

IV-303 GPSによる大型放射光施設(SPring-8)の基準点測量

神戸大学 工学部 正 桜井春輔 清水則一 学○古谷茂也 皿海章雄

1. はしがき

GPS測量は従来の測量法に比べて数々の優れた点を有しているため、土木工事測量においても利用することが考えられている。筆者らは、兵庫県西播磨テクノポリスに建設中の大型放射光施設：SPring-8(日本原子力研究所・理化学研究所)の基準点測量をGPSによって測量する機会を得た。SPring-8は半径約500mの蓄積リング棟や長さ1kmの長尺ビームラインなどから構成される施設である。建設地は丘陵地を切り拓いた造成地で、敷地は広大な上に蓄積リング棟の内側には高低差約50mの丘部を残しているため、施設周辺の基準点の多くは互いに見通しがきかない位置にある。そこで、観測点間の視通を必要とせず、長基線に対しても高精度で測量可能なGPS測量の利用が考えられる。しかしながら、実用上の精度、信頼性などについてまだ十分に明らかではなく、作業規定も十分には整備されていない。そこで、今回の測量では、まずGPS測量の実用上の精度を調査する目的で、従来測量の成果が得られている基準点について観測を行った。本報告は、その測量結果について述べるものである。

2. GPS測量結果の座標変換

GPS測量によって求められる座標はWGS-84系に準拠している。ところが、日本における測量結果は日本測地系に準拠しなければならないので、GPS測量結果を日本測地系に変換する必要がある。ここでは、以下に示す手順に従って座標変換を行う。

①WGS-84座標の平行移動¹⁾：

$$X_T = X_G + X_a, \quad Y_T = Y_G + Y_a, \quad Z_T = Z_G + Z_a \quad (1)$$

ただし、 (X_T, Y_T, Z_T) は日本測地系(地心座標系)における座標、 (X_G, Y_G, Z_G) はGPS測量による観測点座標である。また、 (X_a, Y_a, Z_a) は平行移動量で、ここでは筑波の国土地理院のVLBI観測点の位置をもとに計算された値、 $X_a=146.43\text{m}$ 、 $Y_a=-507.89\text{m}$ 、 $Z_a=-681.46\text{m}$ を用いる。

②緯度B、経度L、楕円体高さHの計算：

$$L = \tan^{-1}(Y_T/X_T), \quad (N+H) \cos B \cos L - X_T = 0, \quad H = (X_T^2 + Y_T^2)^{1/2} / \cos B - N \quad (2)$$

ただし、 $N=a/(1-e^2 \sin^2 B)^{1/2}$ 、 $e^2=f(2-f)$ 、 a および f はベッセル楕円体の赤道半径および偏心率である。なお、式(2)の第2式はBに関する非線形方程式であるが、Newton-Raphsonなどによれば容易に解くことができる。

③平面直角座標系への変換：通常のGauss-Kruger投影法によって、式(2)の結果から平面直角座標 (X, Y) を求める。

3. 測量結果

図-1はSPring-8周辺の平面図である。同図にはGPS測量を行った基準点および三角点を示す。GPS測量に用いた受信機はTrimble Navigationの4000SST(L1, C/Aコード)である。観測方法はスタティック測量とし(観測時間は約180分、受信衛星数は4~5個)、各点について2回づつ観測した。GPS測量結果を2.に示した方法で座標変換し、日本測地系(座標系番号V)において求めた座標を表-1に示す。同表には従来測量の成果を併せて示している。これより、GPSによって求めた座標は従来測量の成果と比べて、 X, Y 座標についてそれぞれ約7.1mおよび5.6mの差がある。次に、同じ結果から三角点を仮原点として、観測点の相対座標を求めたものを表-2に示す。同表から明らかのように、両者の差は概ね10~20mm以内である。したがって、観測点間の相対座標はGPS測量によって実用上十分な精度で求められるものと考えられる。一方、絶対座標における大きい誤差は、仮原点の座標をGPSの単独測位によって求めていること、また、

