

## 2. 技術報告

本調査は、「国土測地基準点網整備計画調査」に関し、バングラデシュ国政府の技術協力要請により、平成4年4月（第1年次）から現地調査に着手した。

調査の目的は、ベンガル湾の平均海水面を決定し、全国にほぼ均等に設置した測地基準点網に地球上の「位置」と「標高」を与え、国家の測量成果の刷新と統一を計るものであり、調査業務は、平成7年3月（第4年次）に完了した。

驗潮業務は、アナログデータとデジタルデータを並行して測定し、コンピューターにより集計するシステムを導入した。

また、水準測量は、データコレクターと連結した、デジタル自動水準儀を使用した。

さらに、基準点測量は、宇宙技術であるGPS(Global Positioning System)を使用した。これらの測量システムは、現在日本国内における最新かつ高精度の測量技術で実施した。従って、バングラデッシュ国の測地基準点網は、世界有数の高レベルな測地基準点網が完成したと言える。

測地測量の出発点になる「経緯度原点」ならびに「水準原点」は、測地基準点網のほぼ中央に位置する首都ダッカ市内に設置した。

平成6年2月（第3年次）に、測地基準点網の象徴である「経緯度原点」ならびに「水準原点」の工事完成を記念し除幕式を開催した。バングラデシュ国側関係者の挨拶で、自国独自の「測地原点」の完成を喜び、日本の協力に対して感謝をしていた。

本調査のような、国家の測地基準点網の構築という大規模な測地測量分野での技術協力は、日本国政府としては、初めての試みであり、国内の測量技術を結集して実施した。

測地基準点網の測量成果は、バングラデシュ国政府にとって、重要な国家的財産となり、国土の開発や洪水対策、地図作成等の測量に貢献ができるものである。

従って、バングラデッシュ国政府に対し、本調査完了後は、基準点の亡失や破損を回避するため長期的に基準点に関する維持管理計画を立案し、政府・行政機関の有効的な活用はもとより、地殻変動調査、地盤沈下調査、学術・科学研究等多方面に積極的に活用されることを期待する。

本調査は、両国関係者の友好的な協力の基に、ほぼ当初計画通り進められ、両国共同の調査作業を通じ、人的交流が深めることができた。また、バングラデシュ国の技術スタッフに対し技術的な指導を行い、測量技術の向上を計り、新しい測量技術の移転を効果的に

行うことができた。

## 2-1 測地基準点網および測量施設の建設

国土測地基準点網の根幹となる、測量施設および基準点（三角点・水準点）の設置場所の調査を行い、以下の測量施設の建設および基準点・水準点の埋設を行った。

これらは現地民間建設会社に委託し、入札・契約・施工を行った。

建設工事は、工程・品質・安全等の管理のため、現場写真、施工工程表を提出させ、適宜現場にて施工管理を行った。

- 1) 水準原点の建設（一式）・・・・・・・・・・・・・・・・（写真-4）
- 2) 経緯度原点の補修（一式 含保護施設）・・・・・・・・（写真-4）
- 3) 験潮場の建設（一式 含補助験潮所）・・・・・・・・（写真-5）
- 4) 水準点の埋設（標準タイプ 228点 小型タイプ 233点）・・・（写真-7）
- 5) 基準点の埋設（Aタイプ 26点 Bタイプ 89点）・・・・・・・・（写真-9）

（設計図等は、付録-4 P/Oに関する協議議事録 参照）

### 2-1-1 験潮場の建設

#### 1) 基準験潮場の建設

基準験潮場の建設は、海底地質ボーリング調査、水深調査、地形調査を行い、地形、地質、海洋条件等を考慮して、チッタゴン市カルナフリ川河口のC U F L (CHITTAGONG UREA FERTILIZER LTD.)の栈橋から南方約 60m地点に建設した。（図-5）

ボーリング調査の結果は、河床面下約18m~25mの地点に、十分な支持力が得られる良好な地盤があり、調査地点を中心に基準験潮場本体施設を建設し、附属施設として、陸上部から験潮場へアプローチする栈橋を構成する構造とした。建設に当たっては、現地で調達した工事事用資材の規格、強度、材質等を検査した。

この地点は、大規模な二つの肥料工場の栈橋に挟まれているため、土砂の堆積が少なく船舶の航行等に支障がない場所にある。

現地収集資料および海底地質ボーリング等に基づき、験潮観測井戸の長さ、導水孔の大きさおよび位置を決定し、詳細設計を行った。

観測井戸の下端（底）は、最低潮位から約 1m低く、上端は、最高潮位より約 5m高くし、観測井戸の直径は 1.0mとした。

験潮場の観測室は 4m × 4mで、天井の高さは 3mとし、天井中心付近に水準標尺が直接設置できるように、直径50cmの鋼鉄製の窓を取付け、東側側面には採光のためのガラス窓を付設した。

験潮場の構造は、現地の地形、地質、気象、海象の条件に耐え得る構造とし、長期にわたり潮位の連続観測が可能な構造とした。

験潮場棧橋支柱に、目視観測のための量標尺を設置し、井戸の上端面に固定点（金属標）を設置した。

観測井戸上に架台を取付け、験潮儀（フース式 協和商工（株） L F T - 5 型）を設置し、潮位の観測を開始した。

また、験潮場近傍の陸上部に地表面から支持層まで300mmのバイルを打ち込み、その上に水準点（小型タイプ）と同じ規格の「験潮場附属水準点」を設置した。

## 2) 補助験潮所の建設

チッタゴン市カルナフリ川河口周辺の海象調査を行った結果、験潮場設置地点は、カルナフリ川河口より、約 1.5km上流に位置していることから、雨期に増水の影響をうけることが予想され、付近の地形、海象条件からみて外洋の潮汐運動による海面の昇降とは、多少異なった変化を示すことが懸念されるため、実際の潮位観測で検証するために、河口付近のベンガル湾沿岸に補助験潮所を建設した。（図-6）

補助験潮所は、カルナフリ川河口のベンガル湾に面した、ポテンガビーチ沖合い約800m地点に建設した。また、沖合約400m地点に補助量標尺を設置した。

補助験潮所の防護杭の構造は、直径400mmの鋼管を3本用い、海底下18m、海底上10mの長さとし、内部は鉄筋コンクリート構造とした。さらに補強用に海底上8mの位置に直径 300mmの鋼管を互いに連結させる梁構造とした。また、サイクロンや波浪に耐えられる構造にした。

験潮儀取付用鋼管も同様に独立した鉄筋コンクリート構造とし、各防護杭から25mmのワイヤーを少したるませて連結し、過大な横揺れを防止する構造とした。

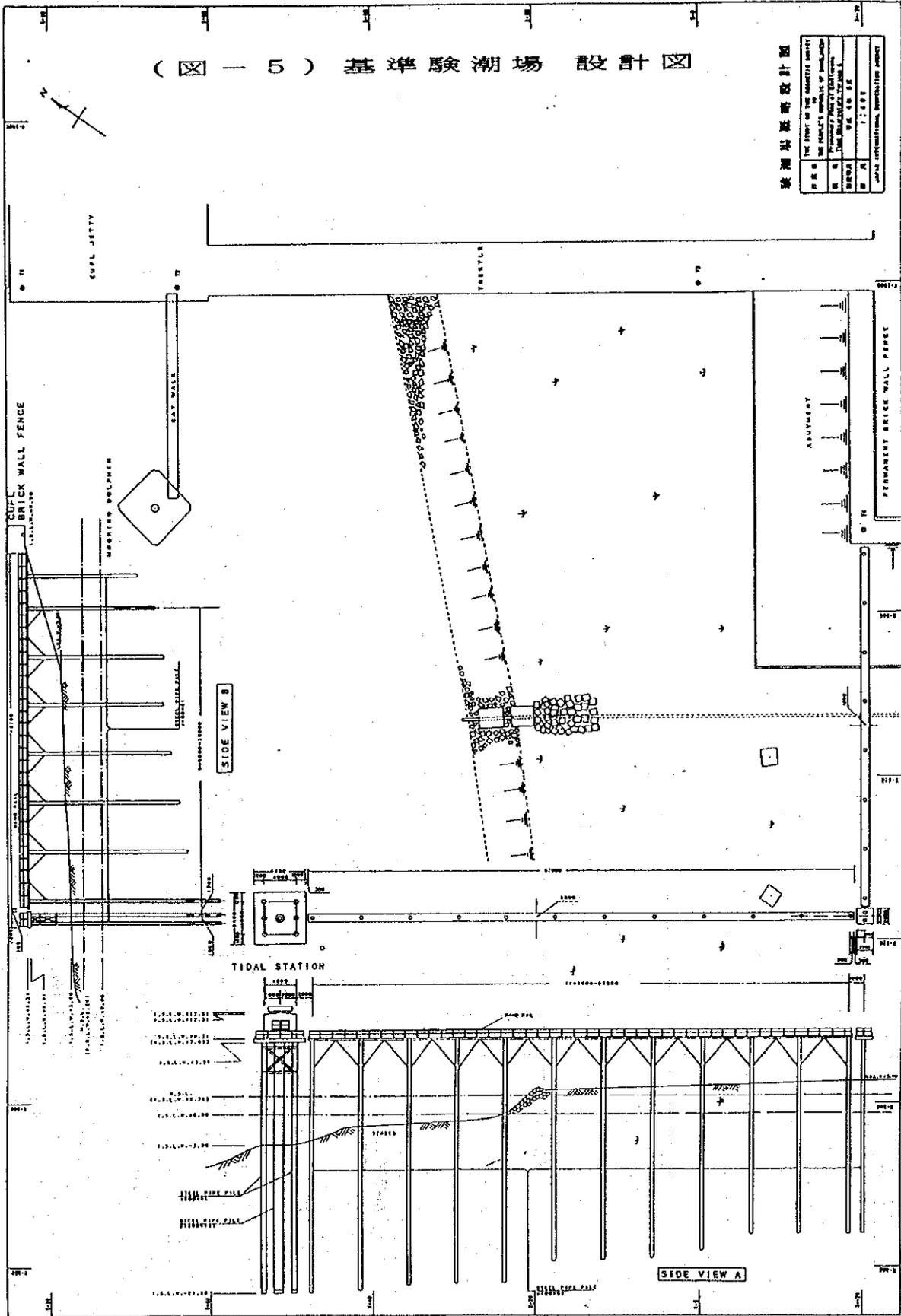
験潮儀取付台は、量標尺零位上0.81mのところに設置し、験潮儀本体の全長が0.36mであるため、通常の設定状況において水圧式験潮儀の観測基準面（験潮儀の零位）は量標尺零位上1.17mの位置にした。

補助験潮所の潮位データは、基準験潮場の平均潮位と比較検討を行い、平均海面を決定する重要な参考資料とした。

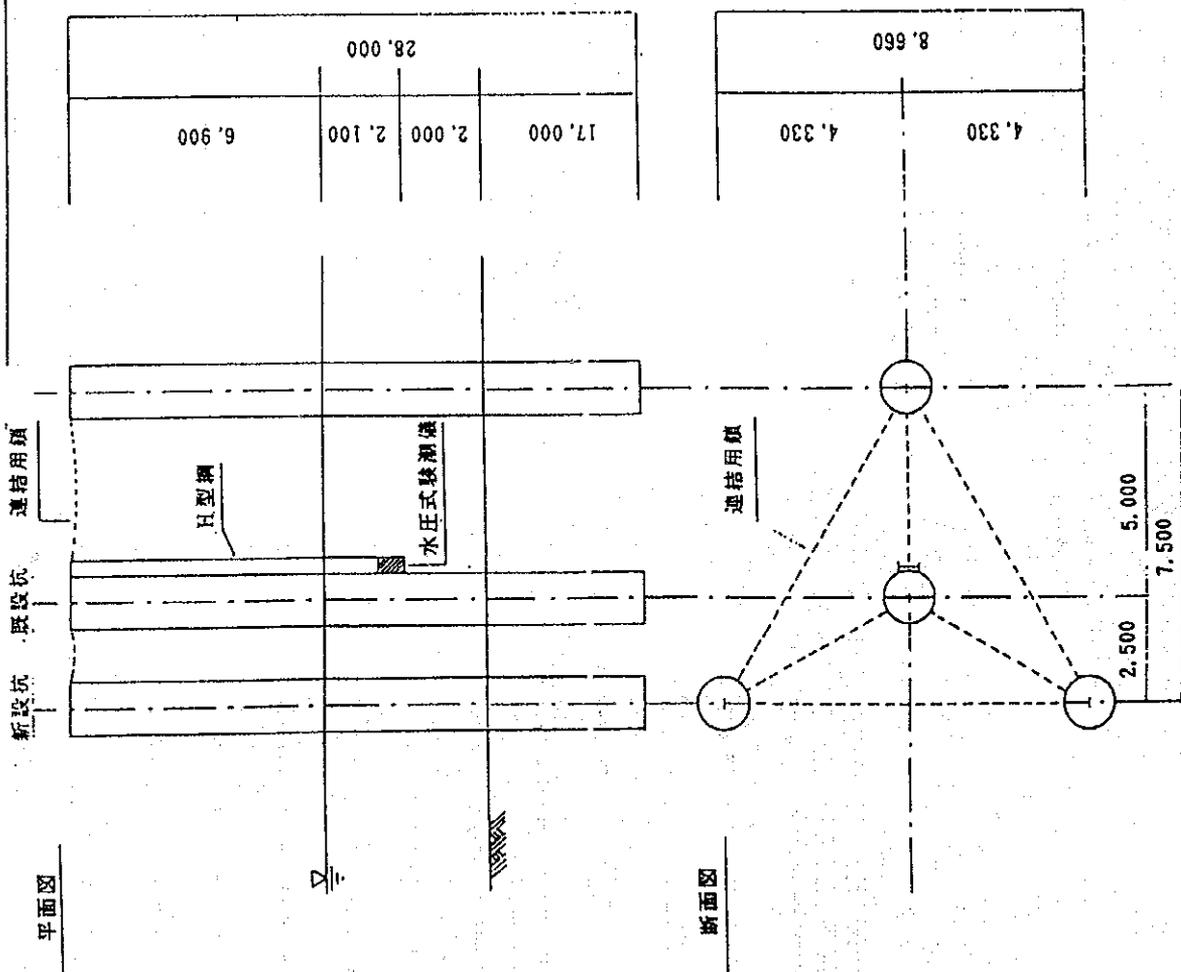
(圖-5) 基準驗潮場 設計圖

驗潮場基準設計圖

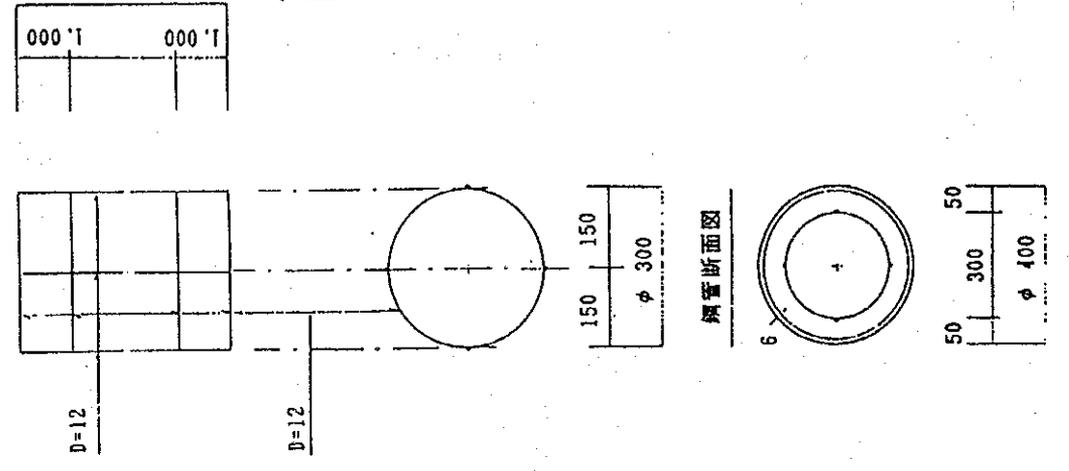
設計	THE STUDY OF THE TROPICAL ISLANDS
監工	THE HONGKONG & SHANGHAI BANKING CORPORATION
監造	THE HONGKONG & SHANGHAI BANKING CORPORATION
監工	THE HONGKONG & SHANGHAI BANKING CORPORATION
監造	THE HONGKONG & SHANGHAI BANKING CORPORATION
監工	THE HONGKONG & SHANGHAI BANKING CORPORATION
監造	THE HONGKONG & SHANGHAI BANKING CORPORATION



輔助驗潮所保羅抗



(圖一六) 輔助驗潮場設計圖



## 2-1-2 水準原点の建設

水準原点は、GULSHAN-2 TANK PARK の一隅に、経緯度原点に隣接して建設した。

この地点の地層は、同国地質調査所(Geological Survey of Bangladesh)の資料によると、一帯は、自然堤防で、地質は、地表面から約 10mは硬い赤粘土、それより下層は高密度の砂利層で、水準原点ならびに建造物の支持に、十分耐えられる地層で堅固な地盤である。

水準原点の建設は、地表面から支持基盤まで直径 600mmのコンクリート・パイルを 16m 打ち込み、その上に水準原点を建設した。(図-7)

水準原点の中心にステンレスの金属標を装填し、自然災害による破壊や、風雨による侵食を避けるために、堅固な良質レンガで水準原点を保護する小屋を建設した。この原点小屋は、3mの 1 級水準標尺が設置できる高さにし、水準測量の取付観測が直接実施できるものとした。また、敷地内で水準儀を設置する場所は、コンクリート張りとした。

経緯度原点と水準原点の中間位置に、水準点(Aタイプ)と同様の規格による、2 個所の参照点(A、B)を建設した。これは不測の事態に備えると共に、水準原点の高さの経年変化を監視するもので、水準原点同様に支持基盤まで直径600mmのコンクリート・パイルを 16m打ち込み、その上部に建設した。この参照点は繰り返し水準測量を行うことにより、水準原点の沈下等を監視する事ができる。

## 2-1-3 経緯度原点の補修

### 1) 経緯度原点の補修

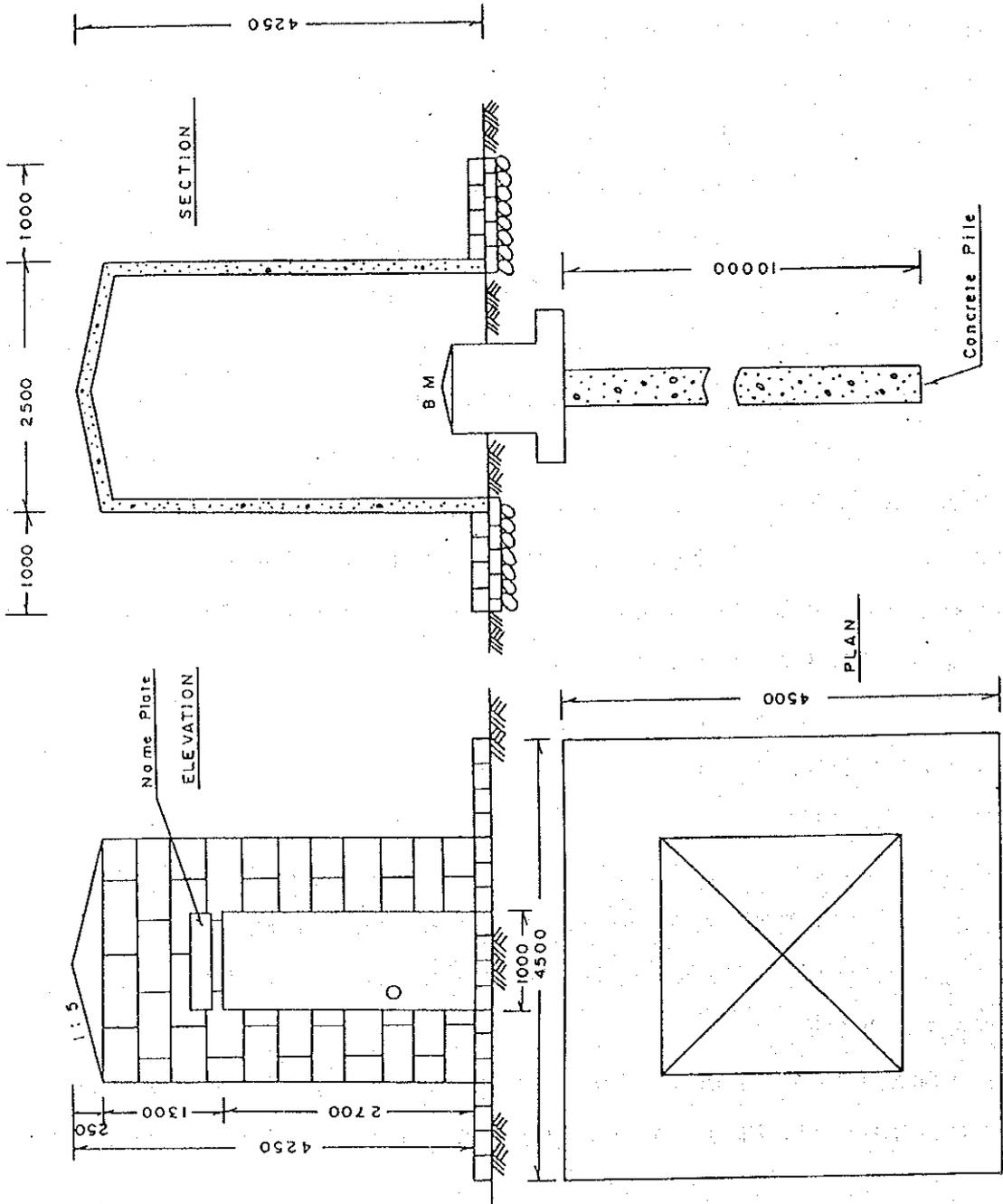
基準点網の出発点となる経緯度原点は、ダッカ市内 Gulshan-2 Tank Park に設置されていた一等三角点(旧仮国家原点=Gulshan Point)を国の経緯度原点にふさわしくコンクリートで補修・装飾して、経緯度原点の名称を大理石に刻字し、正面に装填した。(図-8)

### 2) 保護施設の建設

経緯度原点、水準原点を防護・保護するため、四方を1mの高さのレンガで囲い、そのレンガ上に鉄骨と有刺鉄線により防護のための施設(フェンス)の建設を行った。

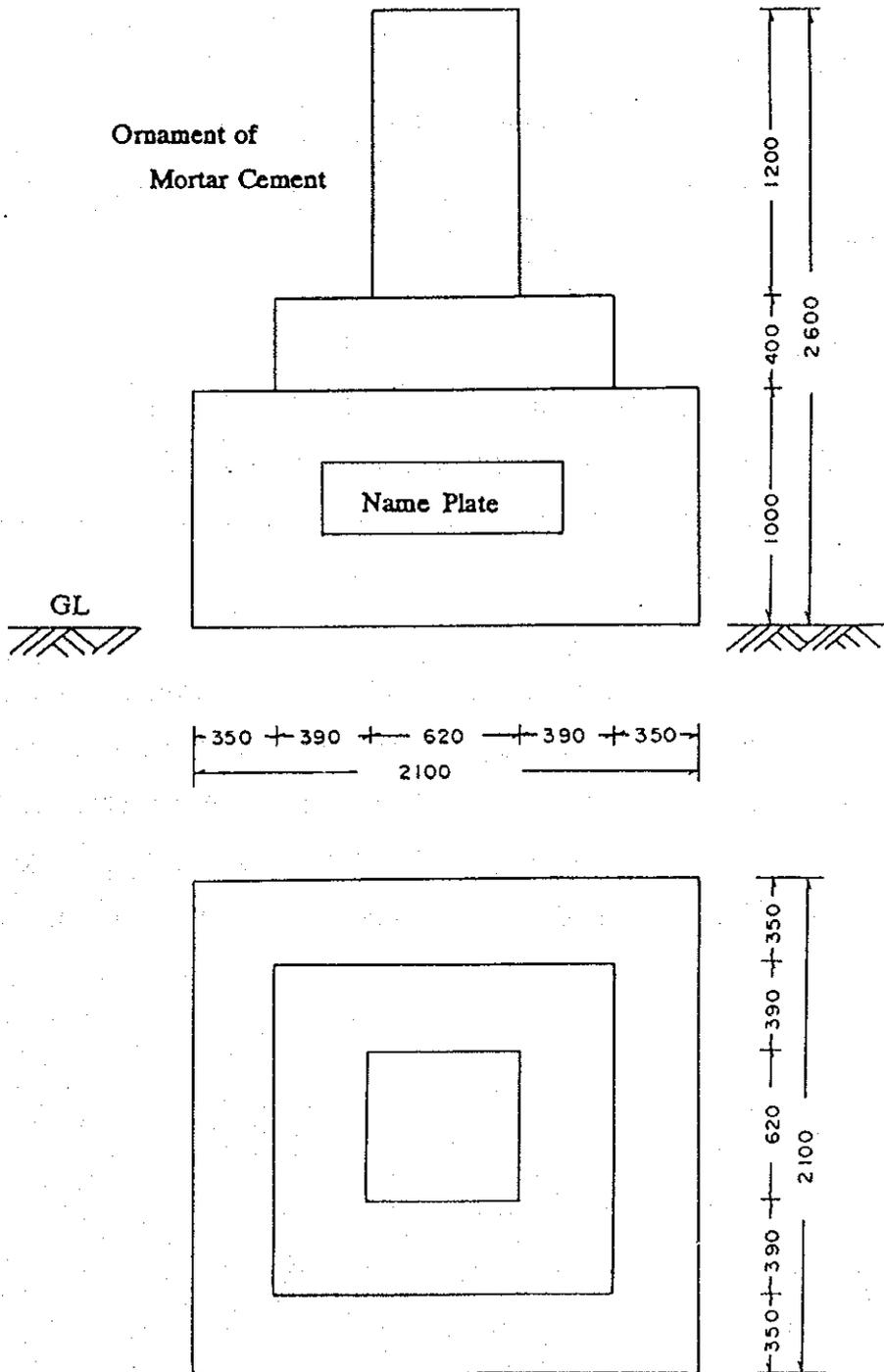
圖 7 ( 水 準 原 点 設 計 圖 )

