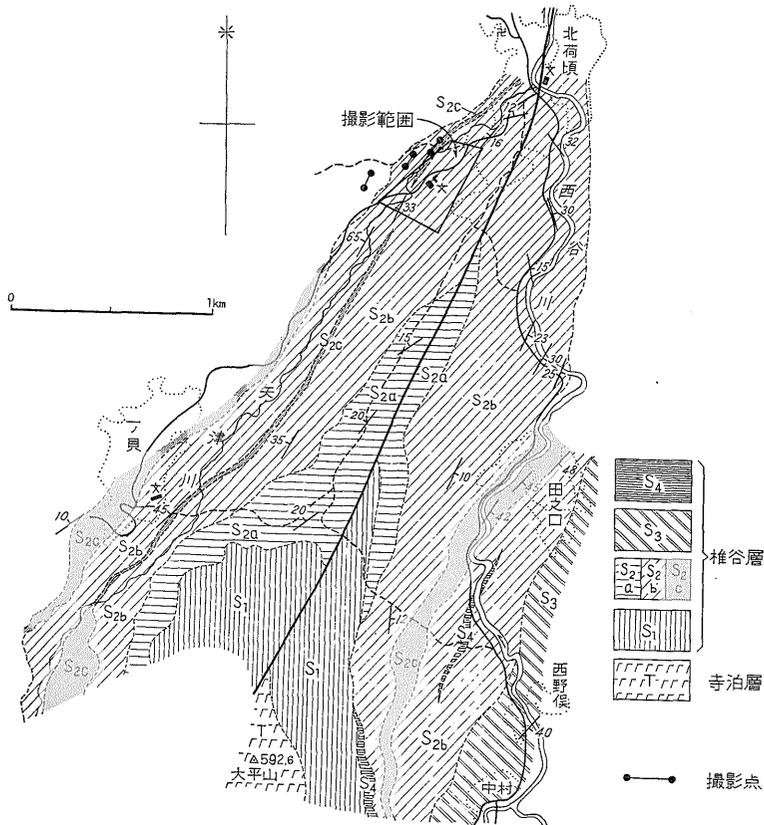
本地域の寺泊層は、実験地の南方大平山付近に露出し、石英安山岩類からなり、侵食に耐えて大平山の高い

山体を形作っている。

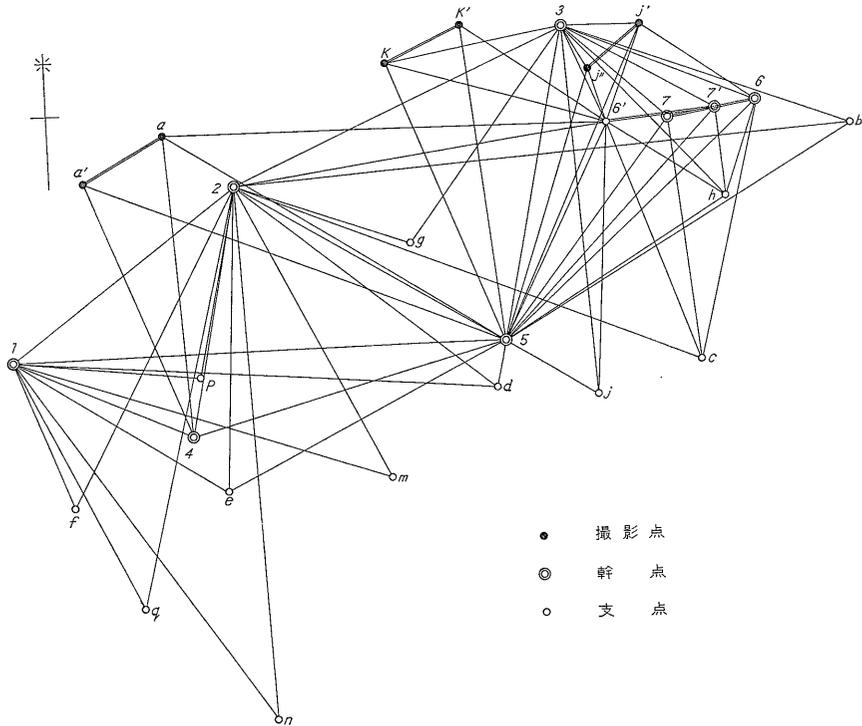
さらに椎谷層最下部 (S₁)部層の安山岩質集塊岩類は、前述の寺泊層の石英安山岩類をとりまいて分布し、前者とともに比較的高峻な山地を形作っている。椎谷層の主部は、互に異相関係にある暗灰色泥岩 (S_{2a}) アルコーズ質砂岩 (S_{2b}) および両者の互層 (S_{2c}) とからなる。本層上部 (S₃)は暗灰色泥岩からなり、西谷川上流の流路沿いの地域に露出している。以上のほか、椎谷層 S₂・S₃ の層準に安山岩質集塊岩類 (S₄)のレンズを挟有している。