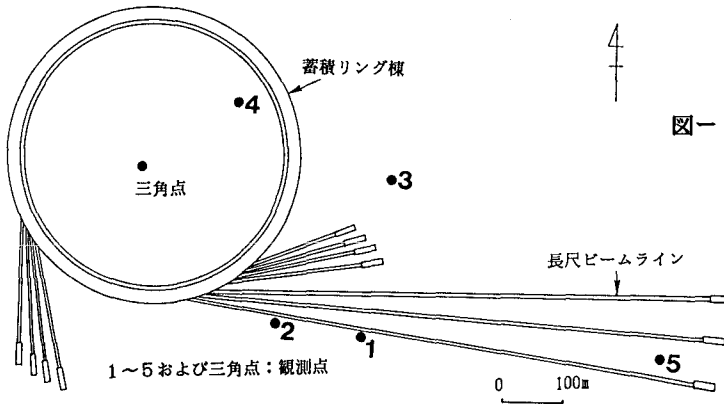


図-1 大型放射光施設：SPring-8
の平面図と観測点

表-1 日本測地系座標V系における観測点の座標

測点	従来成果		変換		差	
	X座標	Y座標	X座標	Y座標	X座標	Y座標
三角点	-117407.130	8760.280	-117400.029	8765.831	-7.101	-5.551
1	-117676.600	9141.246	-117689.508	9146.810	-7.094	-5.564
2	-117659.674	8995.817	-117652.573	9001.381	-7.101	-5.564
3	-117422.450	9189.518	-117415.372	9195.091	-7.078	-5.573
4	-117300.544	8922.512	-117293.440	8928.077	-7.104	-5.565
5	-117729.461	9649.478	-117722.391	9655.037	-7.070	-5.561

表-2 三角点を基準とした観測点の相対座標

測点	従来成果		変換		差	
	X座標	Y座標	X座標	Y座標	X座標	Y座標
三角点	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-269.470	380.966	-269.477	380.979	0.007	-0.013
2	-252.544	235.537	-252.544	235.550	0.000	-0.013
3	-15.320	429.238	-15.343	429.260	0.023	-0.022
4	106.586	162.232	106.589	162.246	-0.003	-0.014
5	-322.331	889.196	-322.362	889.206	0.031	-0.010

式(1)における平行移動量を求めるためのいくつかの仮定¹⁾などに起因しているものと考えられる。もし、観測点の絶対座標が必要な場合には、既知点を原点としてGPS測量を行い相対座標を求め、既知点の座標を考慮すればよいであろう。

4. むすび

GPS測量によって観測点間の相対座標は、従来測量の成果と比べて概ね10～20mm以内の差で求められることが明らかとなった。筆者らは、本研究の他にGPS測量を地盤変位測定に適用し、変位の三次元成分を10～20mm程度の精度で測定できることを明らかにし^{2),3)}、さらに斜面安定の評価に利用している⁴⁾。GPSは今後、土木工学の様々な分野で利用されると思われる。

謝辞：GPS測量を行うにあたり兵庫県企業庁播磨科学公園都市建設局および施工企業体の御協力を得た。ここに関係者各位に感謝する。なお、本研究は桜井・清水が理化学研究所嘱託として行ったことを付記する。

参考文献：1)日本測地学会(編著)：新訂版GPS，日本測量協会，pp.177-178，1989。2)桜井・清水他：GPSによる長大斜面の変位に於ける，第24回岩盤力学シンポジウム，土木学会，pp.440-444，1992。3)N.Shimizu and S.Sakurai:Application of the GPS for Monitoring a High Cut Slope,6th Int.FIG-Sympo,Hanover, 1992(in press) 4)S.Sakurai, N. Shimizu and T.Iriyama: Back Analysis of Measured Displacements in Cut Slopes, EUROCK'92, Int. ISRM Sympo., Chester, 1992(submitted)