Layout of Vertical Datum Point



( 図 - 8 ) 経緯度原点 設計 図

Scale 1:30



#### 2-1-4 水準点の設置

調査対象地域に設置した水準点は、利用、保全、地形、交通状況、保存等を考慮し、主に主要道路路肩と公共用地に埋設し、水準路線、概ね約5kmの間隔で設置した。

全水準路線長は、2,386kmで、埋設総点数は、標準タイプ228点、小型タイプ233点で合計461点埋設した。

水準点（標準タイプ）の仕様は、SOB側と協議を行い、現在同国に設置されている水準点の仕様を継承した型のものとし、約10km毎に設置した。

また、水準点（小型タイプ）の仕様は、標準タイプの水準点の低面部分を除いた型とし、標準タイプの水準点の中間に設置した。（図-9）

#### 2-1-5 基準点の設置

調査対象地域に設置した基準点は、利用、保全、地形、交通状況、保存等を考慮し、主に公共用地（市役所・学校等）に埋設し、相互の間隔は概ね30kmの配置になるように設置した。また、人為的な電波障害、地物、植生等の影響を受けない場所で、利用・保全の良好な場所に選定した。

設置した基準点の総点数は、115点で、Aタイプ26点、Bタイプ89点を埋設した。

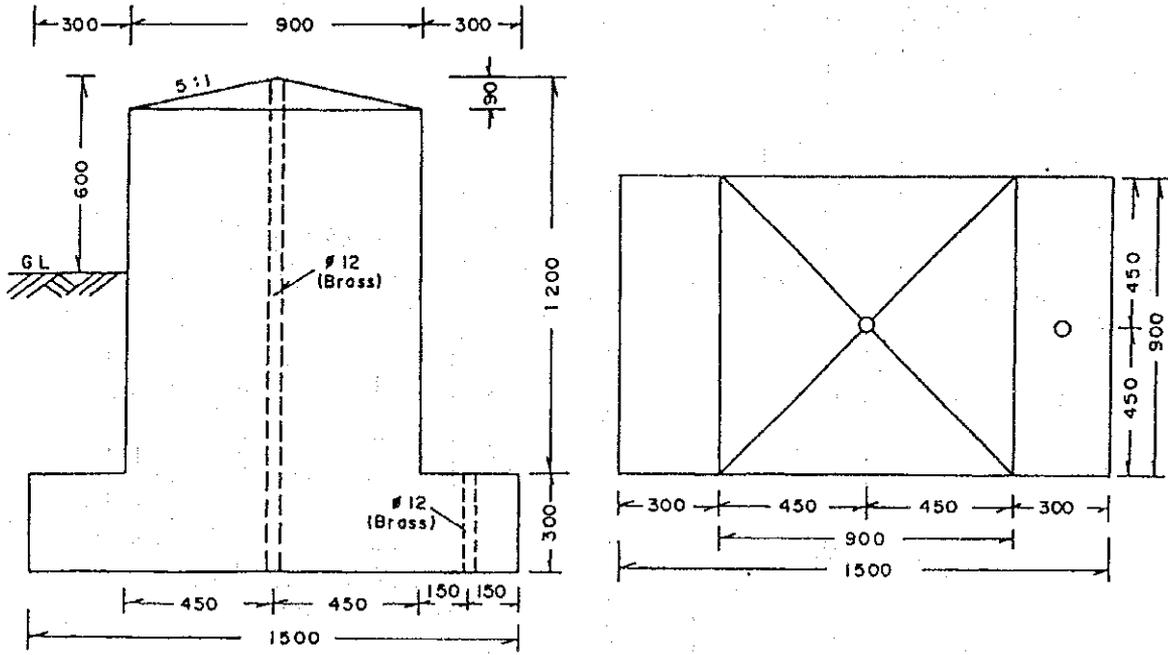
基準点（Aタイプ）の仕様は、SOB側と協議を行い、現在同国に設置されている基準点の仕様を継承した型のものとし、既存の基準点の配置を考慮し、概ね約50kmに配置し設置した。また、基準点（Bタイプ）の仕様は、基準点（Aタイプ）を小型化し、低面部分を除いた型とし、基準点（Aタイプ）を補完するように設置した。（図-10）

# 1st Order Bench Mark

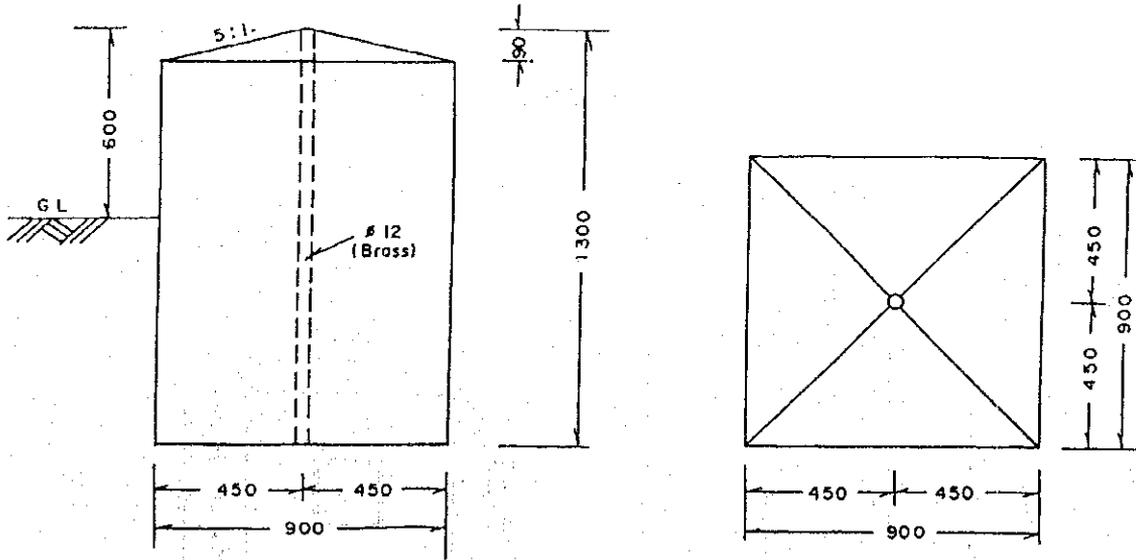
(圖一〇) 水準点 設計圖

Scale 1:20

## Standard Type



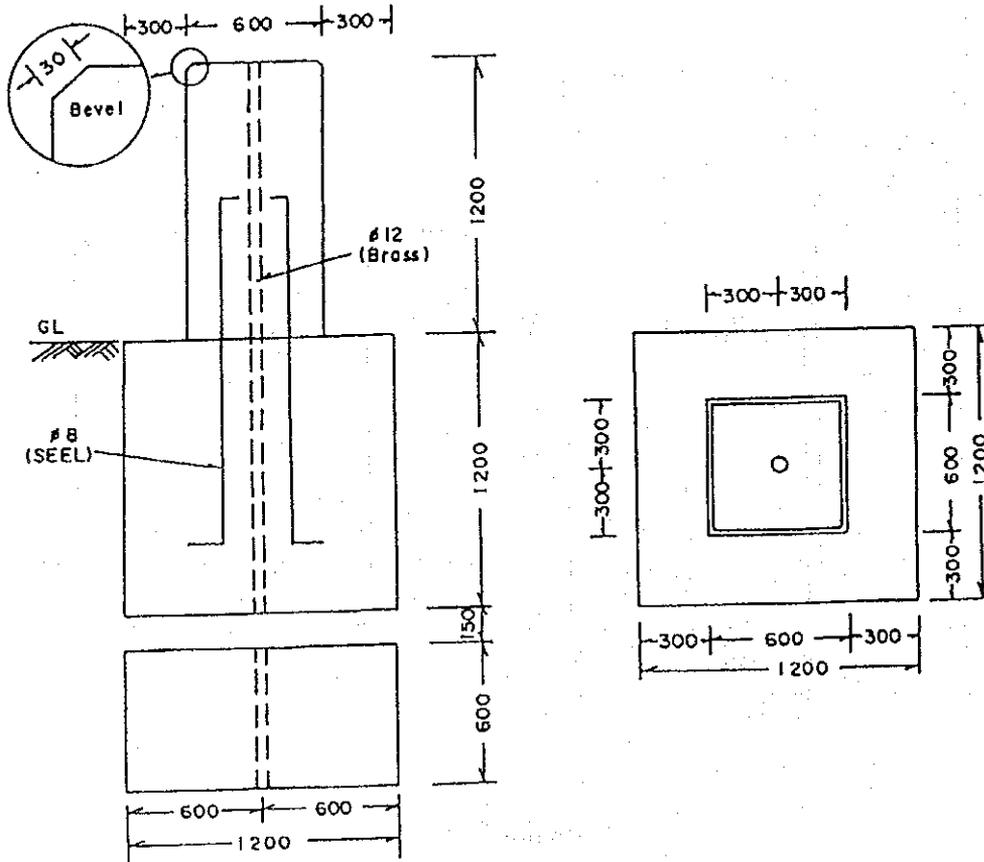
## Smaller Type



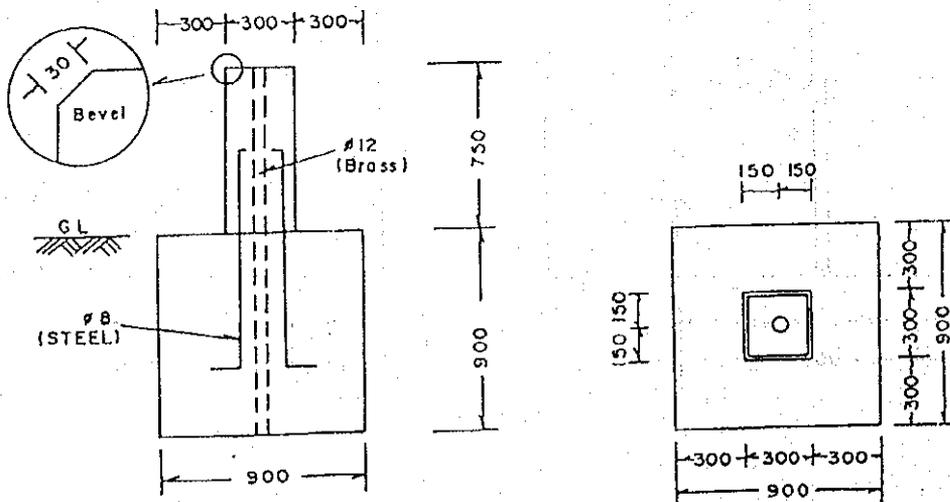
(圖 - 10) 基準点 設計圖

A-type

Scale 1:30



B-type

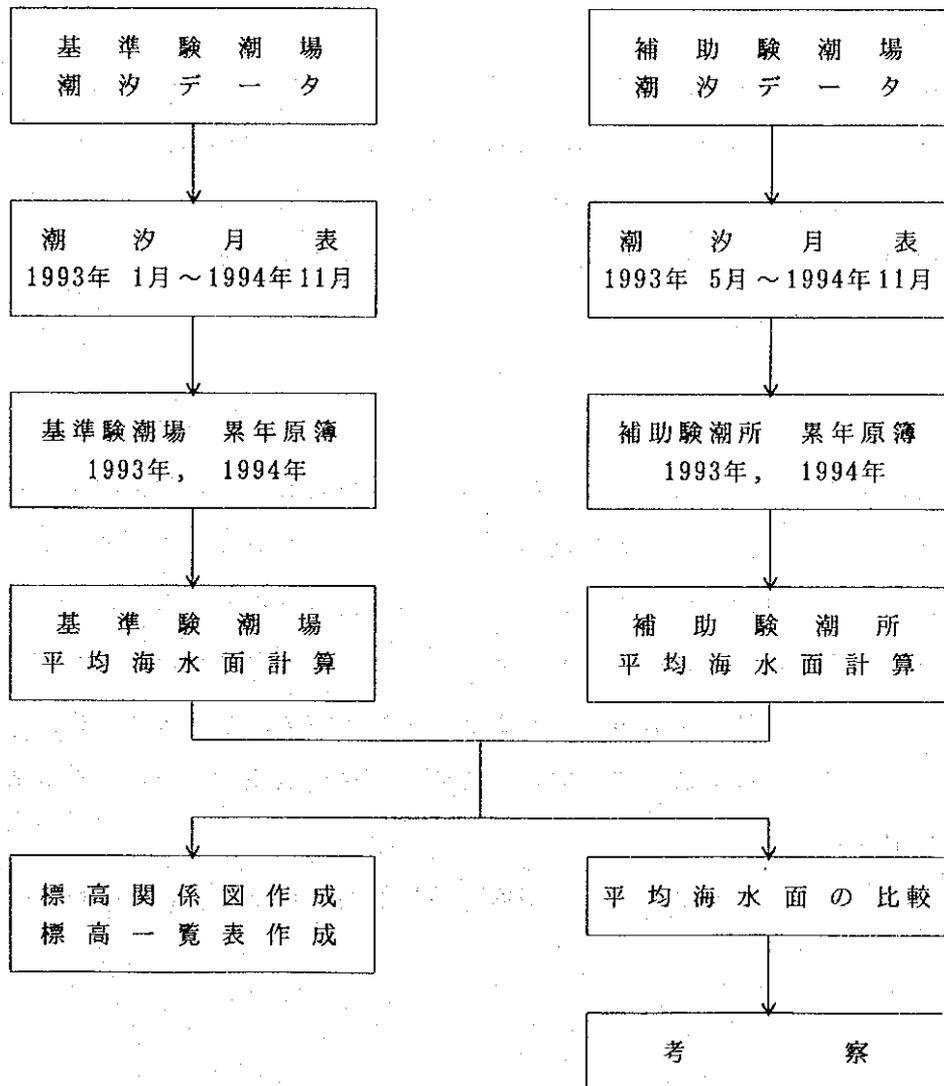


## 2-2 潮位観測と解析

国土の高さの基準となる平均海水面を決定するために、ベンガル湾において潮位観測を行った。ベンガル湾の潮位差は、最大約7m程度あるため、潮位の観測と解析は、大変難しい業務になった。基準験潮場工事が完了し験潮儀設置直後は、機械的な故障、電氣的・ソフト的な故障、自然災害的な故障等があり、若干欠測があったものの、これらのトラブルを修復、調整しながら、最終的には計画の約2年間に近い延べ22ヵ月間のデータを取得することができた。

一方、補助験潮所のデータは、自然災害による故障と電気回路・ソフト的な故障から、最終的には、15ヵ月間のデータで解析を行った。

### 1) 平均海水面計算の過程



## 2-2-1 潮位測定および使用器機

### 1) 基準験潮場

験潮儀、験潮場内の固定点、量標尺、験潮場附属水準点間の高さ関係は、直接水準測量により観測し、観測精度 $\pm 4\text{mm}\sqrt{S}$  ( $S:\text{km}$ )とした。

基準験潮場の験潮儀は、現地の最大潮位差に適合するように調整した験潮儀(LFT-5 7-8式)を設置した。この験潮儀の電源は、全てバッテリーで稼働するもので、停電の多い国内事情に合致した験潮儀である。また、この装置は、データを記録紙にアナログ形式で書き込む方式とメモリーに記録し、フロッピーディスクを介しコンピューター処理できる、2つの機能を持っている。従って、一方の機能が故障した場合のバックアップになる。

現地における一次的な潮位の解析は、潮位解析装置(NEC PC-9801FA)に組み込まれた解析ソフトにより解析した。

### 2) 補助験潮所

補助験潮所の高さの測量は、直接水準測量により行い、精度は、 $\pm 10\text{mm}\sqrt{S}$  ( $S:\text{Km}$ )とした。補助験潮儀は、水圧式験潮儀(エフ ウWLR-2)を最低潮位面下約1mに設置した。

この験潮儀は、圧力センサーにより水圧を感知し、それを潮位に換算するものである。データは、内臓のメモリーカードに記録され、コンピューターで処理し、気象データによる補正を行い解析を行った。

## 2-2-2 潮位観測

現地験潮場の維持管理は、験潮主任技師とSOBが担当し、主任技師が不在の場合は調査団員が支援した。また、現地での概略潮位解析は、SOBカウンターパートが行い、データを日本に送付し、日本国内で主任技師が総合的な潮位解析を行った。

今後の潮位観測は、技術移転により潮位観測を修得したSOBの職員が行う。SOBカウンターパートに対する指導・訓練は、英文の作業マニュアルを作成し、それに基づき行った。実際の訓練では、観測方法、観測データの点検、データ整理、設備保守等に関し必要な指導を行った。

本調査終了後は、SOBが継続して長期的に潮位観測を行うことにしている。

### 2-2-3 潮位データの整理

現地にて観測した潮位データ、および関連記録に基づき解析作業を実施し、平均海水面（標高零点）を求めた。

データの解析は、潮位観測処理ソフト（CPR-T UWLR-2）により、月単位にデータをまとめた潮汐月表を作成し整理を行った。また、補助験潮所のデータを解析し、平均海水面を計算する重要な参考資料とし、験潮場附属水準点の標高を計算した。

なお、これら験潮業務は、験潮作業作業規定（建設省国土地理院）を参考にした。

#### 1) 平均海水面算出方法

$$\text{平均海水面 (Mean Sea Level)} = \frac{\text{観測期間中の全潮高の総和} (\Sigma H)}{\text{観測期間中のデータ総個数} (\Sigma n)}$$

#### 2) 基準験潮場平均海水面（フース式験潮儀）

観測期間	全潮高の総和	データ総個数	平均海水面
自 1993年 1月28日 至 1994年11月30日	47,757.97 m	13,698 個	3.486 m

#### 3) 補助験潮所平均海水面（水圧式験潮器）

観測期間	全潮高の総和	データ総個数	平均海水面
自 1993年 5月28日 至 1994年11月30日	31,096.08 m	8,873 個	3.505 m

#### 4) 平均海水面の比較

平均海水面の解析結果から、基準験潮場の潮位を基準として、同期間の補助験潮所の潮位を比較した結果、平均海水面において19mm 補助験潮所平均海面の方が低いことが判明した。この差は僅少であり、験潮場近傍の海象、気象、雨期による増水等の影響が識別できない。しかし、本期間中の潮位観測は比較的短期間の調査であったことから長期的なことは判断できないのが実状であり、今後はSOBが長期的に観測を行い補正等の研究を行うべきである。

#### 2-2-4 験潮施設（基準験潮場・補助験潮所）

基準験潮場および補助験潮所の建造物の自重による沈下を検証するために、定期的（年2回）に陸上の附属水準点と験潮場の間を直接水準測量により高低差を測定し、沈下を監視した結果、高低差に著しい変化はなく建造物の沈下現象はない。

#### 2-2-5 技術移転

S O B 技術者に対する技術移転は、観測方法マニュアルを作成し、験潮業務に関する技術的な指導をし、主に以下の項目について技術移転を行った。

- 1) 験潮儀および附属機器の操作法
- 2) データの取得および整理の方法
- 3) 験潮儀および験潮場保守点検方法

細部については、そのつど現地で作業を共にしながら指導を行った。

## 2-2-6 平均海水面決定の経緯

約2年間の観測データを解析し、整理した潮位観測データに基づき、基準験潮場での平均海水面を計算し、験潮場附属水準点の標高を決定した。

### 平均海水面決定の経緯

1) 所在位置 (北緯 22° 14′、東経 91° 49′)

基準験潮場: The estuary of the river Karnaphli, Chittagong

補助験潮所: Potenga Beach, Chittagong

2) 験潮儀

基準験潮場: LFT-5型 (フース型) 協和商工 (株)

補助験潮所: UWLR-2型 (水圧式) エンジンエンジニアリング (株)

3) 解析装置および解析ソフトウェア

潮位解析装置: PC-9801FA NEC

解析ソフトウェア: CPR-T (解析処理) UWLR-2 (読出し)

帳票出力 月表 累年原簿

4) データ (種類、期間)

基準験潮場: 6秒間隔 (デジタル), アナログ連続記録 延べ22ヵ月間の平均  
1993.1.28~1994.11.30

補助験潮所: 30分間隔 (デジタル) 15ヵ月間の平均  
1993.5.28~1994.11.30

5) 平均海水面 (観測基準面上)

$$\text{平均海水面 (M.S.L)} = \frac{\text{潮高の総和 } (\Sigma H)}{\text{データ総個数 } (\Sigma n)} = 3.486 \text{ m}$$

6) 基準験潮場附属水準点の標高

$$\text{附属水準点 (TBM) の標高 } H = 7.5766 \text{ m}$$

7) 基準験潮場と補助験潮所の潮位差

Karnaphli川河口に設置した基準験潮場とベンガル湾岸に設置した補助験潮所との潮位差を比較した結果、約2cm程度河口に設置した基準験潮場の潮位が高く観測された。この差は、僅少であることから補正はしないで、基準験潮場のデータを基に平均海水面を計算した。

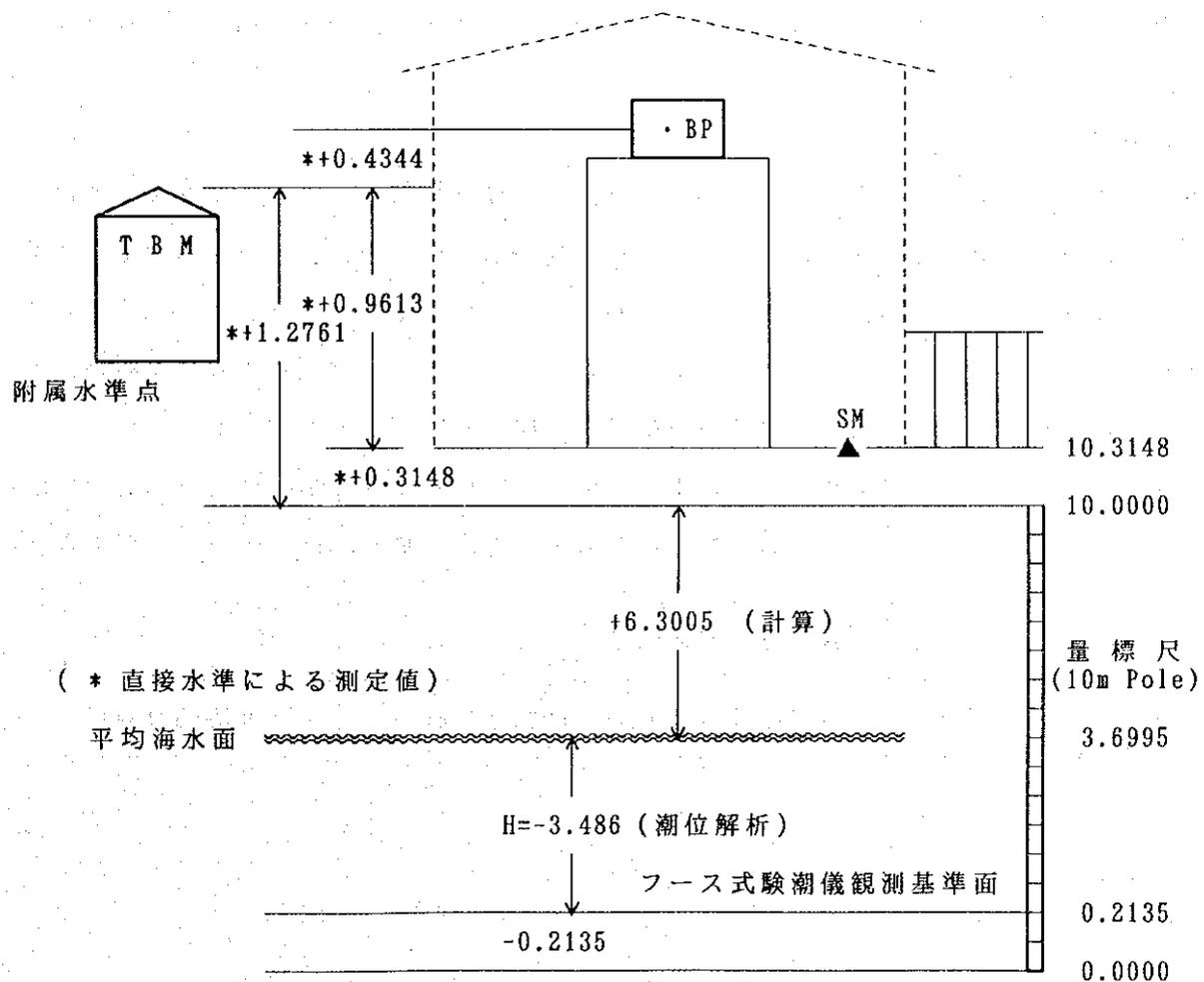
調査期間中において験潮場近傍の海象や気象、雨期の増水等による潮位への影響は識別することができなかつたが、今後は長期的に観測を継続し検証を行い、補正等の研究を行う必要がある。

解析の詳細については、別途「平均海水面決定に関する資料」による。



### 基準験潮場 標高関係図

地 点 名	高 低 差	標 高	備 考
観 測 基 準 面	- 3.4860	- 3.4860	(高低差) 潮位解析 計 算 直接水準 直接水準
M S L (平均海面)	+ 6.3005	0.0000	
量 標 尺(10m 頂点)	+ 0.3148	6.3005	
S M (球分体)	+ 1.3957	6.6153	
B P (験潮儀)		8.0110	
S M (球分体)	+ 0.9613	6.6153	直接水準
T B M (験潮場 附属水準点)		7.5766	