背斜軸は前述のとおり北北東方向であって、同方向にゆるやかに沈降しつつ逐次上位層を露出させている。背斜の両翼における地層の傾斜は、軸部近くでは緩く翼部に向かって急となるが一般には緩傾斜である。

北荷頃地すべりは、上述の背斜の北西翼、矢津川の右岸にあって地層の傾斜方向と山腹の斜面の傾斜方向とが一致するところに発生しており、いわゆる構造性の流盤地すべりである。この地すべりは椎谷層の主部の暗灰色泥岩 (S_{2a}) の層準をすべり面として、その上位のアルコーズ質砂岩 (S_{2b}) が地すべりの塊として移動しているも



第2図 地質略図 (PEAC資料による)



第4図 撮影点・幹支点配置

6.2 測点

矢津川の右岸地域、すなわち地すべり地内およびその周辺に合計21点—当初23点^{注1)}—の測点(変動量測定のための被測定点)を選定した。

これらのうちNo. 1を原点とし、原点を含めてNo. 7までの7点を幹点、他の14点を支点とした。これらおよび撮影点の配置は第4図のとおりであり、撮影点6点を含めて、合計27点について、次に述べるとおり、観測台を兼ねた造標を行なった。

6.3 造標

ある測定時点から次の測定時点までの間の測定値の差が、その期間中における各点の変動量である。これをできるだけ正確に測定するためには、観測条件を毎回同一にする必要がある。そのために一定の基準に従って上述の27点に対して、設標台を兼ねた観測台を設置した。

No. 1からNo. 7までの幹点に対しては、内径0.35m×2.00mのヒューム管を使用し、その他の点に対しては、同じく0.15m×2.00mのものを用いた。これらの観測台は、いずれも下半分約1mを地中に埋め込み、周囲に栗石を入れて搦き固めて固定させ、原点 (No. 1点)

だけは観測台の周囲約1mの範囲に厚さ20cmに達するコンクリートを打ち、堅固な構造としてある。

これらヒューム管の内部には砂礫を詰め、その中心に内径16.5mmの真鍮製パイプを垂直に埋込み、コンクリートで固定させた(第3図)。このパイプの形ならびに大きさは、観測器材すなわちトランシットおよび写真経緯儀の軸心にとりつけられた垂直軸のうけ金となり、また後述する標識の支持のためのうけ金として共通に用いられるように設計されたものである。

6.4 標識

前述の三角測量のための標的と兼ねて、金属製の標識を製作使用した(第3図)。本標識は、図に示すとおり33cm×28.5cm厚さ3mmアルミ板を中心に径20mmの軸にとりつけたものであって、写真上で識別しやすいように上半面を赤色、下部半面を白色に塗装し、裏面は白一色の塗装とし、背景の地物によって表面あるいは裏面のいずれかを利用できるようにしてある。中心軸の上端は尖らせてあり、下端は前述の観測台に埋め込んだ真鍮パイプに正確におさまるようにしてある。またアルミ板の下端の角より15mm内側の径5mmの穴は紐を通して板を所定方向に固定し、風圧による回転防止に役立てるためである。三角測量の標的として用いる場合、軸

注1) r および k' 点は観測期間中に行なわれた地すべり防止工事によって撤去された。

の尖端あるいは、標識板の下端と軸中心との交点を視視位置とする。

7. 三角測量

地上写真測量による測定の精度を検討するために、合計27の設標点(撮影点、幹点および支点)について、実験のつど三角測量を実施した(第4図)。第1回目の昭和42年5月の実験では、一等三角測量の手法に準じトランシット T_3 による角観測を行ない、基線長はインパル尺によって測距し、計算には同時平均計算方式を採用した。この三角測量は、当所技術部主任研究官岩崎一雄技官ほかによって行なわれ、測定基線長50.03514mで、比率精度 $1/1,633.338 \div 1/163 \times 10^4$ となっている。