## 2-3 水準測量

水準測量は、水準測量作業規程および同記載要領（建設省国土地理院）、海外測量（基本図用）作業規定により測量を実施した。十分に点検調整したデジタル自動水準儀(WILD NA3003)と標尺(バーコード)を使用して標尺間の高低差を求め、これを順次繰り返して、水準点相互の高低差を所定の精度で求めた。平均海水面によりダッカにある水準原点の標高を決定し、基準験潮場附属水準点を固定して、全水準点を同時網平均計算をし標高を計算した。

### 1) 直接水準測量

水準測量の観測は、水準点の厚密沈下を考慮し、水準点埋設後1年間放置したのち、第3年次から観測を開始した。レフラクションの影響を最小限にするため、観測距離は、最大40mを標準とした。また、標尺の下方20cm以下、上方3m以上は視準していない。

水準儀の点検調整および機能点検は、概ね7日毎に実施し、観測の精度は、往復差、環閉合差とも $\pm 4\text{mm}\sqrt{S(S:\text{Km})}$ とした。

水準測量成果の基準面は、チッタゴンの験潮場で平均海水面を求め、標高の零点(面)とした。(図-11)

### 2) 未調査水準路線の観測

当初計画では、東北部シレット地区の一部は、大規模な湿潤地域で、水準路線を確保することが困難なため、本調査では観測をしない計画であった。幸運にも第3年次調査期間中は、小降雨で天候障害も殆どなく、水準点観測業務全体が順調に進捗した。このため、東北部シレット地区の「未調査水準路線」の調査を行った結果、同地域の水量が極端に少なく、野営等を行うことにより水準路線を確保し、観測を行うことができた。

本地域の水準測量が実施できたことにより、全水準路線が閉塞し環閉合により測量精度の点検が可能になり、閉合補正計算を行うことにより規定の精度を確保することができた。

水準観測	自水準点	至水準点	観測距離	観測月日	備考
未調査路線	598	6100	32.5 Km	1994. 1.20~24	1級水準(Sylhet)

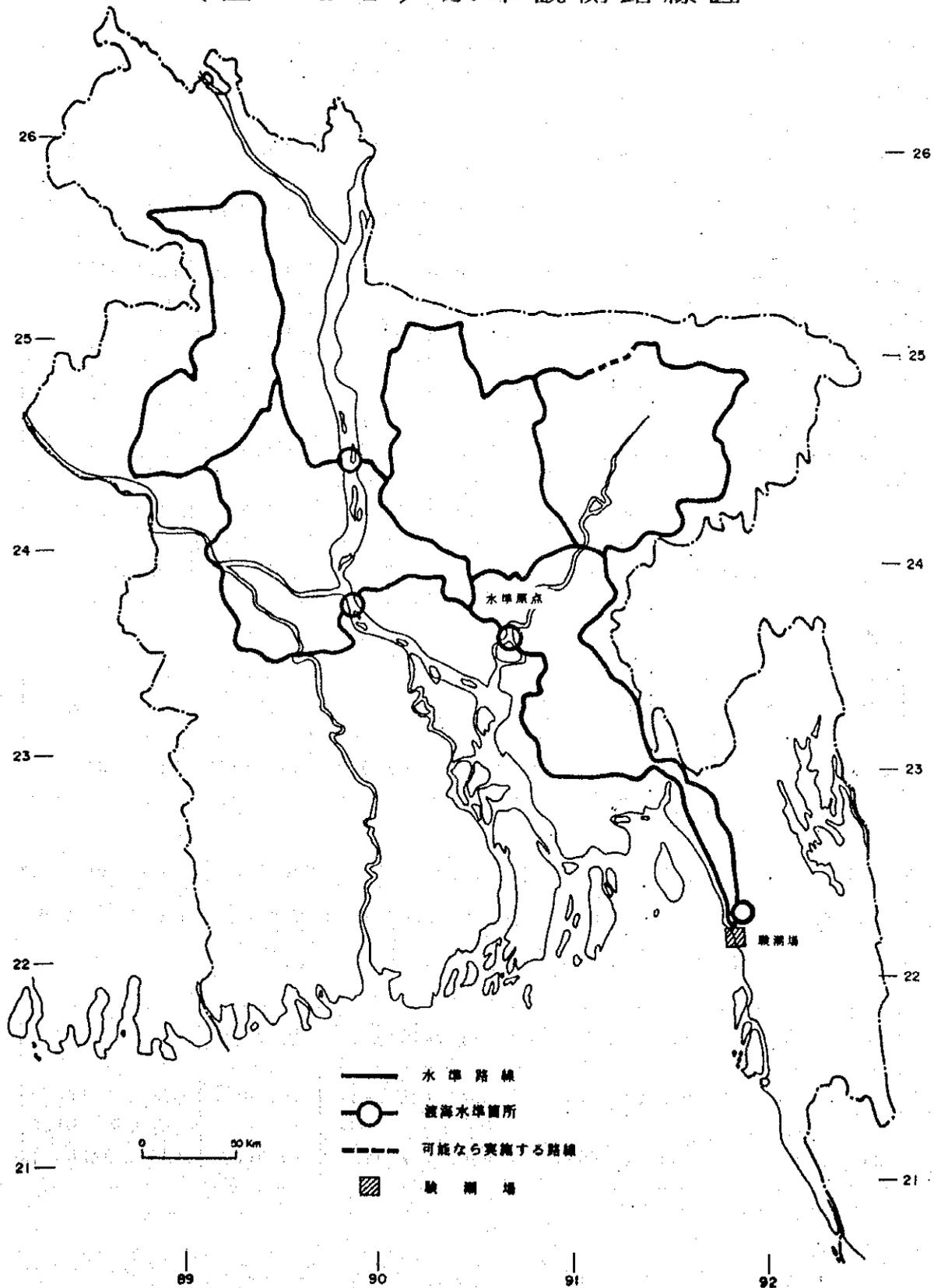
89

90

91

92

( 図 - 1 1 ) 水準観測路線図



### 3) 渡河水準測量

渡河水準点は、できるだけ河幅の狭い、地盤良好な場所を選定した。兩岸の観測点の高  
低差は1m以内とし、視準線は水面より5m以上を確保して実施した。

7個所の渡河水準は、4台の水準儀（WILD N3）を使い「俯仰ネジ法」より観測した。

#### ① 渡河水準場所

渡河水準	自水準点	至水準点	観測距離	観測回数	標準偏差	備 考
渡河 (1)	TBM-1	501	0.8 Km	20 SET	±1.8 mm	CHITTAGONG
渡河 (2)	6042-1	6043-1	1.1 Km	30 SET	±1.1 mm	DAUDKANDI
渡河 (3)	6185-3	683-3	3.0 Km	100 SET	±1.8 mm	ARICHA
渡河 (4)	6144	6145-2	0.4 Km	20 SET	±0.3 mm	TANGAIL
渡河 (5)	6145-1	6146-1	1.7 Km	40 SET	±1.2 mm	SIRAJGANJ
渡河 (6)	6147-1	645-1	1.8 Km	40 SET	±1.2 mm	SIRAJGANJ
渡河 (7)	6028-1	531-1	0.8 Km	20 SET	±1.2 mm	BHAIRAB

#### ② 渡河水準の方法

観測距離	測定方法	備 考
およそ 5kmまで	俯仰ネジ法（水準儀 4台使用）	同時観測（WILD N3）

#### ③ 渡河水準測量の精度

調査期間中、洪水のため損傷していた「カルナフリ橋」が復旧し、建設途中の「メグナ  
第二橋」の工事が完了した、このため2個所において直接水準測量が可能になり「渡河(1)」  
と「渡河(2)」の渡河水準測量の精度を検証することができた。

区 間	渡河比高(距離)	水準比高(距離)	較差(m)	備 考
TBM - 501	-2.6096 (0.8Km)	-2.6041 (45.3Km)	+0.0055	渡河 : WILD N3 直接水準 : WILD (N3, NA3003)
6042 - 6043	-0.1020 (1.1Km)	-0.0960 ( 2.4Km)	+0.0060	



#### 4) 交互水準測量

交互水準点は、できるだけ河幅の狭い、地盤良好な場所を選定し、両観測地点の高低差は1m以内とし観測を実施した。

7箇所交互水準は、1台の水準儀 (WILD N3, NA 3000, NA 3003) を使い「交互水準法」で観測した。

##### ① 交互水準の場所

交互水準	自水準点	至水準点	観測距離	観測回数	往復較差	備 考
交互 (1)	598-4-1	598-4	101 m	4 SET	- 0.1 mm	MOHNGANJ NA
交互 (2)	627	FM5126	260 m	4 SET	- 1.9 mm	JAMALPUR N3
交互 (3)	6095	597	330 m	4 SET	+ 0.5 mm	SUNAMGANJ N3
交互 (4)	6088	590	107 m	4 SET	- 1.2 mm	SYLHET NA
交互 (5)	586	6085	148 m	4 SET	- 1.0 mm	SAIDPUR NA
交互 (6)	552	6050	146 m	4 SET	- 0.5 mm	CHANDPUR N3
交互 (7)	6100	601	115 m	4 SET	- 0.1 mm	METRAKONA N3

##### ② 交互水準の方法

\* 観測 4 セット

観 測 距 離	測 定 方 法	備 考
およそ 450m まで	交互水準法 (水準儀 1台使用)	5m法 (WILD N3, NA 3003)

##### ③ 交互水準測量の精度

両観測地点 (兩岸) において、それぞれ4回の観測値の平均値の較差が、極めて小さいことから、観測方法、観測回数とも妥当なものと判断した。

##### ④ 交互水準法の計算式

$$\Delta H = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n a - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n b$$

$\Delta H$ : 比高差

a: 後視標尺 (自岸標尺) の読定置

b: 前視標尺 (対岸標尺) の読定置

n: 読定回数

## 5) 水準測量の観測体制

水準測量の観測体制は、測量精度、安全確保、技術移転等を考慮し編成した。

測量機械が最新型であり、精度確保のため観測者（測量者）は、日本人技術者とし、測量助手（機械手1名、標尺手2名）を現地測量会社等より雇用した。

また、交通整理のために作業現地で人夫を適宜雇用した。

観測は、第3年次（8班）と第4年次（14班）の編成とし、各班には各々SOBカウンターパートが配属され、地元住民や宿泊所等の交渉に当たった。

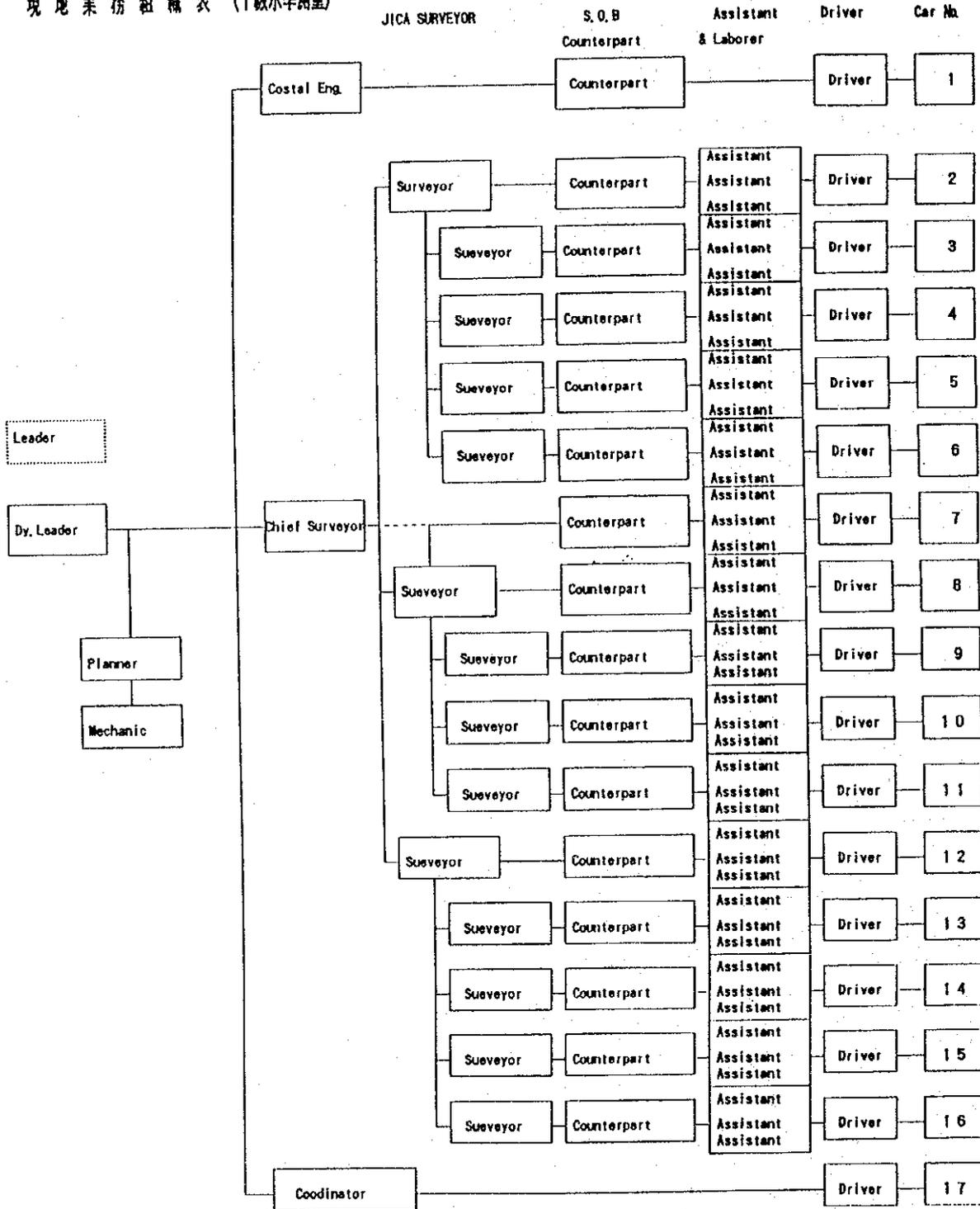
第4年次の業務組織を（図-12）に掲載した。

渡河水準測量の観測体制は、測量器材が多く、観測の準備に時間が必要なことから、通常の水準測量班2班を1班とし、対岸に配置し同時に観測を行った。

また、第4年次後半には、SOBカウンターパートにも水準測量の観測に参加してもらい、技術移転を図った。

( ㊦ — 1 2 )

現地業務組織表 (1級水準測量)



### 2-3-1 水準測量の作業量および観測状況

水準測量の作業量および観測状況のは次表の通りである。

区 分	1級 水準測量
総 距 離 数	2, 386 Km
水 準 点 数	461点
水準点内訳	
標準タリ°	228点
小型タリ°	233点
水準原点	1点(ダッカ)
参照点	2点(A, B)
附属水準点	1点(験潮場)
渡河水準箇所	7箇所(9.6Km)
交互水準箇所	7箇所(1.2Km)

区 分	1級 水準測量
水 準 儀	WILD NA3000, N3
標 尺	WILD ハーフオート
視準距離	標準 40m
読定単位	0.1 mm
最低読定	20 cm
最高読定	300 cm
制 限	$\pm 4\text{mm}\sqrt{S}$ (S:距離)
気温読定	1 度単位
水準電卓	データコレクター
水準環数	5 個

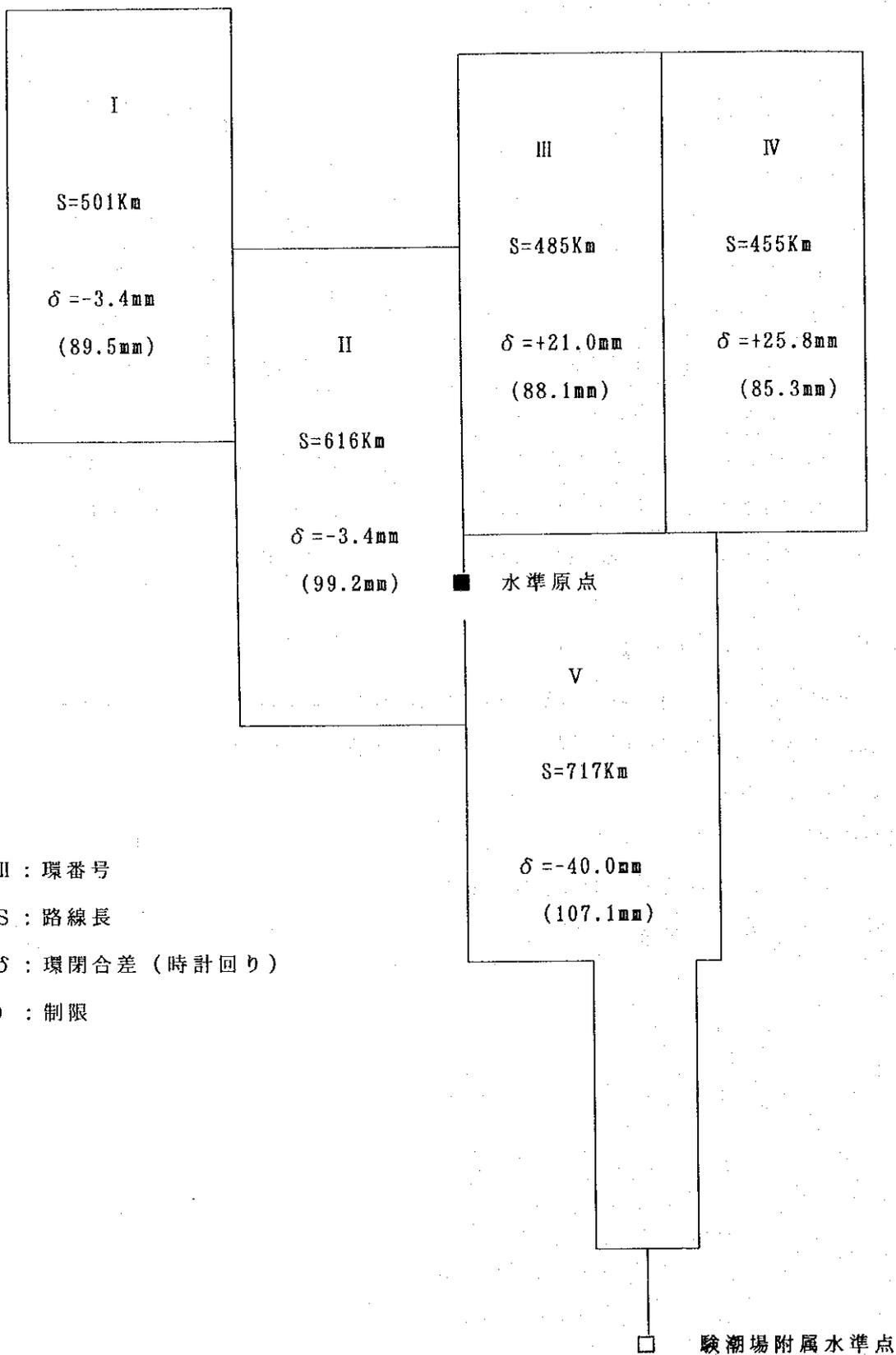
### 2-3-2 水準測量の計算・整理

各班毎の観測値は、バーコード標尺の値が自動的に読み込まれ、水準測量用電卓(データコレクター LC-12 タリ計測システム(株))に蓄積され、必要事項を計算したのち、プリンターにより帳票として出力される。

現地作業では、出力された観測高低差をもとに整理を行い、各種の補正計算を行い、環閉合差を確認し、測量結果の良否を検証した。

また、現地で作成、収集した資料、観測手簿、計算簿、点の記、その他関連資料の整理を行った。

1) 環閉合の状況



I II III : 環番号

S : 路線長

$\delta$  : 環閉合差 (時計回り)

( ) : 制限

2-3-3 水準網調整計算

1) 水準測量の解析計算・成果表等の作成は、大型計算機(NEC ACOS-610)を使用し、水準網平均プログラムを使用した。

① 水準網平均計算は、潮位観測により決定した平均海水面に基づき、験潮場附属水準点を固定して網平均計算を行い、水準原点の標高を決定した。

その後、水準網のほぼ中心にある水準原点を固定し、水準点の標準偏差等の計算を行った。(4. 水準点成果表 参照)

② 平均計算は、距離の逆数を重量として、観測方程式を用いて行った。

③ 平均計算の結果に基づき成果表等の作成を行った。

A) 観測方程式による

観測方程式

$$v_{ij} = -x_i + x_j - (h_i - h_j + \Delta h_{ij})$$

ただし、 $h_i, h_j$ : 水準点  $i, j$  の仮定標高

$x_i, x_j$ : 水準点  $i, j$  の仮定標高に対する補正

$\Delta h_{ij}$ : 水準点  $i, j$  間の観測高低差

$v_{ij}$ : 水準点  $i, j$  間の残差

これをまとめて

$$V = AX - L \quad \text{重量 } P$$

ただし、各マトリクス、ベクトルの内容は次の通り。

$$V = \begin{pmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_m \end{pmatrix}_{(m, 1)}, \quad A = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \cdots & a_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{m1} & a_{m2} & \cdots & a_{mn} \end{pmatrix}_{(m, n)}$$

$$X = \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{pmatrix}_{(n, 1)}, \quad L = \begin{pmatrix} l_1 \\ l_2 \\ \vdots \\ l_m \end{pmatrix}_{(m, 1)}, \quad P = \begin{pmatrix} p_1 & & & 0 \\ & p_2 & & \\ & & \ddots & \\ 0 & & & p_m \end{pmatrix}_{(m, m)}$$

ただし、 $v_r$ :  $r$  番目に関する  $v_{ij}$

$l_r$ :  $r$  番目に関する  $(h_i - h_j + \Delta h_{ij})$

$$P_{ij} = \frac{1}{S_{ij}} \quad S_{ij}: \text{水準点 } i, j \text{ 間の路線長}$$

B) 正規方程式

$$(A^t P A) X = A^t P L$$

$$\therefore X = (A^t P A)^{-1} A^t P L$$

C) 平均の結果

① 単位重量当たりの観測の標準偏差

$$m_0 = \pm \sqrt{\frac{V^t P V}{(m - n)}}$$

ただし、 $m$  : 観測方程式の数

$n$  : 未知点の数

② 未知点の平均標高の標準偏差

$$M_1 = M_0 \sqrt{Q_{11}}, \quad M_2 = M_0 \sqrt{Q_{22}}, \quad \dots \quad M_n = M_0 \sqrt{Q_{nn}}$$

ただし

$$Q = (A^t P A)^{-1} = \begin{pmatrix} Q_{11} & Q_{12} & \dots & Q_{1n} \\ Q_{21} & Q_{22} & \dots & Q_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ Q_{n1} & Q_{n2} & \dots & Q_{nn} \end{pmatrix}$$

$(n, n)$

C) 水準測量観測の標準偏差

$$m = \pm \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \left[ \frac{U_i^2}{S_i} \right] \cdot \frac{1}{n}}$$

ただし、 $m$  : 1km当たりの観測の標準偏差 (mm単位)

$U_i$  : 各鎖部の往復差 (mm単位)

$S_i$  : 各鎖部の距離 (Km単位)

$n$  : 鎖部数

## 2-3-4 水準原点数値決定の経緯

水準原点の数値は、平均海水面からの高さで表示する。平均海水面は、チッタゴン市に建設した基準験潮場において、潮位を約2年間観測した潮位を単純平均したものである。

### 水準原点数値決定の経緯

#### 1) 平均海水面 (験潮データによる)

1993.1 ~ 1994.11 延べ22ヶ月間の単純平均値を標高の零点 (面) とした。

#### 2) 基準験潮場附属水準点 (TBM) の標高決定

$H = 7.5766 \text{ m}$  (験潮場球分体と附属水準点間は直接水準測量)

#### 3) 水準原点の標高決定

基準験潮場附属水準点 (TBM) の標高を固定して、全水準路線の観測値による網平均計算を行い、水準原点の標高を決定した。

次に、水準網のほぼ中心に位置する水準原点の標高を固定し、再度網平均を行い、各水準点の標高、標準偏差を計算した。

#### 4) 水準点標高の精度

水準測量の往復観測・環閉合の制限は、 $\pm 4.0 \text{ mm} \sqrt{S}$  ( $S: \text{Km}$ ) とし測量を実施した。その結果、形成された5個の水準環は、制限を十分満足している。

#### 5) 水準網の標準偏差

標準偏差 =  $\pm 0.9 \text{ mm}$  (水準網平均計算結果)

1Km 当たりの標準偏差 =  $\pm 0.8 \text{ mm}$  (往復差による)

#### 6) 水準原点の標高

$H = 6.4292 \text{ m}$  (水準網平均計算結果)

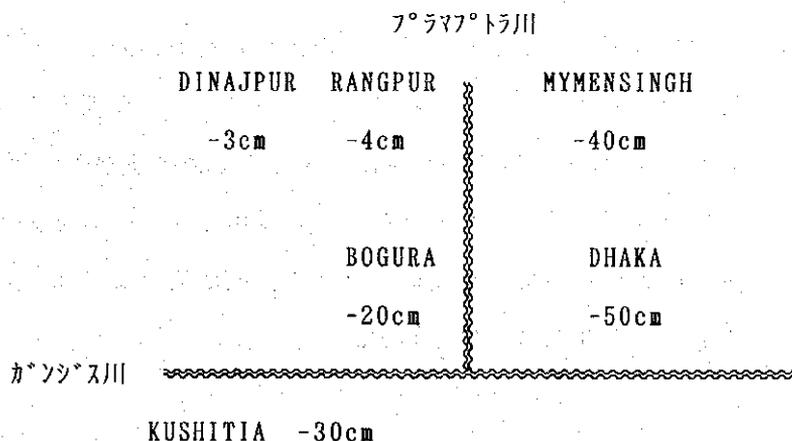


2-3-5 既設水準点の標高比較

平均海水面を零面として、水準網平均計算の結果より、各水準点の標高が計算された。この水準網のなかには、既設の水準点が4点含まれており、標高を比較する事ができた。また、フィンランド国の援助で洪水対策のために設置した水準点(FM)との比較をした。

水準点番号	新標高 (m)	旧標高 (m)	標高差 (m)	場 所	設 置
540	7.8789	8.3457	- 0.4668	DHAKA	SOB
541	6.9231	7.3980	- 0.4749	DHAKA	U.K.
734	34.5055	34.5329	- 0.0274	DINAJPUR	U.K.
---	14.7760	15.2220	- 0.4460	MYMENSINGH	U.K.
GPS 303	8.5344	9.0354	- 0.5010	DHAKA	SOB
FM 8032	30.2612	30.3015	- 0.0403	RANGPUR	FINN MAP
FM 8025	18.4695	18.6008	- 0.1313	BOGURA	FINN MAP
FM 8030	15.6500	15.8213	- 0.1713	BOGURA	FINN MAP
FM 5102	12.5010	12.7423	- 0.2413	TANGAIL	FINN MAP
FM 7914	8.6346	8.8891	- 0.2545	GAZIPUR	FINN MAP
FM 8133	7.3865	7.6607	- 0.2742	MANIKGANJ	FINN MAP
FM 6412	9.0871	9.4326	- 0.3455	FARIDPUR	FINN MAP
FM 8228	13.0527	13.3918	- 0.3391	KUSHTIA	FINN MAP

全体として新しい標高値が 3~50cm低い傾向にある。この原因は、基準面が明確でないことが起因していると推察され、系統的な数値は識別できない。



## 2-4 基準点測量

「測地学」は、最も古い学問の1つであり、その目的は地球の形と大きさを求める学問である。地球表面上の幾何学的位置関係を測定し、座標を求めることを「測地測量」といい、局地的に地球上に固定した指標（基準点）を測定することを「基準点測量」と呼んでいる。

地球表面上の基準点に、測地測量により求められた経度・緯度、標高を与え、それを基に、国土の開発等が効率良く行われ、地図が作られる礎となるものである。

### 1) 測地測量の歴史

エラトステネス(Eratosthenes: 276-194B.C.)は、天文測地的方法で地球の大きさを最初に測定した。彼が用いた方法は、地球を球と考え、同一子午線上にある南北2地点の距離を測定して、円周を「 $l$ 」とし、地球中心において両地点を挟む角を( $\nu$ )とすれば、地球の半径( $R$ )は、 $l : 2\pi R = \nu^\circ : 360^\circ$  を用いて計算できる。

( $\nu$ )は、両地点での天体の子午線経過時の高度差を観測し、距離は「らくだ隊商」の旅行速度1日100スタジア(stadia)と見積もり、地球半径の距離を求めた。

ポセイドニウス(Poseidonius: 135-50 B.C.)は、船が航行する時間で、地球の半径を測定した。9世紀になって、アラビア人によって、距離を木製桿で測定された記録がある。

### ①三角測量

16世紀末、デンマークの天文学者タイコブラーヘ(Tycho Brahe)は、三角測量の概念を最初に考え、離島を結ぶ測量に利用した。

ジャンピカル(Jean Picard: 1620-82)は、距離測定を木製の測桿で行い、パリから北に約120kmにおよぶ13個の三角形からなる三角測量を行った。

### ②辺長測量

1936年、ソビエト国立工学研究所が、変調した「光」を用いた光波測距儀を製作した。

1948年、測量用として一般に用いられるようになった「ジオジメータ」が開発された。

初期のジオジメータは、70km程度の距離測定を可能とする大型機で運搬が困難であった。測定精度は、 $1\sim 2\times 10^{-6}$ 程度と性能が高く、ケープケネディ宇宙センターの基線測量に用いられた。1960年代後半から小型の光波測距儀の普及により、直接距離測定が可能になったことにより、三角測量から三辺測量・多角測量に移行した。

### ③人工衛星による測量

1959年に米国海軍で「Transit計画」として開発された、N N S S (Navy Navigation Satellite System)は、人工衛星から発信される電波の周波数が、人工衛星の運動によるドプラー効果を地球上で測定し、衛星の軌道情報とから地球上の受信点の位置を求めるものである。

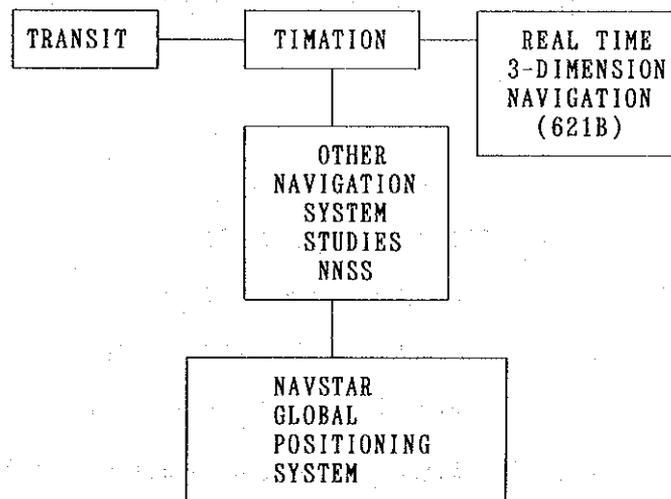
米国海軍は、1964年からこのシステムを運用し、1967年には一般にも使用できるようになり、測地学的な位置決定にも応用されるようになった。

### ④GPS (Global Positioning System)

1960年初頭に、人工衛星からの伝送信号を用いた、航行・位置決定を行なうシステムの開発計画が進められ、米国、海・空軍により開発された航法システムである。

1973年、GPS : J P O (Joint Program Office)が設置され、全地球的測位システムの構想が提案され、1985年の運用を目標として計画が進められた。

#### [ GPS PROGRAM DEVELOPMENT ]



GPS衛星は、地球の赤道面に対して約55度傾いた6個の軌道面に、軌道高度約20,000Kmの円軌道にあり、周期は約11時間58分で正確に0.5恒星日になっている。

衛星数は、1993年後半にBLOCK I, BLOCK IIの衛星を合わせて24個となり、システムは完成し、現在、航空機、船舶、自動車等の航法用に広く利用されている。

このシステムは、精度が良く測地測量の目的にも利用できることから、一般の測量にも使用されるようになり、本調査においてもGPSを使用した。

## 2) GPSの概要

GPS(Global Positioning System: 全地球測位システム)は、米国の人工衛星NAVSTAR(Navigation Satellite for Timing And Ranging)を用いる全天候型の航法・測位システムである。合計24個の衛星から送信される測位用に変調された電波を受信して、人工衛星と観測点間の距離を知ることができる。

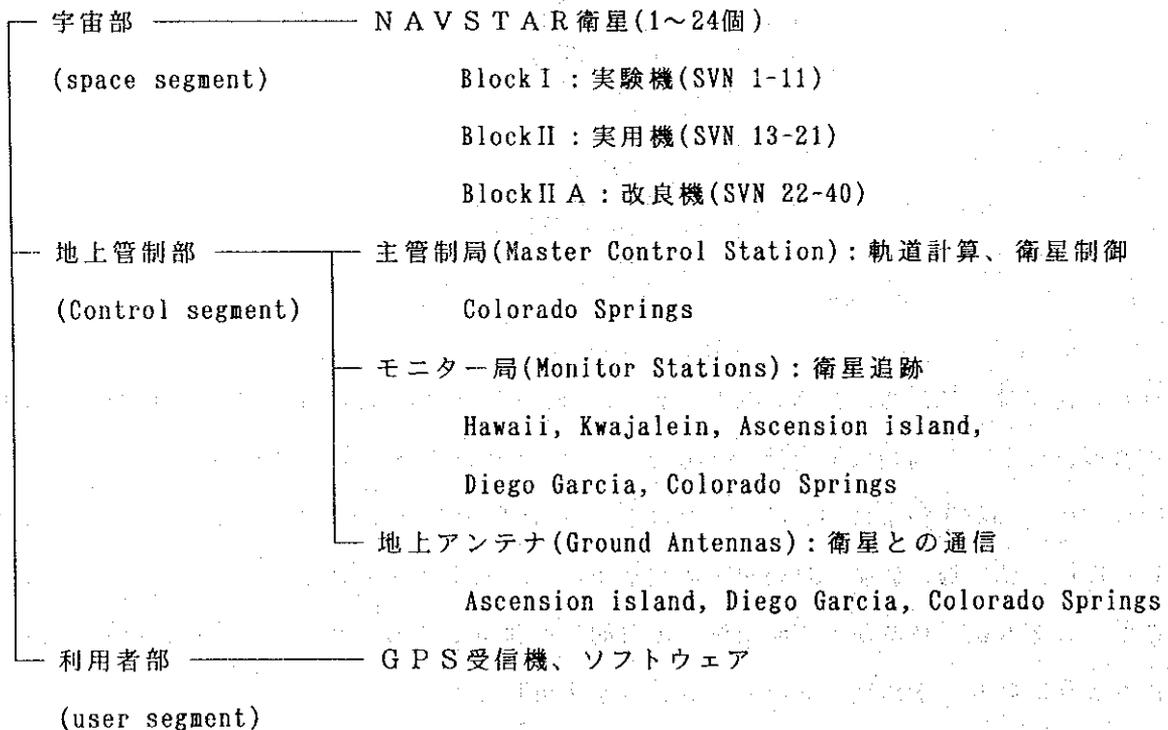
世界測地座標系(WGS-84: World Geodetic System 1984)における各衛星の位置が既知なことから、4つの衛星からの電波が同時に受信できれば、観測点の三次元座標と時刻(UTC)が即時にわかる(単独測位: point positioning)。精度は、100mまたは1 $\mu$ 秒程度である。

一方、搬送波の位相(carrier phase)を複数点で0.5~24時間観測し、組み合わせて解析することにより(静的相対測位: static relative positioning)、簡単に高い相対精度(0.01-1ppm)が実現できるため、測地測量に利用することができる。

位相観測の波数不確定性(phase ambiguity)を巧妙に処理することにより数秒から数分の観測時間でcmの精度を狙う、キネマティック(kinematic)・疑似キネマティック(pseudo kinematic)・ラピッドスタティック(rapid static)等の測位方法もある(Leick,1990; Hofmann-Wellenhof et al.,1992)。

### ①GPSの構成

#### A)GPSの3要素



## B)人工衛星の軌道

昇交点赤経( $\Omega$ )が $60^\circ$  ずつ異なる6つの軌道面に4個ずつ、合計24個の衛星が配備され、軌道面の傾斜角( $i$ )は $55^\circ$  (ただしBlock Iは $63^\circ$ )である。

軌道長半径( $a$ )は26,560kmでちょうど12時間(=0.5恒星日)の周期で地球を公転する。

1太陽日が23時間56分なので、同一衛星の出没は毎日4分ずつ早くなる。

軌道離心率( $e$ )は、0~0.01で、ほとんど円軌道を描き、地球上のどこからでも常に最低4個の衛星が見えるよう設定されている。

## C)衛星番号

人工衛星には、PRNとSVNという2系統の番号が付けられている。PRN(Pseudo Random Noise)は、衛星に割り当てられたPコードの週番号、SVN(Space Vehicle Number)は、衛星の機体番号である。SVN番号をGPS番号という場合もある。

## D)周波数標準

人工衛星には、周波数標準として極めて正確な原子時計が搭載されている(Cs及びRb時計)。

## E)配備状況

Block I衛星は1978年~1985年に、合計11個打ち上げられた。設計寿命は4.5年だったが、実際には10年程度稼働したものもある。1989年からは、実用機であるBlock II、1990年からは、その改良機であるBlock II Aの配備が始まった。こちらの設計寿命は7.5年で、1993年12月8日には、Block I、II/II Aを合わせて24個の衛星が使用可能になり、米国は初期運用段階(IOC: Initial Operational Capability)を宣言した。Block II衛星だけで24個になれば、完全運用段階(FOC: Full Operational Capability)が宣言される。

1994年5月現在、Block I衛星は、1個(PRN12/SVN10)、Block II/II A衛星は24個運用されている。以下にUSNO(米国海軍天文台)発行のBLOCK II/II A衛星に関する表(GPS B2ファイル)を掲げた。これは「Internet」経由で入手できる。

BLOCK II/IIA衛星に関する表

打ち上げ順序	PRN	SVN(GPS)	打ち上げ日	周波数標準	軌道面
II-1	14	14	14 FEB 89	Cs	E1
II-2	02	13	10 JUN 89	Cs	B3
II-3	16	16	18 AUG 89	Cs	E3
II-4	19	19	21 OCT 89	Cs	A4
II-5	17	17	11 DEC 89	Cs	D3
II-6	18	18	24 JAN 90	Cs	F3
II-7	20	20	26 MAR 90	Cs	B2
II-8	21	21	02 AUG 90	Cs	E2
II-9	15	15	01 OCT 90	Cs	D2
IIA-10	23	23	26 NOV 90	Cs	E4
IIA-11	24	24	04 JUL 91	Rb	D1
IIA-12	25	25	23 FEB 92	Cs	A2
IIA-13	28	28	10 APR 92	Cs	C2
IIA-14	26	26	07 JUL 92	Cs	F2
IIA-15	27	27	09 SEP 92	Cs	A3
IIA-16	01	32	22 NOV 92	Cs	F1
IIA-17	29	29	18 DEC 92	Cs	F4
IIA-18	22	22	03 FEB 93	Cs	B1
IIA-19	31	31	30 MAR 93	Cs	C3
IIA-20	07	37	13 MAY 93	Cs	C4
IIA-21	09	39	26 JUN 93	Cs	A1
IIA-22	05	35	30 AUG 93	Cs	B4
IIA-23	04	34	26 OCT 93	Cs	D4
IIA-24	06	36	10 MAR 94	Rb	C1

## F)測位用信号

衛星に搭載された原子時計の基本周波数 $f_0(=10.23\text{MHz}^*)$ を、154および120倍して(L1)および(L2)バンドの搬送波周波数をつくり、2種類の疑似雑音(PRN)コードで位相シフトキーイング(phase shift keying)変調され衛星から送信される。受信機側では、同じPRNコードを再生し、受信PRN信号との最大相関が得られるまで再生PRNコードの時間軸をシフトさせる。シフト量に光速を掛ければ衛星と受信機間の距離となる。この距離には、衛星や受信機の時計誤差も含まれるため、疑似距離(pseudo range)と呼ばれる。PRNコードには、一般に公開されたC/A(Coarse/Aquisition)コードと軍用のP(Protected)コードがある。コードは[0]と[1]からなる疑似乱数列で、C/Aコードの繰り返し周期は1ms、Pコードは37週間である。

Pコードは、1週間毎に区切られて各衛星に割り当てられる。米国がGPSを対謀略(A-S: Anti-Spoofing)モードに切り替えた場合は、Pコードが暗号化されてYコードになる。IOC宣言後、Block II/IIA衛星は、基本的にA-Sモードで運用されている。

変調前の搬送波( $L_i$ )を( $a_i$ :振幅,  $f_i$ :周波数)で表すと  $L_i(t) = a_i \cos(f_i t)$ となる。

GPS衛星から送信される信号は

$$L_1(t) = a_1 P(t) D(t) \cos(f_1 t) + a_1 C/A(t) D(t) \sin(f_1 t)$$

$$L_2(t) = a_2 P(t) D(t) \cos(f_2 t)$$

ただし、 $P(t)$ :Pコード、 $C/A(t)$ :C/Aコード、 $D(t)$ :航法メッセージのように変調されている (Spilker, 1980)。

次の表にGPSから発射される信号の周波数と波長をまとめた。

搬送波		C/Aコード	Pコード
L1	1575.42MHz (=19.0cm)	1.023MHz (=293m)	10.23MHz (=29.3m)
L2	1227.60MHz (=24.4cm)		10.23MHz (=29.3m)

( )内は波長。

静的相対測位では、PRNコードではなく、搬送波の位相そのものを用いて衛星までの距離を測る。PRNコードを解読すれば搬送波が得られる。またコードパターンが不明でも、二乗検波やクロスコリレーションなどの技法を使えば位相が再生できる。

\* 衛星高度と地上との重力差による相対論的補正のため、実際の周波数は、これより0.00455Hz低めにしてある。

#### G)航法メッセージ

モニター局の衛星追跡データを基に、主管制局が衛星の軌道や衛星時計の振舞いを計算している。この情報が地上アンテナを通して衛星にアップロードされ、さらに衛星から航法メッセージ(navigation message)としてユーザーに送られる。衛星軌道は、ケプラーの軌道要素と時間に依存する修正量を加えた形で与えられており、これに基づいて、任意の時刻の衛星位置をWGS-84系で計算できる。この軌道要素を放送暦(broadcast ephemeris)という。

## H) 選択的利用 (S.A)

軍事上の理由により、米国が衛星時計の周波数を操作したり、放送暦に人為的な誤差を加えたりして、単独測位の精度を低下させている。これを(S.A: Selective Availability)という。相対測位にはほとんど影響がない。

## 3) GPSの数学的モデル

GPSの観測データを解析するには、観測可能な量と求めたい未知パラメータとの間を結び付ける数学モデル(mathematical model)が必要である。ここでは衛星位置および基準となる観測点(既知点)の座標を与えて、既知点以外の観測点(未知点)の座標を推定するための数学モデルを示す。

### ① GPS観測

複数のGPS受信機を各観測点に設置し、あらかじめ定められたサンプリング間隔(sampling interval)毎に、一斉に各衛星からの搬送波位相を記録する。1回1回の観測時刻のことをエポック(epoch)という。観測時間は、要求精度や観測点間の距離で異なるが、通常30分から24時間の間であり、一連の観測のことをセッション(session)という。

### ② 搬送波位相

受信機(i)で時刻(t)に受信された衛星(j)からの搬送波位相(carrier beat phaseまたはone-way phase)は、

$$\Phi_{j_i}(t) = \rho_{j_i}(t)/\lambda + N_{j_i} + f\delta^j(t) - f\delta_i(t) - \Delta_{ion}/\lambda + \Delta_{trop}/\lambda$$

とモデル化できる。単位は波数(サイクル)。

ただし、 $\rho_{j_i}(t)$ : 受信機(i)で時刻(t)に受信された搬送波が衛星(j)から伝播してきた距離  
(propagation distance)

$\lambda$  : 搬送波の波長

$N_{j_i}$  : 波数不確定性(phase ambiguity)または整数値バイアス(integer bias)

$f$  : 搬送波の周波数

$\delta^j(t)$ : 衛星(j)の時計誤差

$\delta_i(t)$ : 受信機(i)の時計誤差

$\Delta_{ion}$  : 電離層遅延(ionospheric delay)

$\Delta_{trop}$ : 対流圏遅延(tropospheric delay)

である。上付添え字が(天空の)衛星、下付添え字が(地表の)受信機を表す習慣である。サイクルスリップ(cycle slip)がなければ、1セッションにおける特定の衛星・受信機に対する

一連の搬送波位相の波数不確定性は一定である。

搬送波位相を観測量に選ぶ場合、各エポック毎に衛星と受信機の時計誤差を推定し、対流圏遅延はモデルで与えられ、適当な仰角依存性を仮定して、天頂方向の遅延量を各点毎に適当な時間間隔で推定する。

電離層遅延は、後述する2周波データの線形結合により消去する。衛星や観測点の位置に関するパラメータは伝播距離 ( $\rho^{j_i}(t)$ ) の中に含まれる。

### ③伝播距離

慣性座標系(J2000系)において時刻(t)の衛星位置(正確には送信アンテナの位相中心位置)が( $X^j(t)$ )、観測点位置(受信アンテナ位相中心位置)が( $X_i(t)$ )で与えられるとき、時刻(t)に受信機(i)で受信された搬送波が衛星(j)から伝播した距離( $\rho^{j_i}(t)$ )は、次の光路差方程式(light-time equation)を繰返し(iteration)で解くことにより得られる。

$$\rho^{j_i}(t) = |X^j(t - \rho^{j_i}(t)/c) - X_i(t)|$$

衛星および受信機の位置を地球固定座標系(例えばWGS-84系)で与えたときは、回転座標系に生じる特殊相対論的効果(Sagnac効果)を補正する。いずれにしても慣性座標系と地球固定座標系との座標変換がしばしば必要になる。この中に極運動や歳差、章動などの地球回転パラメータが入ってくる。

伝播距離の観測点座標に関する偏微分係数が観測方程式をつくる際に必要である。

3次元直交座標系で  $X^j(t - \rho/c) = (x^j, y^j, z^j)$ ,  $X_i(t) = (x_i, y_i, z_i)$  とすると

$$\rho^{j_i}(t) = \{(x^j - x_i)^2 + (y^j - y_i)^2 + (z^j - z_i)^2\}^{1/2}$$

なので、微小項を無視すると

$$\partial \rho^{j_i} / \partial x_i = -(x^j - x_i) / \rho^{j_i}, \quad \partial \rho^{j_i} / \partial y_i = -(y^j - y_i) / \rho^{j_i},$$

$$\partial \rho^{j_i} / \partial z_i = -(z^j - z_i) / \rho^{j_i}$$

となる。つまり( $\rho$ )の観測点座標各成分に関する偏微分は、時刻( $t - \rho/c$ )の衛星位置から時刻(t)における観測点位置に向かう単位ベクトルの各成分に等しい。

#### ④位相差観測量

異なる受信機や衛星に対して得られた搬送波位相の差をつくと、共通誤差が相殺されてモデルを単純化できる。これらの位相差を改めて観測量と見なすことがある。

##### A)一重位相差

時刻(t)に2つの受信機(A),(B)で受信された衛星(j)の搬送波位相を考える。両者の差を取ったものを一重位相差(single difference)といい、 $(\Phi^{j_{AB}}(t))$ で表す。共通する衛星の時計誤差が相殺できる。

$$\begin{aligned}\Phi^{j_{AB}}(t) &\equiv \Phi^j_B(t) - \Phi^j_A(t) \\ &= \{\rho^j_B(t) - \rho^j_A(t)\} / \lambda + N^j_{AB} - f \delta_{AB}(t)\end{aligned}$$

$$\text{ただし } N^j_{AB} \equiv N^j_B - N^j_A, \quad \delta_{AB}(t) \equiv \delta_B(t) - \delta_A(t)$$

##### B)二重位相差

時刻(t)に受信機(A),(B)で受信された衛星(i),(k)の搬送波位相を考える。2つの衛星について、それぞれ一重位相差が定義できる。これらの一重位相差の差を取ったものを二重位相差(double difference)といい、 $(\Phi^{jk_{AB}}(t))$ で表す。受信機時計の誤差も相殺できる。通常の解析では、二重位相差が好んで使われる。

$$\begin{aligned}\Phi^{jk_{AB}}(t) &\equiv \Phi^{k_{AB}}(t) - \Phi^{j_{AB}}(t) \\ &= \{\rho^k_B(t) - \rho^j_B(t) - \rho^k_A(t) + \rho^j_A(t)\} / \lambda + N^{jk_{AB}}\end{aligned}$$

$$\text{ただし } N^{jk_{AB}} \equiv N^k_B - N^j_B - N^k_A + N^j_A$$

##### C)三重位相差

時刻(t<sub>1</sub>),(t<sub>2</sub>)に受信機(A),(B)で衛星(j),(k)を受信する。時刻(t<sub>1</sub>),(t<sub>2</sub>)に対して、それぞれ二重位相差が定義できる。これらの二重位相差の差を取ったものを三重位相差(triple difference)といい、 $(\Phi^{jk_{AB}}(t_1;t_2))$ で表す。波数不確定性が相殺される。

$$\begin{aligned}\Phi^{jk_{AB}}(t_1;t_2) &\equiv \Phi^{jk_{AB}}(t_2) - \Phi^{jk_{AB}}(t_1) \\ &= [\{\rho^k_B(t_2) - \rho^j_B(t_2) - \rho^k_A(t_2) + \rho^j_A(t_2)\} \\ &\quad - \{\rho^k_B(t_1) - \rho^j_B(t_1) - \rho^k_A(t_1) + \rho^j_A(t_1)\}] / \lambda\end{aligned}$$

#### ⑤観測量の相関

同一のセッションで得られた搬送波位相には、物理的になんらかの相関がありうるが、通常は相関がないと見なして計算を進める。搬送波位相が独立でも、それらを組み合わせてつくられた同じエポック内の位相差の間には数学的な相関が生じる。観測量の重量を求めるには観測量の分散共分散を考慮する必要がある。

⑥静的相対測位の観測方程式

一周波の観測データから二重位相差によって未知点の座標を求める場合の観測方程式を示そう。電離層や対流圏による遅延は無視する。 $(n_i)$ 個の観測点で $(n_j)$ 個の衛星から $(n_k)$ 個のエポックに渡ってデータを得た。簡単のため欠測がないと仮定する。この観測によって観測点 $(i)=1, 2, \dots, n_i$ , 衛星 $(j)=1, 2, \dots, n_j$ , エポック $(k)=1, 2, \dots, n_k$ に対する $(\Phi^{j_i}(k))$ の観測値が定まる。最小二乗法によって未知点座標を求めるには、観測量ベクトル、観測量の分散共分散行列、未知パラメータの近似値、数学モデルによる観測量の近似値、計画行列が必要である。

A)観測量ベクトル

衛星(1)と観測点(1)を基準にすると、線形独立な二重位相差は

```

do k=1, nk
  do j=2, nj
    do i=2, ni
       $\Phi^{j_i}(k) = \Phi^{j_1}(k) - \Phi^{1_1}(k) - \Phi^{j_1}(k) + \Phi^{1_1}(k)$ 
    enddo
  enddo
enddo