座標原点には幹点No. 1を用い、これに標高値 115mを与え、No. 1~No. 2 方向に対し、天体観測により方位角を算出し、その端数を切り捨てた値 49° をもって仮定方位とした。第2回の実験以降では、これらの値をそのまま踏襲した。

昭和42年11月における第2回目以降の実験では、写真経緯儀のトランシット部分 (T_2 同等) によって角観測を、鋼製巻尺による基線長の測距を行なった。撮影点、幹点、支点配置図(第4図)に併せて示してあるようにNo. 6, No. 7 が基線であり、No. 3, h が拡大基線である。なお、撮影基線長 aa' , kk' , jj'' は、鋼製巻尺による直接測距を併せて実施した。この結果三角測量による測定値との較差は $\pm 1 \sim 2$ mm である。ちなみに三角測量の中等誤差 $M=9.08$ mm であるため、特に補正を行なわなかった。

8. 直接前方交会法の可能性

すでに述べたように、この実験では、直接前方交会法の可能性と実用性との検討がおもな目的であるが、先に進む前にその問題点について述べることにする。

写真測量、とくに空中写真測量においては、対地標定点は不可欠である。空中写真測量のための写真は、空中を航行する飛行機上からカメラ軸を垂直方向に向けて撮影されるのであるが、これら写真が撮影された瞬間におけるカメラ位置は未知である。したがって、既知条件はカメラの内部定位だけであって、カメラ位置は測地座標のわかっている対地標定点から求めなければならない。このため対地標定点の座標を決めるための標定点測量が必要となる。こうしてカメラ位置が決定された後、前方交会によって、各点の測定が行なわれるのである。しかし、これらの測定精度は、標定点測量の精度に支配され、その精度以上の高い精度は望めない。

一方、地上写真測量について考えてみると、カメラは地上の既知点に固定することができ、 B_x, B_y は測定され既知であり、 κ, ϕ, ω は任意の量を与えることができる。もちろんカメラの内部定位も既知である。このとき、対地標定点がなければ測量が不可能なのであろうかという点について、機械法による場合と解析法による場合とについて考察してみると次のようになる。

機械法による場合、図化機に上述の既知の数値を与えれば、当然モデルが形成されるはずである。しかしながら、実際には図化機の機械部分の接続部ごとに不定誤差を生じ、これが累積して正しいモデルを形成することは困難である。このことは、これだけでは常に縦視差があらわれて、測定できる段階にいたらないという事実によって容易に理解される。

この縦視差は相互標定によって消去することができる。同様に累積された不定誤差が当然対地標定上の誤差となってあらわれ、これを補正するために対地標定が必要となる。

一方、解析法による場合、測定値は写真座標の測定値から計算によって導き出される。したがって、誤差は、写真経緯儀の検定誤差、カメラレンズ位置の測地座標の測定誤差および写真座標測定誤差に帰せられ、機械法によるような不定誤差の入る余地はないものと考えられる。

これらの理由から、解析法による直接前方交会を検討することを考えたのである。

9. 基礎諸元の測定

解析法によって測定を行なう場合、前章に述べたとおり、測定値はすべて基礎諸元の測定値から計算によって導き出される。したがって、基礎諸元に対しては十分な検討が必要であるとともにその測定値についても非常に高い精度が要求される。

9.1 写真座標の測定

写真上の各点の測地座標を求めるためのもっとも根本的な要素は写真座標である。この測定はステレオコンパレーター(ステコメーター)によって行なった。地上写真は空中写真に較べて、一般に被写界深度が大きく、立体観測がやや困難である。

写真座標を測定する場合、写真に記録された撮影標識の1点をステコメーターの拡大鏡で観測しその座標を測定するのであるが、三角測量の際にトランシットの望遠鏡で視視した点を正確に立体観測することは困難である。すなわち、縦28.5 cm×横33 cmの撮影標識(第3図)は、撮影距離 300mで0.18mmの映像として記録され、