```

のようにして搬送波位相の観測値から計算できる。その数は全部で $(n_i-1)(n_j-1)n_k$ 個ある。これらを順に縦に並べれば観測量ベクトルができる。すなわち

$$L_b = [\Phi^{12}_{12}(1), \Phi^{12}_{13}(1), \dots, \Phi^{12}_{1, n_i}(1), \Phi^{13}_{12}(1), \dots, \Phi^{13}_{1, n_i}(1), \dots, \Phi^{1, n_j}_{1, n_i}(1), \Phi^{12}_{12}(2), \Phi^{12}_{13}(2), \dots, \Phi^{12}_{1, n_i}(2), \Phi^{13}_{12}(2), \dots, \Phi^{13}_{1, n_i}(2), \dots, \Phi^{1, n_j}_{1, n_i}(2), \dots, \Phi^{12}_{12}(n_k), \Phi^{12}_{13}(n_k), \dots, \Phi^{1, n_j}_{1, n_i}(n_k)]^T$$

(T)は、列を転置する記号である。実際の観測では欠測があったり衛星が切り替わったりするので、各エポックについて線形独立な二重位相差を注意深く選ぶ。この辺りのアルゴリズムは、Remondi(1984)に詳しい。



C)未知のパラメータ

相対測位なので、観測点(1)の座標を固定して観測点(2,3,...,n<sub>i</sub>)の座標を求める。それぞれの近似座標はわかっているものとし、近似値に対する修正量をパラメータとして推定する。これらを3次元直交座標系で(X<sub>2</sub>=(x<sub>2</sub>,y<sub>2</sub>,z<sub>2</sub>))などと表す。座標の未知数は全部で(3×(n<sub>i</sub>-1))個ある。二重位相差には整数値バイアスが含まれるので、これも未知数として解く。整数値バイアスの近似値は見当がつかないので「0」とおく。整数値バイアスの数は最初のエポックにおける線形独立な二重位相差の数と同じで、((n<sub>i</sub>-1)(n<sub>j</sub>-1))個ある。

以上をまとめると、未知パラメータベクトルは

$$X = [x_2, y_2, z_2, x_3, y_3, z_3, \dots, x_{n_i}, y_{n_i}, z_{n_i}, N^{12}_{12}, N^{12}_{13}, \dots, N^{1, n_j}_{1, n_i}]^T$$

D)数学モデルによる観測量の近似値

二重位相差の数学モデルF(X)は

$$\Phi^{1, j}_{1, i}(t) = \{ \rho^{j_i}(k) - \rho^{1_i}(k) - \rho^{j_i}(k) + \rho^{1_i}(k) \} / \lambda + N^{1, j}_{1, i}$$

を観測量ベクトルに対応するよう縦に並べたものである。衛星位置は放送暦または精密暦(precise ephemeris)によって既知となる。観測点の座標及び整数値バイアスの近似値を代入すれば、F(X<sub>0</sub>)が計算できる。(L=L<sub>b</sub>-F(X<sub>0</sub>))で(O-C)がわかる。

E)計画行列

未知点座標に関する伝播距離の偏微分は

$$\begin{aligned} \partial \rho^{j_i} / \partial x_i &= -(x^j - x_i) / \rho^{j_i}, \quad \partial \rho^{j_i} / \partial y_i = -(y^j - y_i) / \rho^{j_i} \\ \partial \rho^{j_i} / \partial z_i &= -(z^j - z_i) / \rho^{j_i} \end{aligned}$$

だったので、二重位相差の未知点座標に関する偏微分は、

$$\begin{aligned} \partial \Phi^{1, j}_{1, i}(k) / \partial x_i &= [-(x^j - x_i) / \rho^{j_i} + (x^1 - x_i) / \rho^{1_i}] / \lambda \\ \partial \Phi^{1, j}_{1, i}(k) / \partial y_i &= [-(y^j - y_i) / \rho^{j_i} + (y^1 - y_i) / \rho^{1_i}] / \lambda \\ \partial \Phi^{1, j}_{1, i}(k) / \partial z_i &= [-(z^j - z_i) / \rho^{j_i} + (z^1 - z_i) / \rho^{1_i}] / \lambda \end{aligned}$$

となる。また、整数値バイアスに関する偏微分は

$$\begin{aligned} \partial \Phi^{1, j}_{1, i}(k) / \partial N^{1, j}_{1, i} &= \quad 1 \dots i = i' \text{ かつ } j = j' \\ &= \quad 0 \dots i \neq i' \text{ または } j \neq j' \end{aligned}$$

以上の偏微分係数を次のように順序よく並べ、パラメータの近似値( $X_0$ )を代入してやれば、 $A$ が求められる。

$$\begin{aligned}
 A &= (\partial F / \partial X)_{X_0} \\
 &= \begin{vmatrix} \partial \Phi^{12}_{12}(1) / \partial X_2 & \partial \Phi^{12}_{12}(1) / \partial y_2 & \partial \Phi^{12}_{12}(1) / \partial z_2 & \dots & 1000 \dots 0 \\ \partial \Phi^{12}_{13}(1) / \partial X_2 & \partial \Phi^{12}_{13}(1) / \partial y_2 & \partial \Phi^{12}_{13}(1) / \partial z_2 & \dots & 0100 \dots 0 \\ | & & & & | \\ & \dots & & & \\ \partial \Phi^{1 \cdot n_j}_{1, ni}(1) / \partial X_2 & \partial \Phi^{1 \cdot n_j}_{1, ni}(1) / \partial y_2 & \partial \Phi^{1 \cdot n_j}_{1, ni}(1) / \partial z_2 & \dots & 1000 \dots 1 \\ | & & & & | \\ \partial \Phi^{12}_{12}(2) / \partial X_2 & \partial \Phi^{12}_{12}(2) / \partial y_2 & \partial \Phi^{12}_{12}(2) / \partial z_2 & \dots & 1000 \dots 0 \\ | & & & & | \\ & \dots & & & \\ \partial \Phi^{1 \cdot n_j}_{1, ni}(n_k) / \partial X_2 & \partial \Phi^{1 \cdot n_j}_{1, ni}(n_k) / \partial y_2 & \partial \Phi^{1 \cdot n_j}_{1, ni}(n_k) / \partial z_2 & \dots & 1000 \dots 1 \end{vmatrix}
 \end{aligned}$$

かくして観測方程式の各項が導かれた。あとは適当な方法で観測方程式( $V=AX-L$ )を解けば、未知パラメータが推定できる。観測量に線形独立でないものを含めると、行列 $A$ にランク欠損が生じて解が不定になる。

#### ⑦二周波データの線形結合

電離層による遅延を補正するため、(L1)および(L2)バンドにおける搬送波位相( $\Phi_1$ ), ( $\Phi_2$ )の線形結合(linear combination)を観測量に選ぶことがある。 $(\Phi_1)$ ,  $(\Phi_2)$ を周波数(サイクル)で表し、 $(n_1)$ ,  $(n_2)$ を任意の実数とすると、2周波データの線形結合( $\Phi$ )(サイクル)は

$$\begin{aligned}
 \Phi &\equiv n_1 \Phi_1 + n_2 \Phi_2 \\
 &= n_1 f_1 t + n_2 f_2 t \\
 &= (n_1 f_1 + n_2 f_2) t
 \end{aligned}$$

と表せるので、線形結合された位相の周波数( $f$ )及び波長( $\lambda$ )は

$$\begin{aligned}
 f &= n_1 f_1 + n_2 f_2, \\
 \lambda &= c/f
 \end{aligned}$$

と定義できる。

よく使われる線形結合を次表に示す。

記号	観測名の名称	n1	n2	波長(cm)
L1	L1搬送波	1	0	19.0
L2	L2搬送波	0	1	24.4
L1+L2	ナローレーン(narrow-lane)	1	1	10.7
L1-L2(L5)	ワイドレーン(wide-lane)	1	-1	86.2
LC(L3)	電離層補正済み(ionospheric free)	1	$-f_2/f_1$	48.4*
LG(L4)	電離層遅延(ionosphere delay)	1	$-f_1/f_2$	$\infty$

\*Hofmann-Wellenhof et al.(1992)の定義。

文献によってはこの(n1),(n2)に $(f_1^2/(f_1^2-f_2^2))$ を掛けたもので(LC)を定義している(King et al.,1985)。この場合の波長は(L1)と同じ19.0cmになる。

電離層による位相の遅延量は周波数に逆比例するので、(LC)は電離層の影響を受けない観測量になる。このため概ね10km以上の長い基線の解析に(LC)を用いる。ワイドレーンやナローレーンは(LC)を使用する際に、(L1),(L2)に含まれる波数不確定性を整数化するのに用いる。

(L1),(L2)の搬送波位相を長さの次元(m)で表して、電離層補正済み観測量(LC)<sub>m</sub>を

$$LC = f_1^2/(f_1^2-f_2^2)L_1 - f_2^2/(f_1^2-f_2^2)L_2$$

と定義することもある(Beutler et al.,1989)。この場合波長は定義されない。

### ⑧波数不確定性の整数化

(L1),(L2)の二重位相差の波数不確定性が整数となることを利用し、実数値として推定された波数不確定性を整数値に丸め込んだ上で他のパラメータを推定し直すことがある。これを波数不確定性の整数化(ambiguity resolution)という。これにより座標の推定精度を上げることができる。2周波で(LC)を使用する場合、(LC)そのものの波数不確定性は整数値ではないが、ワイドレーン及びナローレーンを用いて(L1),(L2)の波数不確定性を整数化できる。

### ⑨物理モデル

データ解析には数学モデルの構造だけではなく、地球や衛星に関する具体的な物理モデルが必要である。IERS(国際地球回転事業)では、プレート運動、地球重力場、固体地球潮汐、海洋荷重変形、対流圏遅延モデル、太陽輻射圧モデル等の宇宙測地技術によるデータ解析に必要な物理モデルを、[ IERS Standards ] としてまとめている(McCarthy,1992)。

⑩地球固定座標系と慣性座標系との変換

慣性座標系  $X_{cis}$  (Conventional Inertial System; 例えば J2000系) と地球固定座標系  $X_{crs}$  (Conventional Terrestrial System; 例えば WGS-84系) の変換は

$$X_{crs} = R(\text{極運動}) R(\text{地球自転}) R(\text{章動}) R(\text{歳差}) X_{cis}$$

ただし、 $R$  は ( ) の中身で称される地球回転パラメータを引数とする回転行列で、時間の関数である。具体的な表式は例えば Hofmann-Wellenhof et al, (1992) を参照。

以上、日本測地学会による「測地公式集」による。

## 2-4-1 GPSによる基準点測量

基準点測量は、「GPSによる精密測地網一次基準点測量作業規程」および「同記載要領」（建設省国土地理院）、「海外測量（基本図用）作業規程」により測量を実施した。

### 1) 基準点の踏査・選点

#### ①選点地域の範囲

北緯20度34分～26度38分、東経88度1分～92度41分の範囲に位置し、その面積は、95,000km<sup>2</sup>（バングラデシュ国の総面積144,000km<sup>2</sup>の約7割）である。

#### ②踏査・選点点数

既存点	24点	（図-13）
新設基準点	115点	（Aタイプ：26点、Bタイプ：89点）
経緯度原点	1点	
（合計）	140点	

#### ③班編成

日本側技術者 1～2名、SOBカウンターパート 1～2名

#### ④選点方法

無線機の使用許可が出なかったため、選点作業の安全を第一とし、また作業の効率を考慮して、基準点班と水準点班は、合同で作業を行った。

基準点設置予定地点への到達を効率良く、確実にするために、簡易GPSと地図（1/25万、1/5万）を使用した。

選点は

- ・基準点間相互の間隔が概ね30kmの配置とした。
- ・電波障害になるような地物、植生を避けた。
- ・利用、保全の良い場所（公用地）とした。
- ・上空の視界は仰角15度以上を確保できる場所とした。

設置場所には、木杭を打ち込み場所を確定した。「基準点踏査選点記録表」には、後続の作業に必要な情報を記載した。

### 2) 基準点測量の観測

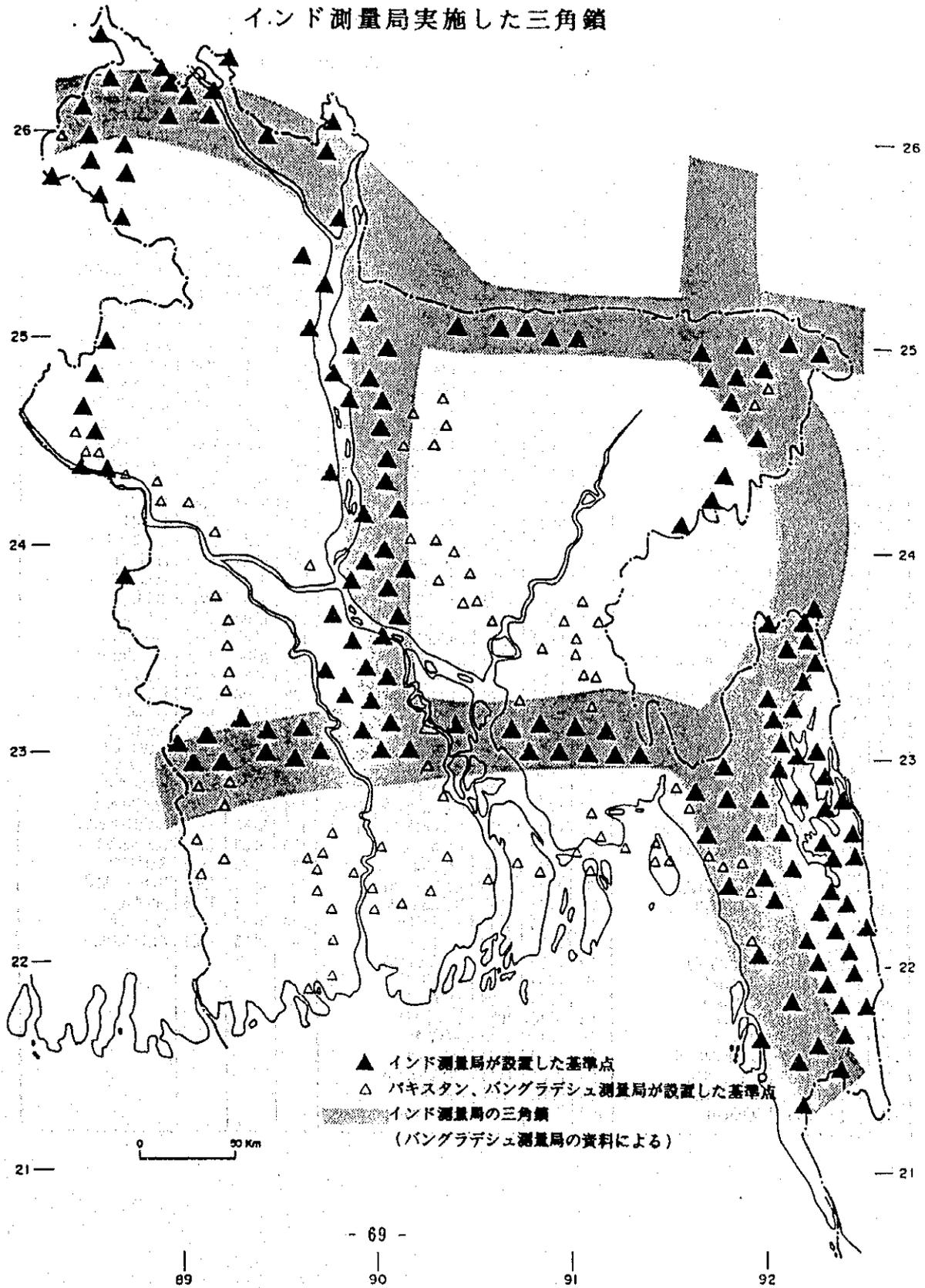
第I期の基準点観測は、第2年次前期に建設・設置が完了した西部地区の60点について実施した。第II期は、第3年次に東部地区において81点の観測を実施し、合計141点の観測を行った。このなかには基準験潮場の位置を決定するために、観測を行った1点が含まれている。

地図が不備なため、簡易GPSを使用し、位置を確認しながら測量を行った。

また、国土の大半が大河川により形成されたデルタ地帯で、平坦な地形に大きな樹木が散在し、GPS信号の受信障害になることから、特別に注文した10mと15mのGPSアンテナポールを使用して測量を行った。このアンテナポールは、樹木を越える位置にGPSアンテナを正確に設置できるため、受信障害がなく良好なデータを取得することができた。

データの再現性は、極めて良好で高い精度を保持している。これらデータは、フロッピーディスクに記録し、日本国内において解析・計算を行った。(表-1)、(図-14)

( 図 - 1 3 ) バングラデシュ国の既存基準点  
 インド測量局実施した三角鎖



(表 - 1)

I D . 点 番 . 点 名 对 应 表  
Symmetry table of I D. No. NAME

h	ID	h	NAME	h	ID	h	NAME	h	ID	h	NAME
1	EPF8	303	GULSIAN	51	NPL8	3469	MUNSHIGANJ	101	NP36	1477	JAGATBER
2	EP10	2200	HAUKIAK	52	EPL9	3479	DAUDKANDI	102	NP20	1126	RANSHIA
3	EPL4	3398	SAVAR	53	NPL5	242	N. KASHADANIA	103	NP22	1180	HILPIAHARI
4	NPL6	3442	PALAS	54	NP11	2019	BANI	104	NP37	1495	CIANDRAPUR
5	NP16	2110	HIRZAPUR	55	NPK8	2903	SOMPACIA	105	NP04	288	GOTBARI
6	EPL1	3327	GAZIKIALI	56	NPL2	3344	BRANHANGAON	106	NP40	1558	HAJENDRANAGAR
7	NP11	131	GOFIARGAON	57	NPL3	3354	BIAGYAKUL	107	NP43	1649	KURIGRAH
8	NP11	2227	ATHARABARI	58	NP14	199	BIATURIA	108	NP46	1685	HADANGANJ
9	NP14	2291	KISHORGANJ	59	NP04	2876	BABUPUR	109	NP06	350	KASIDANI
10	NP15	2300	KATIADI	60	NPK0	2615	SABDARPUR	110	NP44	1658	NARSINGBANJ
11	EPF2	181	KALI KACICHA	61	NPK1	2624	JIBANNAGAR	111	NP45	1668	KANCHIPARA
12	NP00	3533	NABINAGAR	62	EPK2	2661	P1PRAGACHH	112	NP47	1695	RAIHARI
13	NP19	2181	SRIPUR	63	EPK3	2694	MALDANGA	113	NP07	1713	DIGRIGRIAR
14	NP13	2281	JARAIL	64	NPK7	2867	BIABANIPUR	114	NP08	1722	BAKSHIGONJ
15	NP16	2308	BAJLIPUR	65	NPK4	2759	MAGURA	115	NP12	2037	HALUAGIAI
16	NP17	2317	BELABA	66	NPK6	2849	NOHATA	116	NP02	456	POLR BARI
17	NP01	395	BANJACHUNG	67	NPK9	2930	BAHAHALIPUR	117	EP09	1992	POUSA
18	NPJ0	2381	KAMDARPUR	68	NPL0	2957	BANJARI	118	NP13	2064	NOKIA
19	NPJ2	2427	DIRAI	69	NP03	280	GRAGONJ	119	NP14	2073	ARANKIOLA
20	NPJ6	2481	NABIGANJ	70	EP50	1821	PABNA	120	EP17	2127	RUPCIANDPUR
21	NP12	2272	AIPARA	71	NP58	2597	KALIDASPUR	121	EP18	2145	PIHUBARIA
22	NP06	261	JARIA	72	NP07	355	CHAIHOUAR	122	NP03	481	ICIAPUR
23	NP18	2337	BAIJURI	73	EP49	1803	LALPUR	123	NP10	2010	BLLIA
24	NP09	343	SUNAHGANJ	74	NP35	1468	BIERAHARA	124	NP15	2091	KACHUA
25	NP19	2373	KANDIGAON	75	NP57	2561	BARADI	125	NP59	2722	SAIBARIA
26	NPJ4	2454	GOBINDAGANJ	76	EP05	333	KAKONIAI	126	NP00	2795	KASINATHPUR
27	NPJ5	2471	GEAJPUR	77	EP31	1369	PABA	127	NPK5	2813	RANDIA
28	NP07	295	PAKIBAR TILA	78	NP13	1776	DICIAPATIA	128	NP08	380	DUPCIANCHIA
29	NP17	4317	MOKIATA	79	NP52	1857	LAKAS	129	NP51	1830	BOGRA
30	NP18	4334	JURI	80	NP56	1956	SAIBARIA	130	EP32	1387	SANTAIAR
31	NP19	4344	HAKARGAJ	81	NP33	1406	BACHARA	131	NP14	1911	DIMACHIA
32	NP00	369	AGRABAD	82	EP34	1433	AIRANI	132	EP48	1759	RANBAGIA
33	NPJ9	2525	LAURAGA TILA	83	NP27	1279	ROHAMPUR	133	NP39	1549	JOYPURIAI
34	NP13	193	DUPITILA	84	NP28	1298	CIAPAINA HABGANJ	134	NP42	1612	GOBINDAGANJ
35	NPJ8	2507	BARJINI TILA	85	EP30	1333	PARBATIPURADA	135	NP53	1884	SHAKIKANDI
36	NP00	4352	KIARACIARA	86	NP09	388	DINAJPUR	136	NP38	1504	RANACIANDI
37	NPJ3	2435	HABIGANJ	87	NP10	430	HIIIPUR	137	NP23	1190	SATIPUR
38	EPJ7	2498	CHUNARUGIAI	88	NP25	1234	DIAHURIAI	138	NP41	1585	HITHAPUKUR
39	NPJ1	2400	HITAMAIN	89	NP11	1522	NAHABGANJ	139	NP12	1568	KOBARU
40	NP05	3891	HIRPUR	90	NP24	1217	BAJLIPUR	140	NP54	1902	KAZIPUR
41	NP06	3908	COMILLA	91	NP26	1252	BIULAIAT	141	NP55	1921	STRAJGANJ
42	EPK2	3899	JAFARGANJ	92	EP29	1325	MOHIDEBPUR				
43	NP16	3980	FULGAZI	93	EP01	117	LOHAGARA				
44	NP11	3882	AKIAURA	94	NP15	1009	THIAYA				
45	EPK3	3926	LAKSAM	95	NP16	1055	BOALHARI				
46	NP14	3953	MOTABI	96	NP17	1072	SOMAIAR				
47	NP15	3972	CHAUDDAGRAH	97	EP19	1109	HARIIPUR				
48	ISN1	ISN1	TIDAL STA.	98	NP21	1144	HAKANDAPUR				
49	NP15	3407	SERAJDIKIAN	99	NP02	231	CIAPANI				
50	NPL7	3452	GOPALDI	100	NP18	1099	BALAPARA				



### 3) GPS観測

基準点網の観測計画は、基準点観測網図に基づき、GPS干渉測位方式で行い、各基準点にGPS受信機を複数台(6~13台)同時刻に配置し、4個以上の衛星の電波信号を同時に受信した。

1セッションの観測時間は、3時間を標準とし、相対精度は、1/100,000以上を確保した。受信機アンテナの上空は、仰角15度以上を標準とした。

また、測地網全体のジオイド変化を把握するために、基準点に標高取付測量を実施した。標高取付測量は、新規に設置した水準路線から直接水準測量(3級水準:往復差 $\pm 10\text{mm}\sqrt{S(S:\text{Km})}$ )により、基準点の標高を決定した。(図-15)、(表-2)

基準点の標高は、第2年次(4点)、第3年次(23点)、第4年次(24点)、合計51点を実施した。これらの標高とGPSによる楕円体高をもとにジオイドマップを作成した。

#### ①GPS受信機の性能

受信バンド	性能	備考
L <sub>1</sub> , L <sub>2</sub> (2周波)	$\pm(5\text{mm} + 1 \times 10^{-6} \times D)$ D:距離	Trimble 4000 SSE

#### ②観測の単位

項目	単位	位
基線ベクトル	m	0.001
アンテナ高	m	0.01

#### ③標準観測時間等

項目	標準時間・標準値
セッション数	2セッション
各セッションの観測間隔	5時間以上
1セッションの観測時間	3時間以上
データ取得間隔	15秒
セッション間較差	距離:30mm高さ:50mm
セッション内の重複観測	2点以上
衛星高度	15度以上
取得衛星数	4個以上

#### ④基準点総数

区分	基準点測量
平均距離	約30Km
基準点総数	141点
基準点内訳	
経緯度原点	1点
験潮場	1点
Aタイプ	26点
Bタイプ	89点
既存点	24点

#### ⑤測量器機等

区分	基準点測量	台数
GPS受信機	Trimble 4000 SSE	13台
アンテナポール	Denki Kogyo PA-7-90	13台
計算機	TOSHIBA J3100GT-XD	4台
簡易GPS	SONY PYXIS IPS-760	15台

## ⑥ 観測値の点検

観測値の点検は、閉合ベクトルの長さ（ $d s$ ）により行った。

許容範囲は、

$$d s < 1.5 \text{ ppm} \times \Sigma D \quad \text{ただし、} \Sigma D : \text{路線長}$$

現地での計算結果は、再現性も良く、許容範囲内であった。

## ⑦ 基準点測量の観測体制

基準点測量の観測体制は、測量精度、安全確保、技術移転等を考慮し編成した。

GPS受信機の取扱いに経験が必要なことから、受信機の操作（測量者）は、日本人技術者とし、測量助手（1名）を現地測量会社等より雇用した。

また、見物人整理のために作業現地で人夫を適宜雇用した。

観測は、第2年次と第3年次に行い（12班）の編成とし、各班には各々SOBカウンターパートが配属され、地元住民や宿泊所等の交渉に当たった。

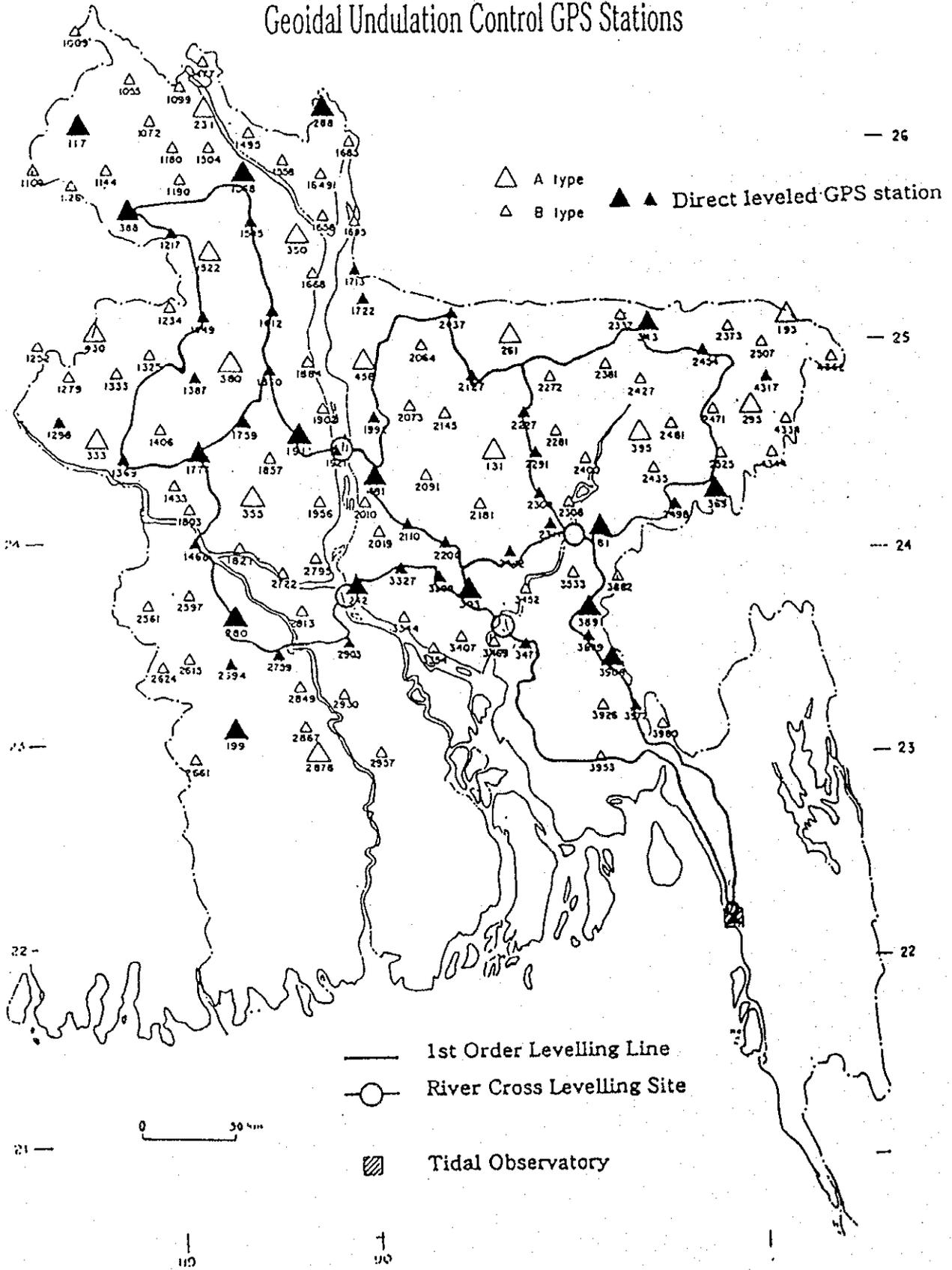
経緯度原点のGPS観測は、基準点主任技師が行い、本部要員が支援した。

また、第3年次後半には、SOBカウンターパートにGPS観測に参加してもらい、基線解析等についての技術移転を図った。

第3年次の水準測量と同時の現地業務組織表を（図-16）に掲載した。

(图-15) GPS点标高取付測量点

Geoidal Undulation Control GPS Stations



(表 - 2)

## G P S 点 標 高 一 覽

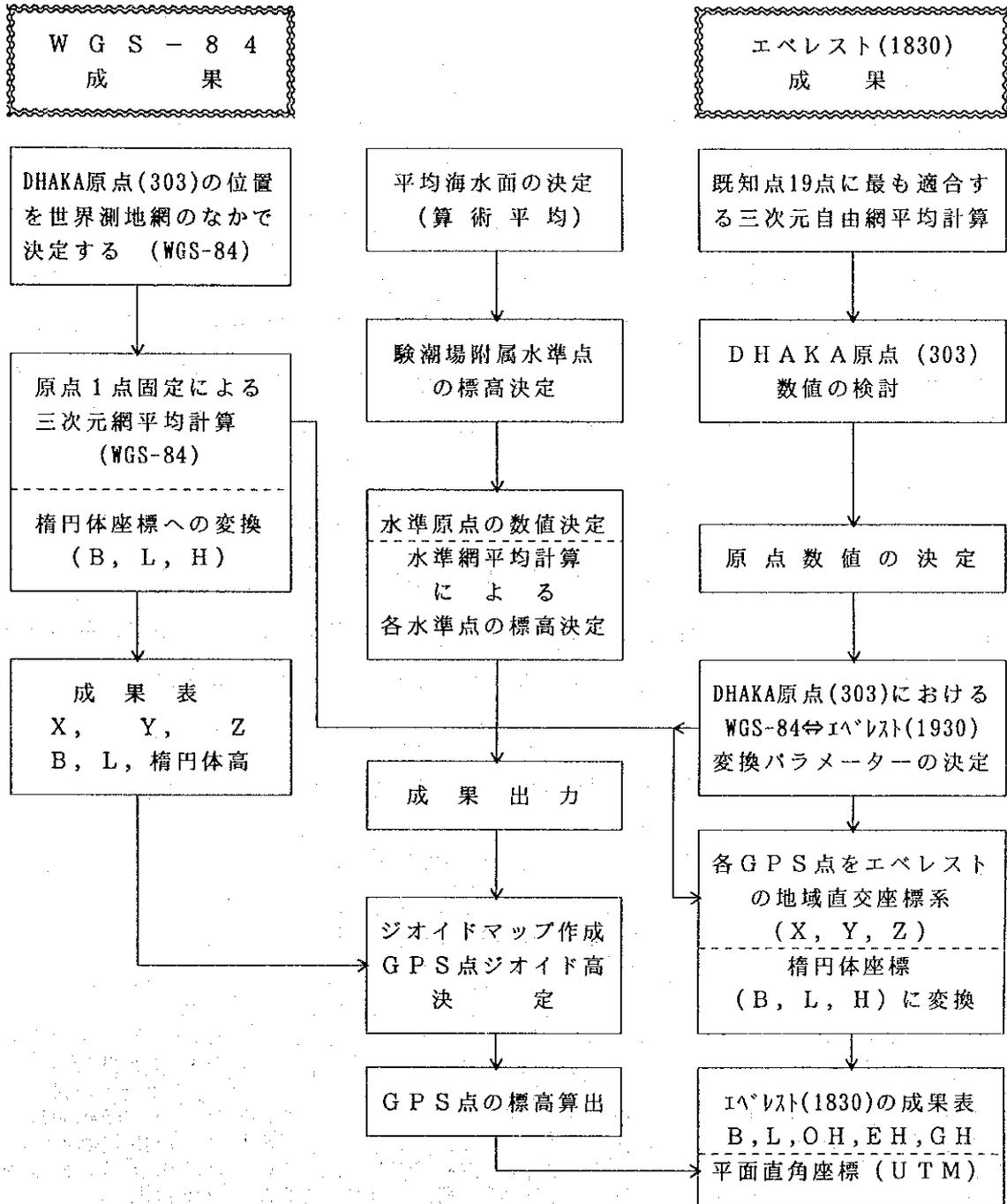
G P S 点名	標 高	G P S 点名	標 高
117	54.644	1921	13.8213
181	6.824	1992	14.401
199	5.141	2037	13.1614
242	8.6924	2110	9.4878
280	10.558	2127	12.3447
288	32.900	2200	12.7642
303	8.5344	2227	8.6030
343	8.9698	2291	9.7681
369	24.975	2300	9.5180
388	36.0160	2317	7.597
481	11.2468	2454	10.1201
1217	32.0478	2498	15.6964
1298	21.606	2525	13.059
1369	17.1686	2694	7.834
1387	14.528	2759	6.5398
1468	15.218	2903	7.5537
1549	20.3131	3327	8.6679
1568	35.160	3398	10.0411
1585	28.7147	3442	7.901
1612	20.8514	3479	5.276
1713	21.115	3891	7.5678
1722	20.958	3899	7.8552
1759	13.5711	3908	9.776
1776	14.4244	3972	8.2532
1830	18.7859	4317	18.737
1911	13.4733	TSN1	6.6153

\* 直接水準測量による標高



2-4-2 経緯度原点の計算・整理

1) バングラデシュ測地網成果算出フローチャート



## 2) 経緯度原点数値決定の経緯

経緯度原点は、バングラデシュ国測地基準点網の基準となるもので、全国に設置した、GPS基準点の位置（経度、緯度）決定の出発点になる。

基準点測地網は、将来の測地成果の利用等を考慮し、経緯度原点においてGPSの連続観測を行い、IGS暦による高精度な世界測地座標系のもとで位置決定を行った。

また、基準点網は「WGS-84」系と「エベレスト(1830)」系の2通りの計算をした。

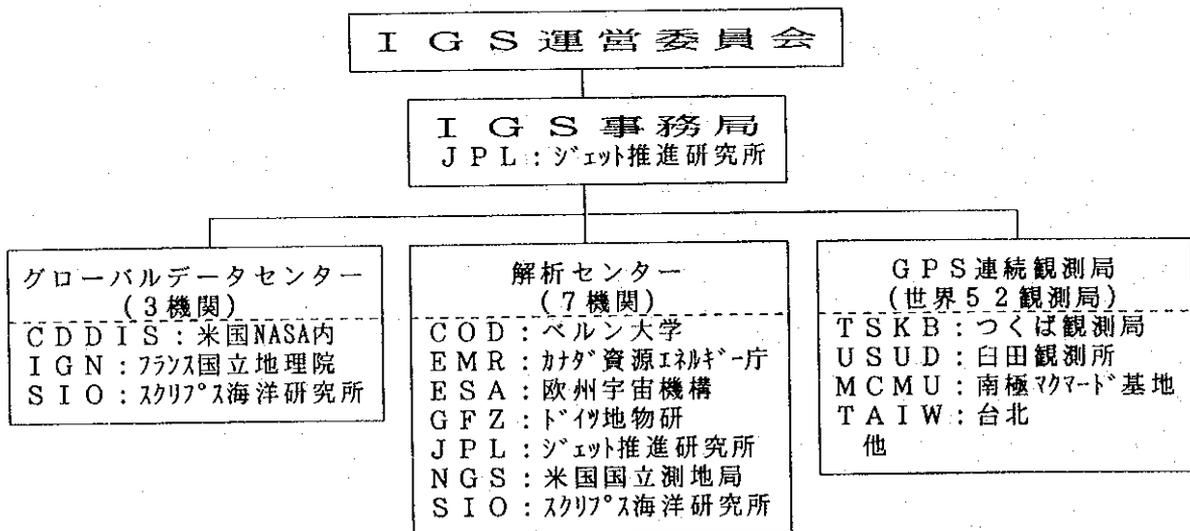
### ① IGSの観測システム

IGS(International GPS Service for Geodynamics: 国際GPS地球力学事業)は、測地学・地球物理学的な研究活動を推進するために、各国関係機関の協力のもとで、世界各地の研究者にGPS情報を提供することを目的として、1991年にIAG(International Association of Geodesy: 国際測地学協会)が提唱したもので、全世界的なGPSキャンペーンやパイロットサービスを経て、1994年1月1日から定常運用を開始した。

IGSが実施している主な業務は次の通りである。

- A) 全世界にGPS衛星の追跡ネットワークを構築し、連続観測を行う。
- B) 観測データは、データセンター群で集中管理して提供する。
- C) 解析センター群は、上記の観測データから、精密軌道情報(精密暦)、地球回転パラメータ、地殻変動等の解析データを生成し、地球科学分野のユーザーに提供する。

## IGS 組織概要図



② I T R F ( 9 2 ) 系による経緯度原点の数値

ダッカの経緯度原点の位置決定は、ITRF(92)系(IERS Terrestrial Reference Frame)楕円体上で計算を行った。

G P S 観測は、ダッカの経緯度原点において、1994年9月17日～9月23日までの7日間、30秒のインターバルで連続観測を行った。

基線解析には、TUKUBA (日本)、WETTZELL (ドイツ)、YARAGADEE (オーストラリア)、HARTEBEESTHOEK (南アフリカ) の4箇所の I G S 点を使用した。(図-17)

計算と解析は、「GAMIT」基線解析プログラム(米国、マサチューセッツ工科大、カリフォルニア大が開発した包括的なG P S 解析プログラム)と「GLOBK」網平均計算プログラム(米国、マサチューセッツ工科大、カリフォルニア大、ハーバード大が開発したG P S 網平均計算プログラム)を使用した。

網平均計算は、基線解析により得られた各日毎の三次元座標値を用い、上記、4箇所の I G S 点を固定点として最終位置を決定した。

基線解析に使用されたデータは、良好と判断された2,000エポック(約17時間分)のデータで、I G S 暦により計算した。

網平均計算によって得られた位置精度は

X成分 =  $\pm 0.191\text{m}$  , Y成分 =  $\pm 0.304\text{m}$  , Z成分 =  $\pm 0.165\text{m}$  と推定される。

計算および解析は、「建設省国土地理院測地部」が行った。

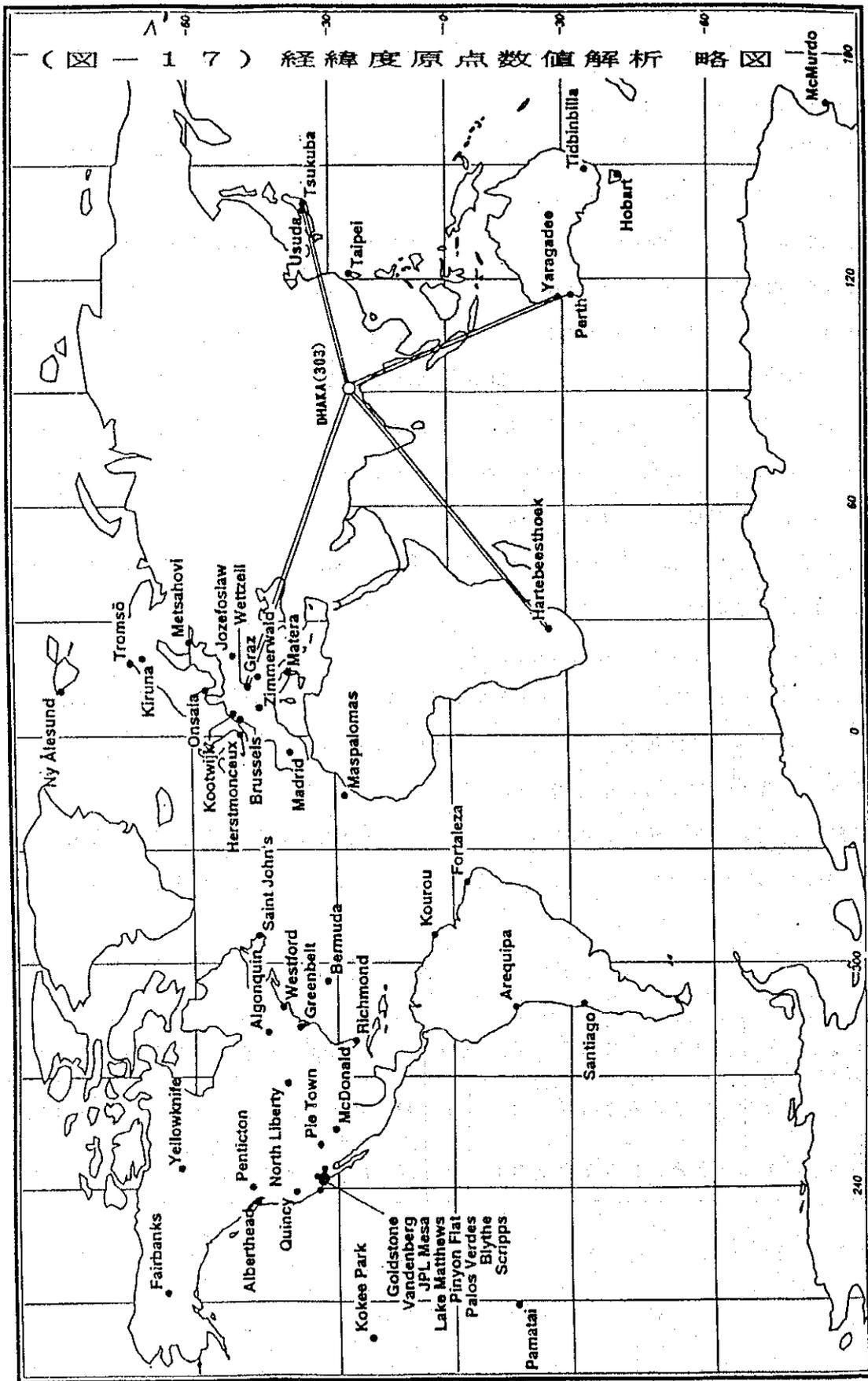
③ W G S - 8 4 系による基準点の数値

ITRF(92)系のなかで決定した経緯度原点(B,L,H)を固定し、三次元網平均計算により(B,L,H, X,Y,Z)WGS-84系成果として141点の位置を計算した。(4. 基準点成果表 参照)

W G S - 8 4 の定義 (楕円体の原子)

長半径	6 3 7 8 1 3 7 . 0 0 0 m	経緯度原点値 (W G S - 8 4)	
短半径	6 3 5 6 7 5 2 . 3 1 4 m	緯度	2 3 ° 4 7 ' 5 2 " 0 2 7 1 4
逆扁平率	2 9 8 . 2 5 7 2 2 3 5 6 3	経度	9 0 ° 2 4 ' 5 6 " 3 4 0 2 4

# GPS TRACKING NETWORK OF THE INTERNATIONAL GPS SERVICE FOR GEODYNAMICS OPERATIONAL STATIONS



March 1994

④ 経緯度原点数値の計算結果(WGS-84)

DETERMINATION OF ABSOLUTE POSITION OF DHAKA(303) STATION ON WGS-84 ELLIPSOID

In GPS Tracking network of the International GPS Service for Geodynamics

GLOBK Ver 3.1 Global Solution

Solution commenced with : 1994/ 9/17 15:19 (1994. 7109)  
 Solution ended with : 1994/ 9/23 16:19 (1994. 7274)  
 Solution refer to : 1994/ 9/23 16:19 (1994. 7274)  
 Satellite IC epoch : 1994/ 8/28 11:59 50:00  
 Run time : 1994/12/15 16:08 42:00

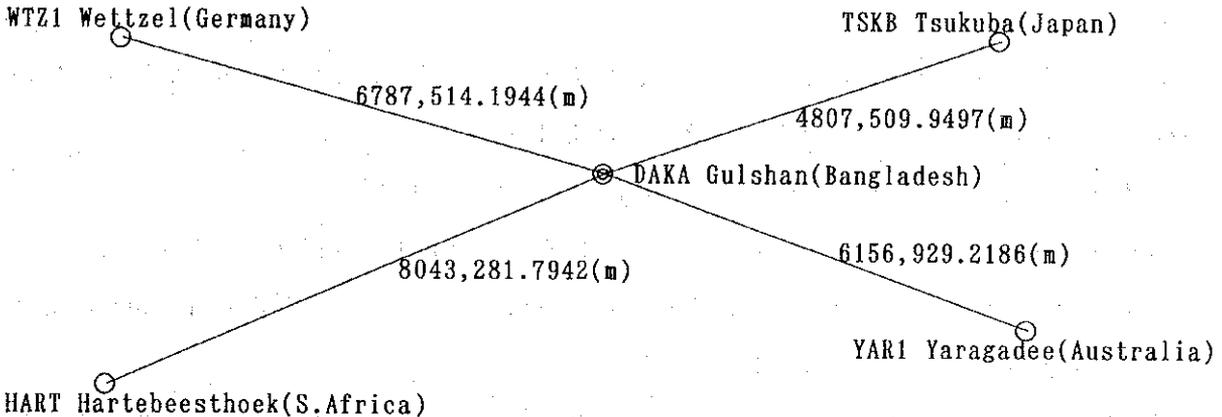
There were 7 expts from 7 global files in the solution  
 There were 91679 data used. 0 data not used and 91679 data total.  
 There were 15 global parameters estimated  
 There were 5 Station. 0 radio sources. and 25 satellites

Parameter Estimates From GLOBK Vers 3.1

	Estimate	Adjustment	Sigma
DAKA GPS X coordinate (m)	583888.26	0.0389	0.0022
DAKA GPS Y coordinate (m)	583888.26	0.0171	0.0035
DAKA GPS Z coordinate (m)	2557788.44	-0.2349	0.00194
DAKA GPS N coordinate (m)	2649788.79	-0.2219	0.00284
DAKA GPS U coordinate (m)	9209261.78	-0.0500	0.0022
DAKA GPS V coordinate (m)	-44.82	-0.0794	0.00397
NE NU EU position correlation	0.5440	0.1028	0.02031

GLOBK: BASELINE LENGTH

Base Line	Length (m)	Adjust(m)	Sigma(m)
TSKB GPS to DAKA GPS	4807509.9497	0.0983	0.0025
YARI GPS to DAKA GPS	6156929.2186	-0.1980	0.0021
DAKA GPS to HART GPS	8043281.7942	-0.1738	0.0030
DAKA GPS to WTZ1 GPS	6787514.1944	0.0664	0.0023



GPS Universal Computation Program (Without Geoid Model)  
 Vers J1.0 1994-12-7

Dhaka Gulshan(303)	IERS-92	WGS-84	estimation accuracy
Latitude	23 47 52.02714	23 47 52.02714	
Longitude	90 24 56.34024	90 24 56.34024	
Ellipsoid Height H(m)	-42358.1522	-42358.1522	
3D Coordinate X(m)	583888.26	583888.26	± 0.191
3D Coordinate Y(m)	583888.26	583888.26	± 0.304
3D Coordinate Z(m)	2557788.44	2557788.44	± 0.165

Everest 1830(Kalianpur Datum) - WGS-84

	IERS-92	WGS-84	Difference
Latitude	23 47 49.54	23 47 52.02714	-2.49
Longitude	90 25 08.48	90 24 56.34024	-10.14

⑤ エベレスト(1830)系による数値

エベレスト(1830)系の数値は、既設の基準点19点に最も良く適合する数値とするために、三次元自由網平均計算により決定した。

同国の既存測量成果および既存地図が当面の間使用されることから、三次元自由網平均等より、既存の測量成果の検証・検討を行ない、旧仮原点数値に対し、実用上支障にならないと判断できる量を修正して原点数値を決定した。

エベレスト(1830)の定義(楕円体の原子)

長半径	6377276.345 m	経緯度原点値(Everest 1830) H=8.5344m	
短半径	6356075.413 m	緯度	23° 47' 49" 4850
逆偏平率	300.8017000000	経度	90° 25' 06" 5527

バングラデシュ国が現在、公示している測量成果は、19世紀から20世紀に測量した成果を使用している。この成果は、インド、カリアンプール(Kalianpur)原点より、約1,300kmを三角鎖によって測量したものである。

全国に散在する既設の三角点は、古典的測量手法により行われたため、相対的な位置関係が正確さを欠いている。このため次の計算を行い成果の検証を行った。

A) 経緯度原点(303)を固定した、三次元網平均計算(図-18)

B) 既設三角点、全点(19点)を与件とする、三次元網自由網平均計算(図-19)

C) 変位ベクトルの大きい既設三角点を除いた、11点を与件とする、三次元自由網平均計算により検証した。(図-20)

D) 経緯度原点数値の決定については、バングラデシュ国測量局と測地基準点網調査団と協議し、B)の既設三角点全点(19点)を与件とする三次元自由網平均による計算結果を、経緯度原点値とした。

E) 経緯度原点におけるWGS-84→エベレスト(1830)の変換パラメータは

$$\Delta X = -283.729\text{m} \quad \Delta Y = -735.942\text{m} \quad \Delta Z = -261.143\text{m}$$