ステレオカメラの拡大鏡 (×12) で観測する場合 2 mm の大きさとなるが、乳剤の粒子の大きさが関係して、輪廓がはっきりしない。そのうえ、照射日光の方向あるいは背景によってこれがさらに不明瞭となる。したがって、トランシットの望遠鏡 (×28×40) で実物を直視するように覗視位置 (第3図) を正確に観測することは不可能である。そこで写真座標の測定に当たっては、数回の観測値の中数値を採用した。

一般的にいて、撮影標識の大きさは、撮影距離の 1/5,000~1/10,000 が適当であるといわれているが、写真上においてコンパレーターで観測できる最少限の大きさとなるようなものが望ましい。このためには、周囲に補助標識を設ける必要がある。

9.2 写真経緯儀の検定

写真経緯儀の諸元の検定は、写真測量とくにここで考えている直接前方交会法を実施するに当たってきわめて重要な問題である。筆者がこの実験に用いた写真経緯儀 P-30 (No. 280) に添付されている検定書にもられた検定項目は、主点座標と指標座標および焦点距離と半径方向の収差だけであり、これにも疑問があり再検定を行なった。すなわち、主点座標、指標座標、カメラ軸の段階的傾斜角 (ω) およびトランシット望遠鏡光軸とカメラ光軸とのずれである (西村・森戸, 1968)。

ここに述べる実験においては上述の再検定の値を用いて種々の補正を行なった。

しかしながら、写真座標測定値を写真中心投影座標への座標変換のさいの指標残差が、No. 1 指標の X 軸方向にのみほぼ一定量 (約 -30μ) があらわれる結果となった。これは上述の検定における誤差と推定される。

以上のほか、この一連の実験では、さらに進んでカメラ光軸を中心とした旋回角 (k) および写真の伸縮に比例する焦点距離の補正についても考慮を加えた。前者については、高感度標準レベルによる指標位置の検定、地上に設けた水準線ならびに海岸における水平線の撮影による検定の結果、 k の偏位はきわめて微量であるので、補正の対象からはずした。

後者については指標位置の測定から検定され、補正量は ± 0 、まれに $\pm 0.01 \text{mm}$ に達した。

さらにカメラレンズの半径方向の収差 (わい曲) は、中心から 25mm 付近が最大で -14μ と航空カメラのレンズ、プレオゴン、アビオゴン、トプゴン等のレンズのそれに較べてやや大きい。この点この収差による影響の補正の必要があるものと考えられるが今回は省略した。

9.3 中心投影位置

撮影点は厳密にはレンズ中心である。ここで使用した

写真経緯儀では、レンズ中心は機体の中心軸より前方にあって、傾斜角 (ω)、水平偏角 (φ) に対応してレンズ中心位置が偏位する。したがって、この偏位量を求めておき (西村・森戸, 1968) 偏位常数としてカメラの傾斜角および偏位量に応じてレンズ中心位置に測地座標を偏心計算を行なった。

10. 解析計算

測量用写真が既知点に固定して、 φ 、 ω について既知量が与えられて撮影されているので、計算過程はきわめて単純である。計算過程において、前述の補正値はそのつど組入れられていることはいうまでもない。

以下計算について述べる。

10.1 写真座標の変換

ステレオカメラで測定された写真座標をヘルマートの変換式により、中心投影座標に変換した。この計算には算定精度を点検する手段として指標残差の項がある。指標残差の許容量は一般に 30μ 以内を標準としている。今回の実験を通じて、毎回 No. 1 指標の X 軸方向だけに許容量を超えてほぼ一定量 (約 30μ) の指標残差があらわれていることは前に述べたとおりである。

10.2 偏角撮影の場合の計算

地上写真測量では、左右の被写界面積を拡げるために、偏角撮影を行なう。偏角量 (φ) を与えて撮影された写真座標と直角写真座標との関係は次式で示される。

$$x_4 = \frac{x_5 - f \cdot \tan \varphi}{1 + \frac{x_5}{f} \cdot \tan \varphi} \quad y_4 = \frac{y_5 \cdot \sec \varphi}{1 + \frac{x_5}{f} \cdot \tan \varphi}$$

x_4, y_4 : 求める写真座標

x_5, y_5 : レンズの中心投影座標

f : カメラ焦点距離

φ : 撮影時点の偏角量 ± カメラの固有修正常数

10.3 俯仰角撮影の場合の計算

地上写真測量では、上下の被写界面積を拡げるために俯仰角撮影を行なう。俯仰角の量 (ω) を与えて撮影された写真座標と水平写真座標との関係は次式で示される。

$$x_3 = \frac{x_4 \cdot \sec \omega}{1 + \frac{y_4}{f} \cdot \tan \omega} \quad y_3 = \frac{y_4 \cdot f \cdot \tan \omega}{1 + \frac{y_4}{f} \cdot \tan \omega}$$