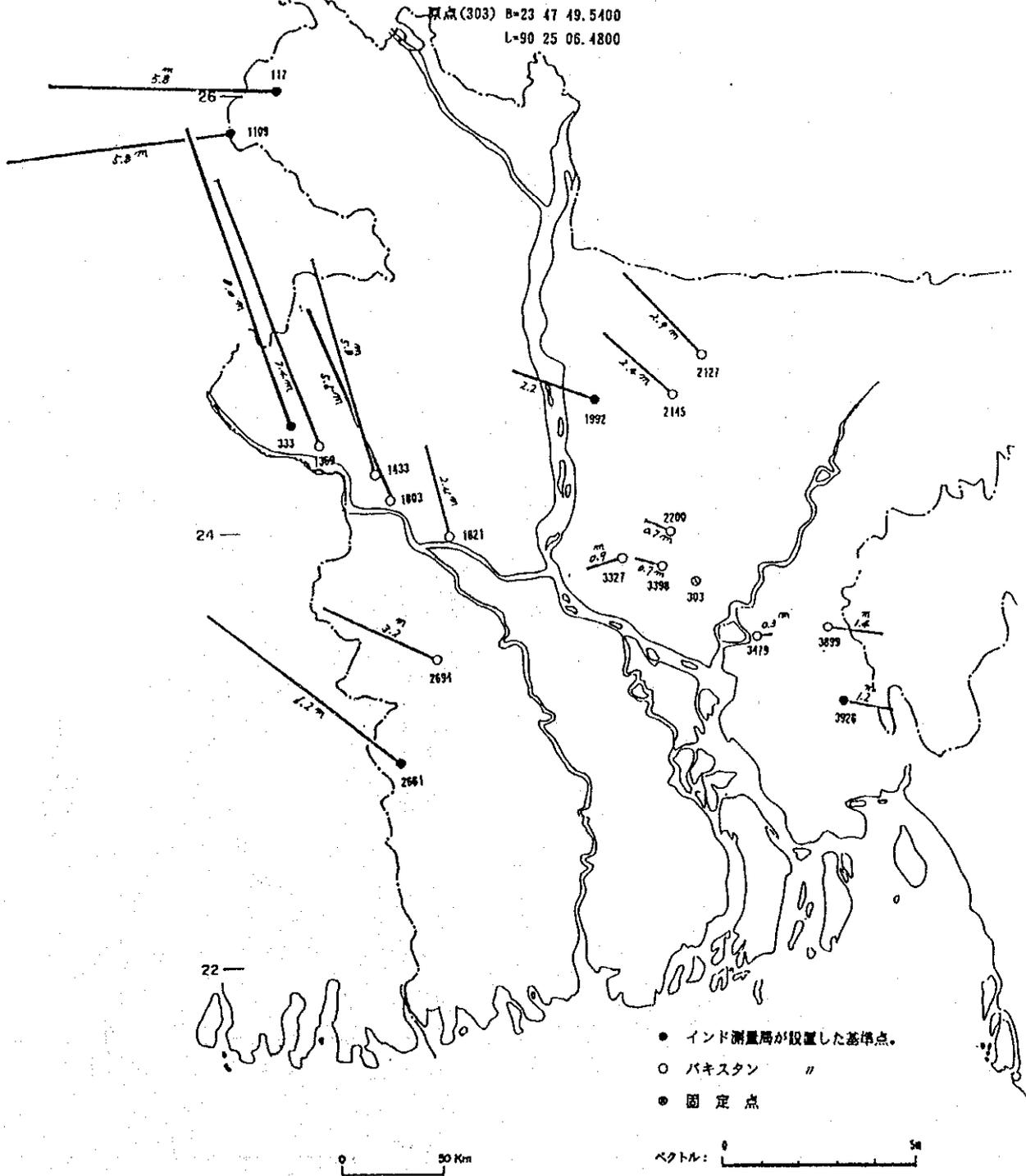
により、エベレスト(1830)成果の計算を行った。(表-3)

F) 経緯度原点、水準原点の位置関係(水平・高低)について測量を行った。(図-21)

( 図 - 1 8 )

原点 ( 3 0 3 ) 1 点固定成果  
( - )  
旧成果 ( エベレスト 1 8 3 0 )

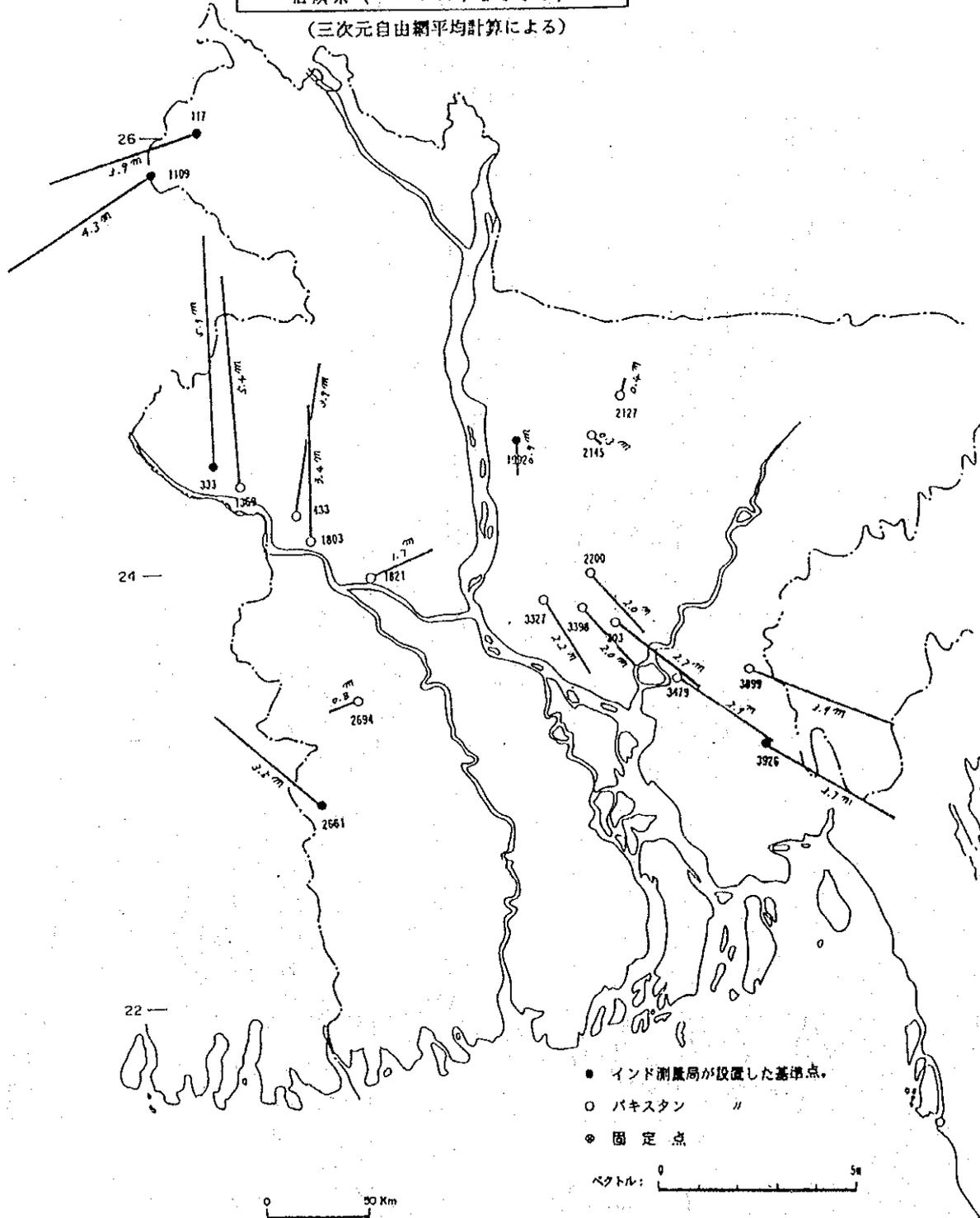
( 三次元 網平均計算による )



( 19 )

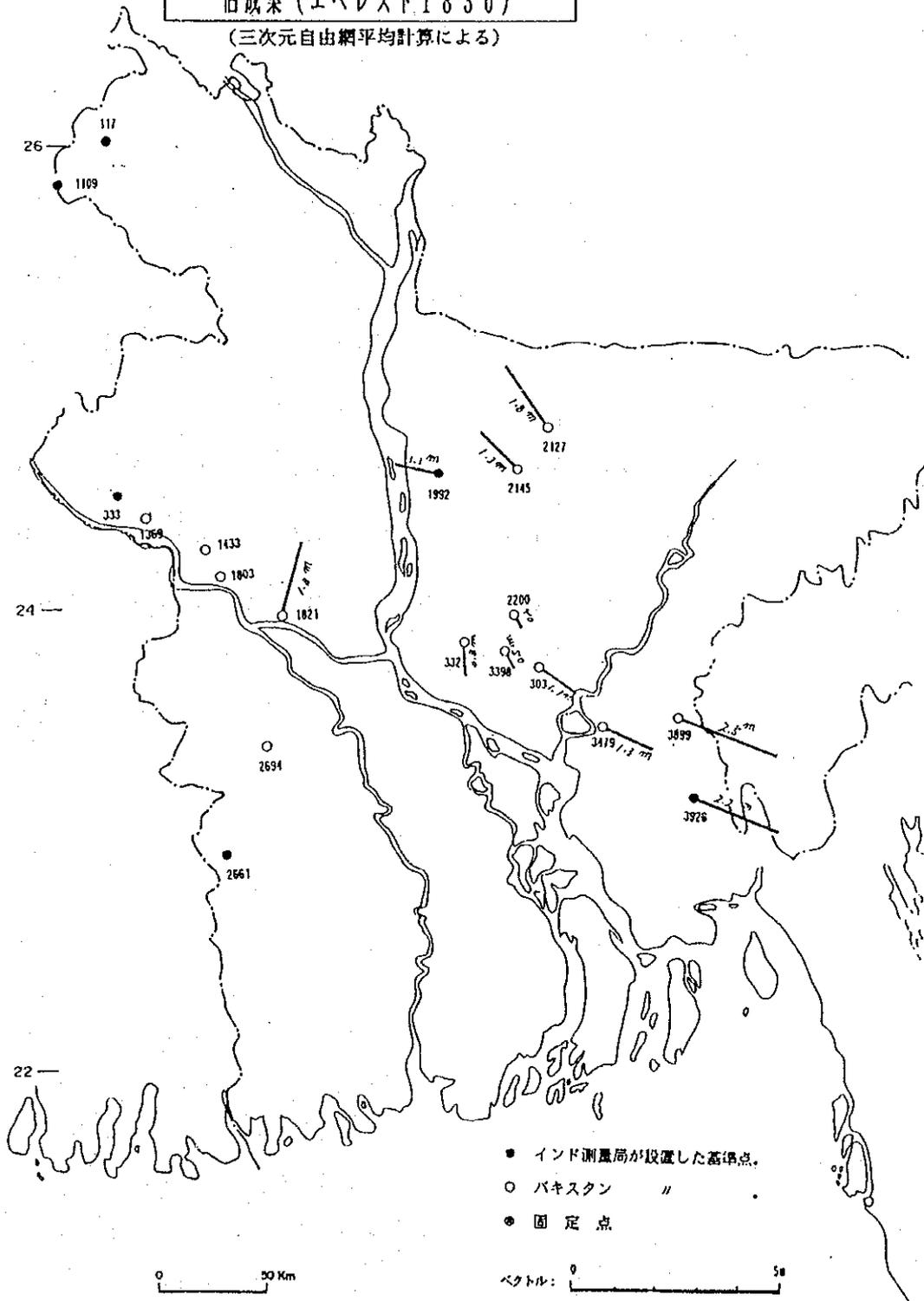
既設基準点19点によるフリー計算成果  
旧成果 (エベレスト1830)

(三次元自由網平均計算による)



( 図 - 20 )

既設基準点11点によるフリー計算成果  
旧成果 (エベレスト1830)  
(三次元自由網平均計算による)



(表 - 3) 變 換 定 数

TRANSFORMATION CONSTANT  
( WGS-84 → EVEREST-1830 )

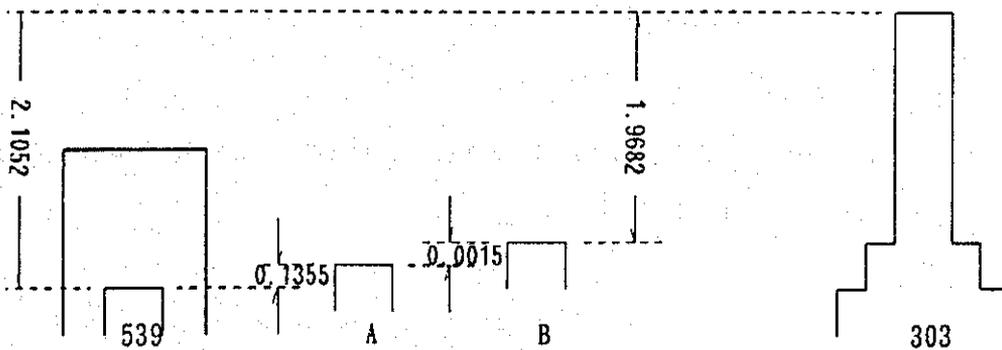
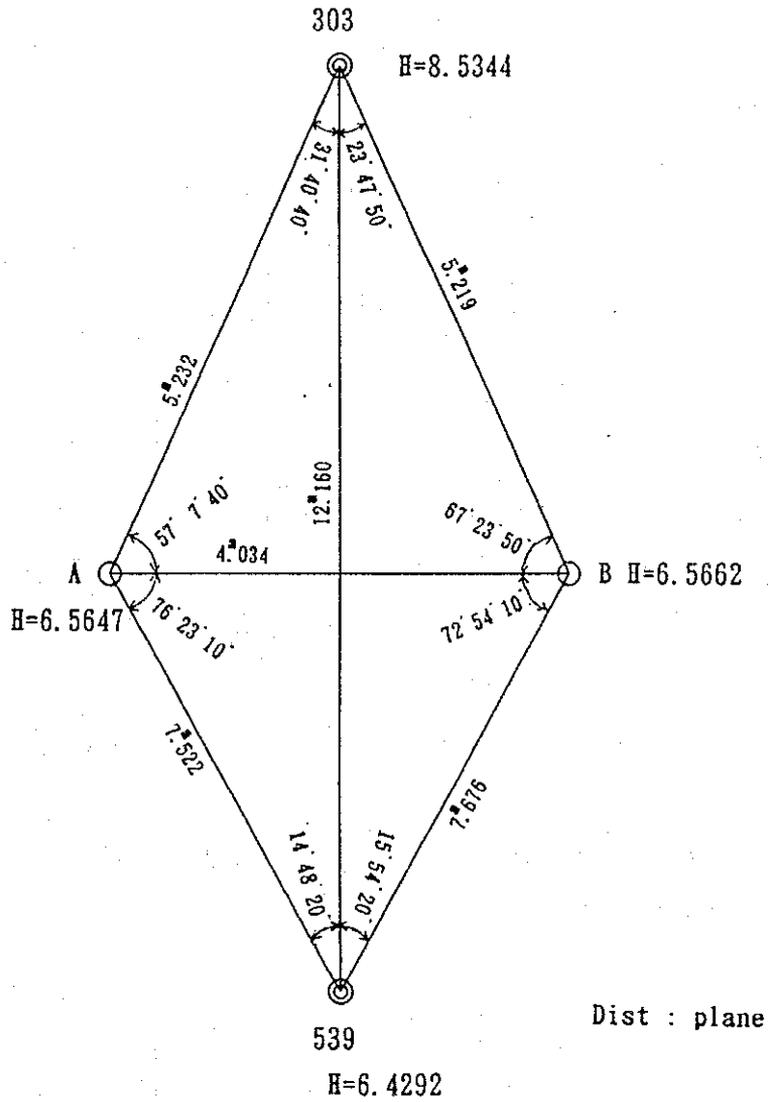
「 303 GULSHAN」

( BANGLADESH Origin of Longitude and Latitude )

WGS-84	EVEREST-1830	CONSTANT
X = - 42 358. 282 <sup>m</sup>	X = - 42 642. 011 <sup>m</sup>	$\Delta X = -283. 729m$
Y = 5 838 825. 444	Y = 5 838 089. 502	$\Delta Y = -735. 942$
Z = 2 557 788. 698	Z = 2 557 527. 555	$\Delta Z = -261. 143$

(1995)

(圖 - 2 1) 測地原点關係位置圖



G) 三次元自由網平均計算(Hermart's Transformation)

三次元ヘルマート変換は、三次元 X, Y, Z 軸および回転角を  $\kappa, \phi, \omega$  原点の移動量を  $t_x, t_y, t_z$  とすると

$$\begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ Z_i \end{bmatrix} = R_\omega R_\phi R_\kappa \begin{bmatrix} X_o \\ Y_o \\ Z_o \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} t_x \\ t_y \\ t_z \end{bmatrix} \dots (1)$$

$$R_\omega = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\omega & -\sin\omega \\ 0 & \sin\omega & \cos\omega \end{bmatrix}$$

$$R_\phi = \begin{bmatrix} \cos\phi & 0 & \sin\phi \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin\phi & 0 & \cos\phi \end{bmatrix}$$

$$R_\kappa = \begin{bmatrix} \cos\kappa & -\sin\kappa & 0 \\ \sin\kappa & \cos\kappa & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

と表される。

三次元自由網平均計算における、三次元ヘルマート変換による残差の二乗和の最少化とは、1点固定網平均計算で求められた各点の座標を  $P_{oi} (X_{oi}, Y_{oi}, Z_{oi})$  とし、(1)により変換された座標  $P_{ii}$  と対象となる既知点の座標  $P_i$  との距離の二乗和が最少となる三次元の回転角  $\kappa, \phi, \omega$  と原点の移動量  $t_x, t_y, t_z$  を求めることができる。

$$\sum \left| \begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ Z_i \end{bmatrix} - \left\{ R_\omega R_\phi R_\kappa \begin{bmatrix} X_{oi} \\ Y_{oi} \\ Z_{oi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} t_x \\ t_y \\ t_z \end{bmatrix} \right\} \right|^2 \rightarrow \text{最小}$$

H) 旧成果の評価

新成果と旧成果の差のベクトルは、傾向として A, B, C, D, E、の5ブロックに大別される。新点の位置は旧点を基準にして、

Aブロック	西 方向へ 約 4m
B //	北 約 3~6m
C //	- 約 1m 以下
D //	東 約 2~4m
E //	北北西 約 3m

のベクトルを示している。

この原因は、旧測量網(三角鎖)が19世紀から20世紀にかけてに実施された古典的測量法によるものと推察される。(図-22)

既設基準点の新・旧成果の比較

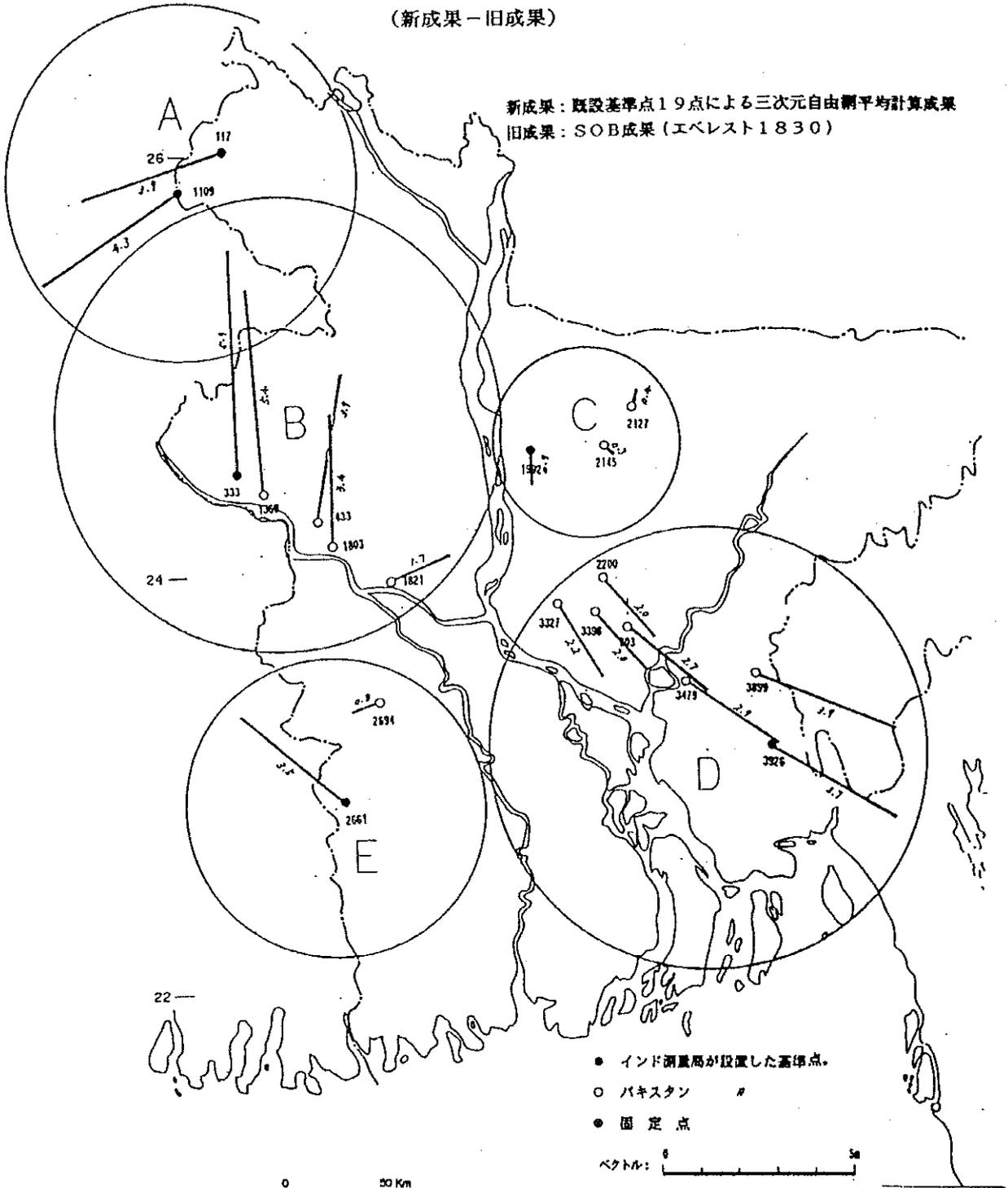
区	間	N <sub>ew</sub> 成果	O <sub>ld</sub> 成果	N - O	N - O / N
A <sub>BLOCK</sub> 1 1 0 9 ~ B <sub>BLOCK</sub> 3 3 3		150,387. <sup>”</sup> 16	94. <sup>”</sup> 47	-7. <sup>”</sup> 31	1/ 20,000
A	1 1 0 9 ~ C 1 9 9 2	224,980.42	78.39	2.03	1/110,000
A	1 1 0 9 ~ D 3 9 2 6	417,100.44	95.92	4.52	1/ 92,000
A	1 1 0 9 ~ E 2 6 6 1	327,158.91	63.13	-4.22	1/ 78,000
A	1 1 7 ~ A 1 1 0 9	33,033.52	32.66	0.86	1/ 38,000
B	3 3 3 ~ B 1 8 2 1	94,522.06	17.41	4.65	1/ 20,000
C	1 9 9 2 ~ C 2 1 2 7	56,442.74	2.28	0.46	1/122,000
D	3 0 3 ~ D 3 8 9 9	69,606.52	5.08	1.44	1/ 48,000
E	2 6 9 4 ~ E 2 6 6 1	54,268.12	9.73	-1.61	1/ 34,000

バングラデシュ国内の既設基準点の相対位置精度は、ブロック間で約 1/75,000、ブロック内で約 1/52,000である。

全体の平均では、1/5~60,000の程度の精度である。

( 図 - 22 ) 地域ごとのベクトル  
 (新成果 - 旧成果)

新成果：既設基準点19点による三次元自由網平均計算成果  
 旧成果：SOB成果 (エベレスト1830)



## I) 経緯度原点数値決定

地球上の位置は、地球楕円体上の経度・緯度によって、一義的に表すことができる。

補修・修復した経緯度原点は、バングラデシュ国の測量全体の基準となるものである。

全国に配置した、基準点の位置（経度値、緯度値）決定の出発点である。

### 経緯度原点数値決定の経緯

#### 1) 旧成果の原点数値 エベレスト(1830) (インド Kalianpur測地系)

緯度 B = 23 47 49.54  
経度 L = 90 25 06.48  
経緯儀を使用した、三角鎖方式による

#### 2) GPSによるWGS-84系による原点数値

緯度 B = 23 47 52.02714  
経度 L = 90 24 56.34024  
H = -45.4494 推定精度  
X = -42,358.2817 ± 0.191  
Y = 5,838,825.4441 ± 0.304  
Z = 2,557,788.6983 ± 0.165

GPSを使用し、IGS（ネット、暦）による計算

#### 3) 新成果の原点数値 エベレスト(1830)(Bangladesh published coordinates)

三次元自由網平均により、19点の既設成果を基に決定した。

緯度 B = 23 47 49.4850 N  
経度 L = 90 25 06.5527 E

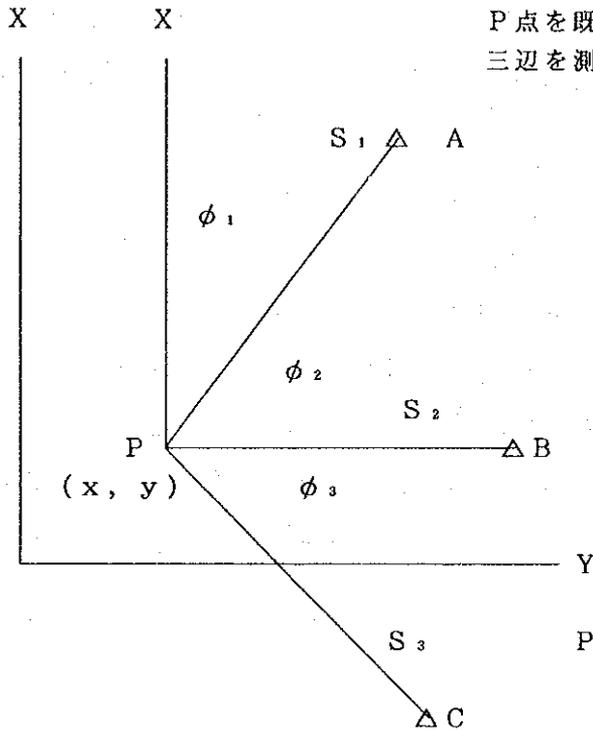
WGS-84系 ⇒ エベレスト(1830)系 座標変換

$$\text{変換式} \begin{bmatrix} X_B \\ Y_B \\ Z_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta X_0 \\ \Delta Y_0 \\ \Delta Z_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} X_A \\ Y_A \\ Z_A \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -283.729\text{m} \\ -735.942\text{m} \\ -261.143\text{m} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} X_A \\ Y_A \\ Z_A \end{bmatrix}$$