x_3, y_3 : 求める写真座標

x_4, y_4 : 前段で求めた写真座標

f : カメラ焦点距離

ω : 撮影時点の傾斜角量 ± カメラの固有修正常数

10.4 比高がある場合の計算

対写真の撮影点間で比高 (By) がある場合は次式によって計算する。この場合はy座標のみ変化する。

$$y_1 = y_3 - \frac{By}{Bx} \cdot (x - x_3)$$

- y₁: 求める写真座標
- y₃, x₃: 前段で求めた写真座標
- By: 比高
- Bx: 撮影基線長

10.5 モデル座標および測地座標変換

偏角・俯仰角撮影写真の写真座標が直角撮影写真のそれになおされた後、前方交会によりモデル座標を次式により算出する。

$$y = \frac{f}{x_1 - x_2} \cdot B \quad x = \frac{x_1}{x_1 - x_2} \cdot B \quad z = \frac{y_1}{x_1 - x_2} \cdot B$$

- x₁-x₂: 視差々
- f: カメラの焦点距離
- B: 撮影基線長

このとき若干の縦視差 (Py) が存在する、これを検出し記録させて精度を検討する場合の参考とする。

昭和43年11月測定時の Py は -0.009 ~ 0.051 mm 平均 0.023 mm であった、予想された量より若干大きく現われていた。

前段の式によって算出されたモデル座標値を測地座標値に変換する。

これは撮影位置 (中心投影位置) の測地座標を基準として座標変換を行なう。

第4表は、昭和43年10月に実施したときの1例を示したものである。

11. 精 度

11.1 精度の比較

三角測量の成果と地上写真三角測量の成果の比較を第4表に併せて示してある。両者の較差は中等誤差 (M) にして、x = 36 mm, y = 25.4 mm, z = 46 mm で予想外に大きく、かつ撮影距離に比例することなくバラツキがある。これが現段階における直接前方交会法による場合の精度の限界であろう。

三角測量と写真三角測量との差は当然あり得ることである。写真測量は写真を媒体として行なわれる測量であるから、トランシットのように倍率の高い望遠鏡で直接標的の尖端を覗視し、これを数回反覆観測してその平均値を求めるものと、1点1方向1回の撮影による写真の映像として縮小して記録されている標識を対象として観測されるものとは、同一な精度を求めることはできない。しかし較差の量は撮影標識の大きさの範囲内、すな

第4表 写真三角測量と三角測量の成果の較差

昭和43年10月現在

点名	X				Y				Z			
	写真測量値 (m)	三角測量値 (m)	Σ (mm)	Σ ²	写真測量値 (m)	三角測量値 (m)	Σ (mm)	Σ ²	写真測量値 (m)	三角測量値 (m)	Σ (mm)	Σ ²
q	-129,253	-129,199	054	003	73,689	73,800	111	012	143,356	143,357	001	000
r	-61,069	-61,028	041	002	73,925	73,948	023	001	122,552	122,547	005	000
4	-36,791	-36,761	030	001	98,871	98,861	010	000	111,534	111,355	179	032
f	-76,945	-77,055	110	012	37,547	37,592	045	002	118,484	118,443	041	002
m	-54,320	-54,183	137	019	202,435	202,510	075	006	143,644	143,624	020	000
e	-64,074	-64,148	074	005	117,306	117,464	158	025	128,064	128,039	025	001
n	-183,493	-183,704	211	044	147,958	148,198	140	020	166,414	166,445	031	001
p	-4,452	-4,407	045	002	100,338	100,390	052	003	111,304	111,290	014	000
d	-3,065	2,744	321	103	260,110	259,942	168	028	141,938	141,955	017	000
g	71,563	71,703	140	019	210,273	210,337	064	004	110,884	110,876	008	000
5	32,593	32,572	021	000	261,594	261,490	104	011	128,072	127,782	290	084
j	-6,262	-6,204	058	003	311,870	311,731	139	019	143,102	143,086	016	000
7	145,701	145,906	205	042	344,209	344,116	093	009	100,218	99,963	255	065
c	57,753	57,841	088	008	364,027	364,061	034	001	125,446	125,175	271	073
h	104,299	104,411	112	013	377,604	377,609	005	000	107,245	106,848	397	158
b	147,089	147,281	192	037	441,566	441,423	154	024	114,183	113,895	288	083

$$M_0 = \pm \sqrt{\frac{\sum^2}{n(n-1)}}$$

$$M_0 = \pm 36 \text{ mm}$$

$$M_0 = \pm 25.4 \text{ mm}$$

$$M_0 = \pm 46 \text{ mm}$$

地上写真測量 (西村嘉四郎)

わち横 33 cm 縦 28.5 cm の中に収まっている。三角測量の場合はトランシットの視視点は、標識の中軸標識板の下際あるいは、中軸の先端であるが、すべて前者の点に換算したときの値を示している。

上述の較差は写真映像上において、この視視点をコンパレータで確認することが困難であることに起因するところが大きであるほか、若干の不定誤差が加わった結果生じたものとする。

11.2 精度向上の可能性

精度について述べたところで、これが現段階における直接前方交会法による場合の精度の限界であろうとした。しかしながら、このように結論を下すまえにいくつかの問題がある。以下、この点について簡単に触れてみたい。

まず最初に考えられることは、現像処理過程における感光乳剤中の粒子の流動である。これは写真測量の根本的な問題でもある。

一般的にいわれているところでは、この流動は最大20 μ に達するといわれている。いま仮りに焦点距離165mm のカメラを用いて撮影したとすると、カメラから 300m の距離にある点の変位量は実長にして最大±24mm に達することになり、この範囲内の誤差は当然考えなければならぬ。この問題の解決は今後の課題として残されるとしても、三角測量の成果と写真測量の成果を比較してみた場合の較差は、中等誤差(M_0)にして $x = \pm 36$ mm, $y = \pm 25.4$ mm, $z = \pm 46$ mm とかなり大きい。

この原因の1つとして、撮影標識が考えられる。すなわち、写真座標の測定の際で詳しく述べたように、標識の映像上での識別の難易が実際の測定値に大きな影響を与えている。この点、その形、大きさ、色彩、補助標識の採用等を考慮することによって、かなり解決されるものと考えられる。

さらに、このような測定のすべてに関連する問題ではあるが、経験が大きくものをいうことを忘れてはならぬ

第5表 変動量一覽表

(単位はmm)

点名	42. 5月~11月			42. 11月~43. 10月			43. 10月~44. 5月			44. 5月~44. 11月		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
2	- 5	- 5	- 2	- 9	- 10	- 4	- 26	29	- 22	6	8	3
3	- 9	37	7	47	3	- 61	56	75	40	12	16	6
4				8	70	- 22	- 15	34	- 14	18	8	13
5	4	- 9	- 10	472	45	- 180	37	80	- 13	- 2	20	6
6	- 8	- 24	27	528	4	245	11	58	5	14	46	4
7	0	- 29	40	284	- 73	95	73	91	12	7	32	8
a	- 12	- 4	24	10	15	12	40	27	15	0	6	8
k	- 20	- 6	35	24	32	- 5	30	39	- 26	16	28	7
j'	- 24	- 7	48	44	6	- 50	59	91	- 13	21	28	- 3
c	10	- 26	35	633	32	- 113	67	94	- 21	- 6	20	3
b	- 4	- 36	40	135	49	- 5	75	121	- 12	- 2	22	2
d	5	5	19	174	91	- 49	31	97	- 16	9	18	2
r	5	7	- 251	- 38	44	270	7	15	- 15	防災工事のため撤去		
e	8	16	23	65	7	4	- 8	32	- 10	- 8	9	6
g				58	9	3	10	45	18	14	12	- 3
h				650	- 74	- 103	83	105	- 23	11	- 24	- 1
j				461	169	- 246	17	106	- 34	25	20	- 6
m				133	- 26	- 7	26	44	- 6	- 7	17	13
p				5	- 18	- 11	4	28	- 9	5	5	- 3
n				51	42	747	- 57	44	18	8	- 4	4
q	47	2	13	54	15	- 53	- 35	8	- 10	- 11	1	7
f	25	- 11	18	24	17	- 7	45	- 15	- 12	- 73	- 32	6
h'	104	23	24	防災工事のため撤去								

備考 n 点は昭和43年10月の測定時に標的破損のため新たに付替えた。

い。したがって、全般の作業に習熟することが強く望まれる。

12. 変動量

実験地内、被写界中に設けられた各測点について、三角測量によって測定された各測定期間ごとの変動量を取りまとめると第5表および第5図のとおりであり、この変動量を見ると、東半部の各点に較べて西半部の各点の変動量はきわめて小さい(第5図)。また東半部に位置するd, No. 5, j, c, h, No. 7, No. 6, b点の水平方向の変動量を見ると、それぞれ変動量に差はあるがいずれも同様な方向性を示している注2)。これに対して西半部の各点のそれは不規則である。事実、d点付近を通りNo. 5, 点の西側をほぼ南北に走る東落ちの滑落崖がみられ、これら両点を含めて以東の各点が現在すべりつつある地すべり塊上にあることが明らかである。

これら地すべり塊上の各点の変動量を各期間別にみると、昭和42年11月から同43年11月にいたる約1年間にもっとも大きく、逐次その量を減少している。これらの結果だけからみると、降雨期の5月から11月までの間の変動量より降雪期(融雪期を含む)の11月から5月までのそれがやや大きいようにみられる。しかしながら、変動量が全体として前述のように逐次急激に減少する傾向にあること、および水平方向に対する変動方向に一定の規則性があるようにみられることから、にわかには季節的な影響と速断するわけにはいかないであろう。

一方垂直方向の変動量を見ると、地すべりの末端に位置するNo. 6, No. 7, 点か全期を通じてそれぞれ281mm, 155mm (+)方向に変動、すなわち盛上っている。逆に地すべり塊の中段から上方に位置するd, No. 5, j, c, h, の各点か(-)方向すなわち、沈下している。その沈下量はj点において最大であり、全期間を通じて286mmに達し、d点において最小44mmである。

13. 結論

地表面における比較的速度の速い変動現象の変動量の測定について、地上写真測量の応用を考え、過去3カ年にわたって、栃尾市北荷頃の地すべりを対象として検討を加えてきた。とくに変動の速度が大きく範囲が広範囲

注2) 第5図に朱線で示してあるのは、これらの点について、写真測量によって求められた、各撮影期間ごとの変動量である。

にわたる場合、不動点から直接前方交会法による測定が事実上きわめて有効であり、かつ実地的であろうと考え、その可能性と実用性について考察を加えた。

このために一定基準にしたがって観測台を兼ねた設標台、一定規格の撮影標識を作製し、毎回の観測条件を同一にするような措置を講じた。さらに使用写真経緯儀の諸元を検定し、その値を補正值として解析計算に組入れた。実験に当たってそのつど極地三角測量を行ない、写真測量による測定の精度を検討した。

この結果、前後5回の実験を通じて三角測量による測定値と写真測量によるそれとの較差は中等誤差にして、±25.4~46mmであって、これを±52mm以内に縮小できる見透しも得られた。したがって一定の時間々隔の間に、これを越えて変動するような場合にはその効果は期待できる。

変動速度が非常に速い場合には、他の方法によって多数の測点を同時に測定することは不可能であり、この方法による以外にない。

また被測定地域が広範囲にわたる場合には、数台のカメラを装置して同時撮影も可能であり、併せて、ある時間間隔をおきこれを反覆測定するような場合にその効果が大きい。

すなわち、このままの装置で乾板の交換時間を考慮に入れると、3分間隔ごとの撮影も充分可能であり、実際には乾板の装脱が自動的に行なえる装置も考案されており、これを利用すればさらに時間々隔が短縮できる見透しが得られている。

この実験によって、地すべりによる地表の変動パターンに一つの規則性があるところも判明した。これについては稿を改めて報告したい。

(昭和42年5月、45年3月調査)

参考文献

- 上谷良吉(1965): 解析三角測量の本質とその展望, 測地学会誌, vol. 12, no. 2
 西村嘉四郎・松野久也(1968): 地表の変動量測定に対する地上立体写真の応用について, 地質調査所月報, vol. 19, no. 3, p. 19~34
 西村嘉四郎・森戸博(1968): 地上写真測量のための解析写真基準点測量, 写真測量, vol. 7, no. 3
 尾崎幸男(1959): 写真測量, 200p., 森北書房