2-4-3 GPS測量の計算・整理

1) 観測網の強度検証



P点を既知点A, B, C, から求める場合を考えると  
三辺を測定した場合の観測方程式は次の通りになる。

$$\begin{aligned} v_1 &= a_1 x + b_1 y - l_1 \\ v_2 &= a_2 x + b_2 y - l_2 \\ v_3 &= a_3 x + b_3 y - l_3 \end{aligned}$$

ただし

$$\begin{aligned} a_i &= \frac{\rho''}{S_i} \sin \phi_i \\ b_i &= \frac{\rho''}{S_i} \cos \phi_i \end{aligned}$$

P点の位置誤差は

$$m^2_p = \left\{ \frac{([aa] + [bb])}{D} \right\} \sigma^2$$

ただし

$$D = [aa][bb] - [ab]^2$$

でもとまる。

$$Q_p = \left\{ \frac{([aa] + [bb])}{D} \right\}$$

また、 $Q_p$ の分子、分母は次のようになる。

$$[aa] + [bb] = \rho^2 \left( \frac{1}{S^2_1} + \frac{1}{S^2_2} + \frac{1}{S^2_3} \right)$$

$$D = (a_1 b_2 - a_2 b_1)^2 + (a_1 b_3 - a_3 b_1)^2 + (a_2 b_3 - a_3 b_2)^2$$

$$= \rho^4 \left\{ \frac{\sin^2(\phi_2 - \phi_1)}{S^2_1 \cdot S^2_2} + \frac{\sin^2(\phi_3 - \phi_1)}{S^2_1 \cdot S^2_3} + \frac{\sin^2(\phi_3 - \phi_2)}{S^2_2 \cdot S^2_3} \right\}$$

上式から、 $Q_p$ 値は、夾角の大きさと辺長の長短が複雑に影響することがわかる。

この例で、 $S_1 = S_2 = S_3$ 、 $\phi_2 - \phi_1 = \phi_3 - \phi_2 = 60^\circ$  とすると（正三角形型）

$Q_p = 1.33 S^2 / \rho^2$  となり、 $S_1 = S_2 = S_3$ 、 $\phi_2 - \phi_1 = \phi_3 - \phi_2 = 20^\circ$  とすると

$Q_p = 4.64 S^2 / \rho^2$  となることから、三角形の図形の強さが吟味され、正三角形が最も良いことが証明される。（図-23）

そこで、選点実施の際、正三角形の集合になるように努め、上述のように「Q」の大きさは複雑な図形的影響を受けることから、GPS観測の前に測地網全体について、フリーネット解放による網平均計算を実施し、「Q」の計算を行い、網の良否の総合判定を実施した。

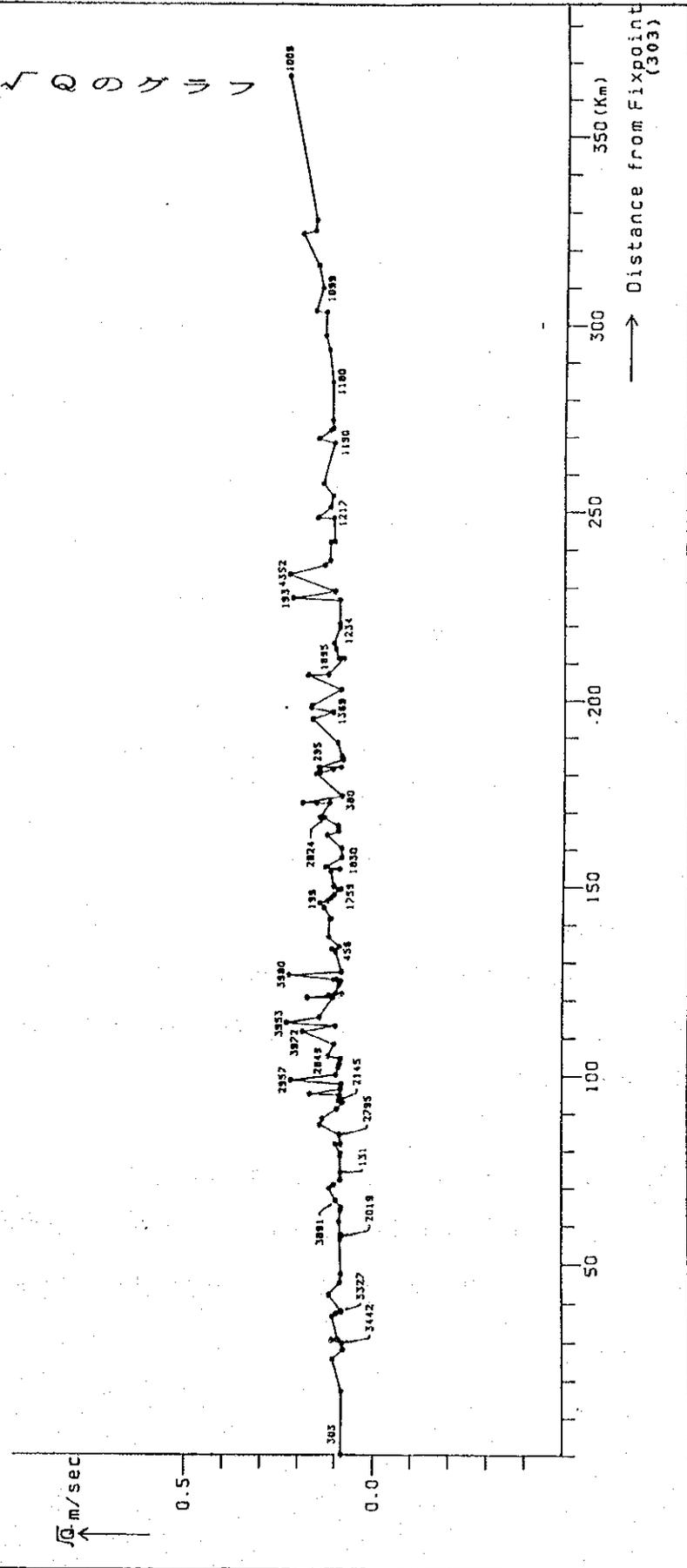
その結果、 $\sqrt{Q}$ は $0.09 \sim 0.12 \times 10^{-6}$ であるため、良好と判断した。ただし、標高取付、位置の決定を目的とした、基準験潮場のGPS点(TSN 1)は「Q」の計算から外した。

基準点の観測網は、幾何学的図形の強さを考慮して形成し、3辺測量方式による観測網に準じて形成した。測地学的基準点の座標は、観測値に基づき三次元網平均計算を行い計算した。

( ☒ - 23 )  $\sqrt{Q}$  のグラフ

M. S. E.  $\sqrt{Q} = 0.120$

Graph of  $\sqrt{Q}$



## 2) GPS基線解析

1992年11月～1993年2月、1993年11月～1994年1月に観測した、756基線を「Trimble社(USA)」基線解析ソフトウェアを用い解析を行った。

### ①基線解析

パーソナル・ コンピュータ	TOSHIBA(JAPAN)J-3100GT/XD ---- 3台 CPU : Intel 80486/33M メインメモリ : 8MByte ハードディスク : 200MByte OS : MS-DOS Ver. 3.3
ソフトウェア	Trimvec Version 92.030MBP
軌道情報	放送暦
楕円体	WGS-84
使用搬送波	L1/L2
基線解析方式	MBP-Single

### ②解析の順序

#### A)現地概算解析

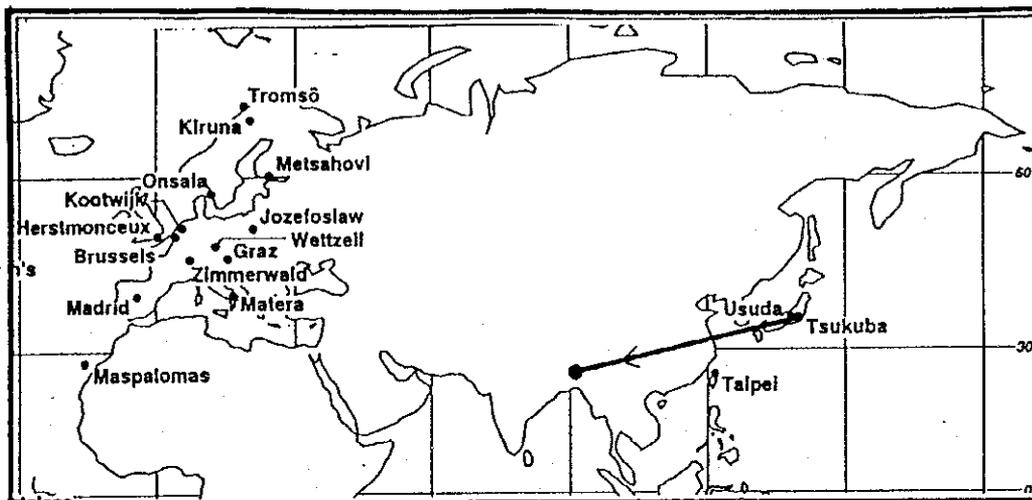
解析の出発点に必要な基準点(117)の値(WGS-84)は、1点測位により求めた。

本部(ダッカ)において、同点の経度・緯度・楕円体高を基準に第2年次(60点)、第3年次(81点)の順で基線解析を実施した。

#### B)精算解析

1993年2月、1994年1月に行った、5回(1日3時間を5日)の観測データをもとに、IGS点の1つである筑波(日本)点を既知点として、ダッカ原点(303)の経度・緯度・楕円体高(WGS-84)求め、同点を基線解析の出発点とし、順次基線解析を実施した。(表-4)

(表-4) 筑波・ダツカ間の基線解析

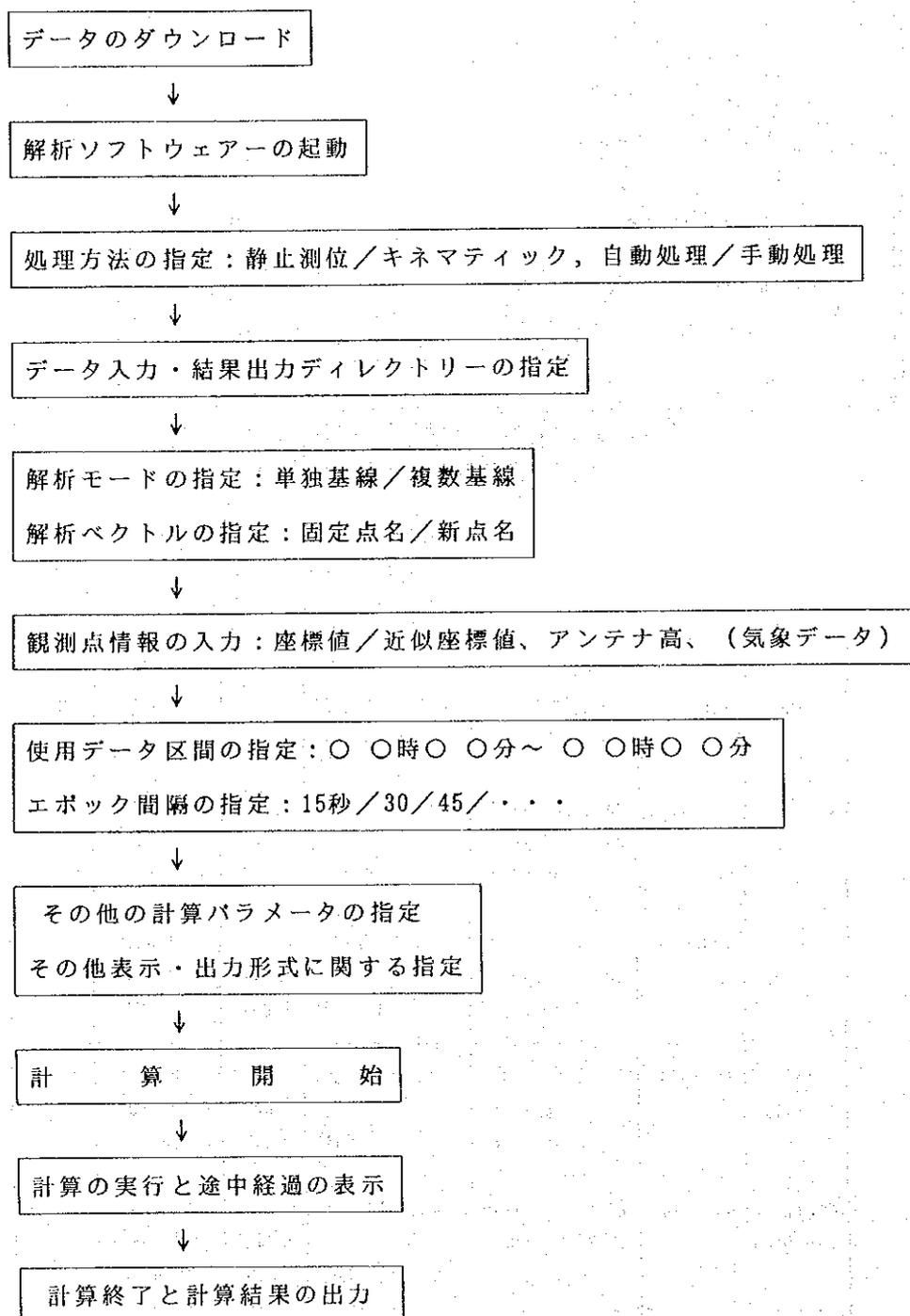


BASELINE SOLUTION BETWEEN  
TSUKUBA AND TAIPEI

- \* Adj. Software : WAVE 1.19b
- \* Orbit Information : Broadcast Ephemeris
- \* Ellipsoid : WGS84

LINE	DATE	LATITUDE LONGITUDE ELLIP. HGT.	SLOPE DISTANCE (Std. Dev)	$\delta$	$\delta \delta$	RNE
GS105 --303	11JAN93	23 47 52.0423N 90 24 56.2951E - 45.691m	4807514.708 (0.004)	0.0007 -0.0237 0.720	0.0000049 0.00056169 0.5184	
GS105 --303	12JAN93	23 47 52.0512N 90 24 56.2594E - 46.063m	4807515.276 (0.003)	-0.0082 0.0120 1.092	0.00006724 0.00014400 1.192464	
GS105 --303	13JAN93	23 47 52.0438N 90 24 56.2684E - 45.336m	4807515.439 (0.004)	-0.0008 0.0030 0.365	0.00000064 0.00000900 0.133225	
GS100 --303	03FEB94	23 47 52.0376N 90 24 56.2693E - 44.296m	4807519.559 (0.004)	0.0054 0.0021 -0.675	0.00002916 0.00000441 0.455625	
GS100 --303	04FEB94	23 47 52.0403N 90 24 56.2646E - 43.471m	4807519.941 (0.005)	0.0027 0.0068 -1.500	0.00000729 0.00004624 2.25	
	AVERAGE	23 47 52.0430N 90 24 56.2714E - 44.97 m			ME= 0.0023" ME= 0.0062" ME= 0.477 m	

### C)解析計算の流れ



D) 基線解析結果

GPS網の異なるセッション間の閉合差は、 $(2 \times 10^{-7} \sim 0.5 \times 10^{-7})$ の範囲にあり、1/100,000の基準精度を遙かに越えた精度が得られた。

GPS網の外周を回した閉合差は、次の通りである。

セッション	距離	比高差	$\Delta X$	$\Delta Y$	$\Delta Z$	$\Delta S$	精度
第1 セッション	m 1,795,394.237	m -0.316	m -0.175	m -0.312	m -0.078	m 0.366	0.20 ppm
第2 セッション	1,795,394.213	-0.018	-0.008	0.003	-0.052	0.053	0.03 ppm
差	0.024	-0.298					

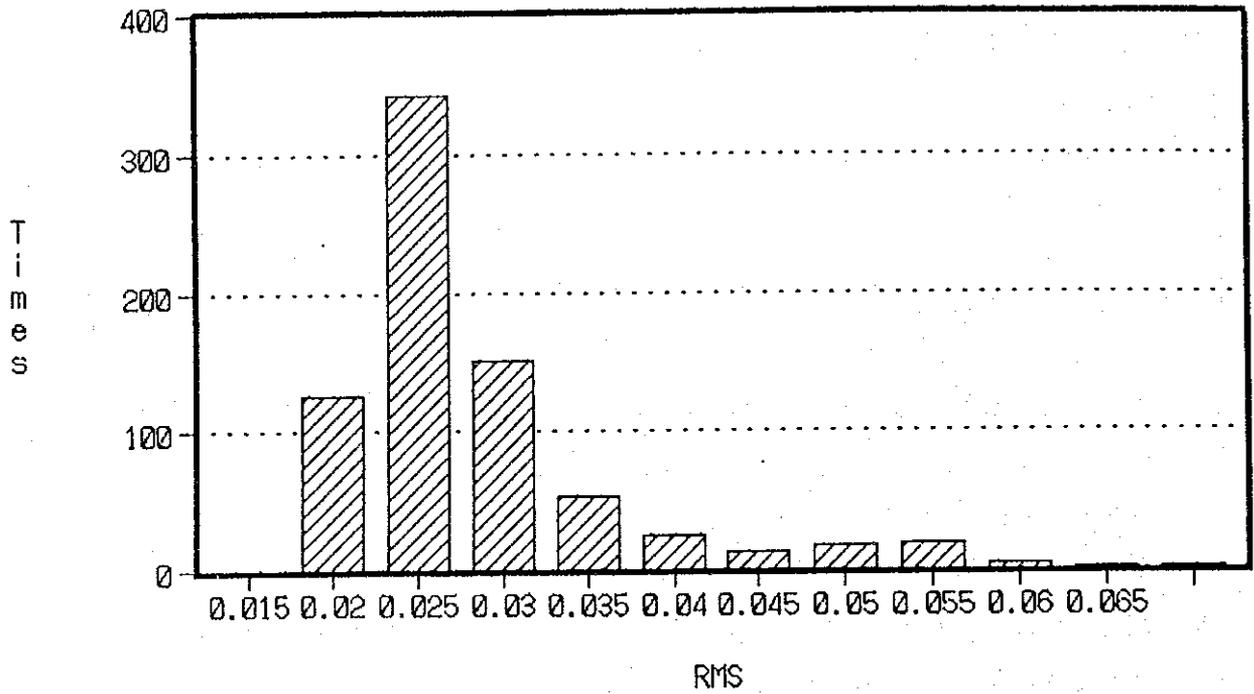
基線解析におけるRMS（標準偏差）と基線数の関係は、（図-24）の通りである。

基線総数に0.015~0.030mが占める割合は約85%であった。

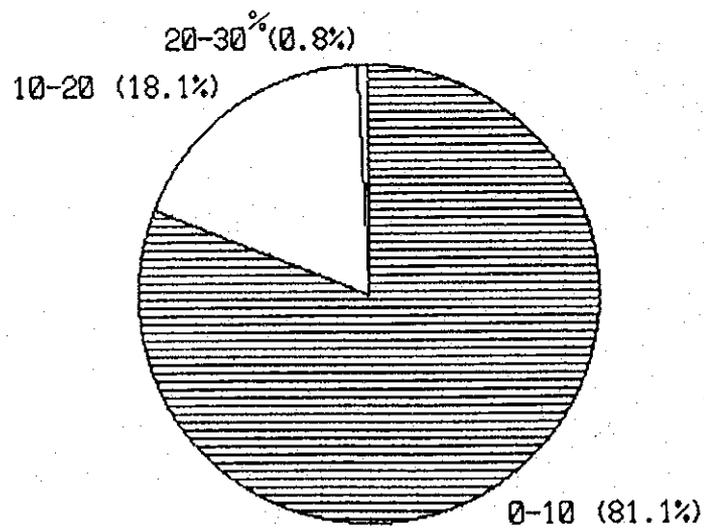
基線解析の精度は、基線長の平均が約30kmであるので約1/1,000,000である。

なお、基線解析におけるデータ棄却率の割合は（図-24）の通りである。

( 図 - 2 4 ) 基線解析におけるRMSのグラフ



基線解析におけるデータ棄却率の割合



#### 2-4-4 基準点測量の計算と結果

基準点に係る解析計算、成果品の作成には、計算機(NEC-ACOS-610, TOSHIBA-J3100GT-JX)を使用し、下記の計算を行った。

##### 1) 楕円体の変換

###### ①楕円体の原子

A) エベレストの算出した値(Everest 1830)

長半径  $a_e = 6377276.345\text{m}$

扁平度  $f_e = 1/300.801700000$

B) GPSで使用している値(WGS-84)

長半径  $a_w = 6378137\text{m}$

扁平度  $f_w = 1/298.257223563$

###### ②経緯度および高さから三次元直交座標系への変換

$$X = (N + H) \cos \phi \cdot \cos \lambda$$

$$Y = (N + H) \cos \phi \cdot \sin \lambda$$

$$Z = \{N(1 - e^2) + H\} \sin \phi$$

$$N = a / \sqrt{1 - e^2 \cdot \sin^2 \phi}$$

$$e^2 = f(2 - f)$$

ただし

$\phi$  : 緯度

H : 楕円体からの高さ

a : 長半径

f : 扁平度

$\lambda$  : 経度

N : 卯酉線曲率半径

e : 第一離心率

とする

③三次元直交座標系から経緯度および高さへの変換

$$\phi = \tan^{-1} \{ Z / (P - e^2 \cdot N_{i-1} \cdot \cos \phi_{i-1}) \} \quad (\phi \text{ は繰り返し計算})$$

$$\lambda = \tan^{-1} (Y / X)$$

$$H = P / \cos \phi - N$$

$$P = \sqrt{X^2 + Y^2}$$

$$N_{i-1} = a / \sqrt{1 - e^2 \cdot \sin^2 \phi_{i-1}}$$

ただし

$$\phi \text{ の収束条件 : } |\phi_i - \phi_{i-1}| \leq 10^{-12} \text{ (rad)}$$

$\phi_i$  :  $i$  回目の計算結果

$$\phi_0 : \tan^{-1} (Z / P)$$

とする。

④座標変換

WGS-84座標系をバングラデシュ測地系に変換

$$\begin{pmatrix} X_B \\ Y_B \\ Z_B \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta X_0 \\ \Delta Y_0 \\ \Delta Z_0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} X_A \\ Y_A \\ Z_A \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -283.729\text{m} \\ -735.942\text{m} \\ -261.143\text{m} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} X_A \\ Y_A \\ Z_A \end{pmatrix}$$

ただし

$X_A, Y_A, Z_A$  : WGS-84座標系に準拠した直交座標値

$X_B, Y_B, Z_B$  : バングラデシュ測地系に準拠した直交座標系

$\Delta X_0, \Delta Y_0, \Delta Z_0$  : WGS-84座標系からバングラデシュ国測地系への原点平行移動量とする。

2) 三次元網平均計算

①GPS基線ベクトル

$$\begin{pmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_2 \\ Y_2 \\ Z_2 \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ Z_1 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} X_i \\ Y_i \\ Z_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} (N_i + h_i) \cdot \cos \phi_i \cdot \cos \lambda_i \\ (N_i + h_i) \cdot \cos \phi_i \cdot \sin \lambda_i \\ (N_i \cdot (1 - e_i^2) + h_i) \cdot \sin \phi_i \end{pmatrix} \quad i = 1, 2$$

②成果を算出するときの網平均計算

A)測地座標（緯度、経度、高さ）による観測方程式

$$\begin{bmatrix} V_x \\ V_y \\ V_z \end{bmatrix} = m_2 \begin{bmatrix} \delta \phi_2 \\ \delta \lambda_2 \\ \delta h_2 \end{bmatrix} - m_1 \cdot \begin{bmatrix} \delta \phi_1 \\ \delta \lambda_1 \\ \delta h_1 \end{bmatrix} + M \xi \cdot \begin{bmatrix} \Delta X^0 \\ \Delta Y^0 \\ \Delta Z^0 \end{bmatrix} \cdot \xi$$

(残差)

(未知量)

(未知量)

$$+ M \eta \cdot \begin{bmatrix} \Delta X^0 \\ \Delta Y^0 \\ \Delta Z^0 \end{bmatrix} \cdot \eta + \begin{bmatrix} \Delta X^0 \\ \Delta Y^0 \\ \Delta Z^0 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \Delta X_{ob} \\ \Delta Y_{ob} \\ \Delta Z_{ob} \end{bmatrix}$$

(概算値) (観測値)

$$m_i = \begin{bmatrix} -(M_i + h_i) \cdot \sin \phi_i \cdot \cos \lambda_i & -(N_i + h_i) \cdot \cos \phi_i \cdot \sin \lambda_i & \cos \phi_i \cdot \cos \lambda_i \\ -(M_i + h_i) \cdot \sin \phi_i \cdot \cos \lambda_i & -(N_i + h_i) \cdot \cos \phi_i \cdot \sin \lambda_i & \cos \phi_i \cdot \cos \lambda_i \\ (M_i + h_i) \cdot \cos \phi_i & 0 & \sin \phi_i \end{bmatrix} \quad i=1,2$$

$$M \xi = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -\cos \lambda_0 \\ 0 & 0 & -\sin \lambda_0 \\ \cos \lambda_0 & -\sin \lambda_0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$M \eta = \begin{bmatrix} 0 & -\cos \phi_0 & -\sin \phi_0 \cdot \sin \lambda_0 \\ \cos \phi_0 & 0 & -\sin \phi_0 \cdot \sin \lambda_0 \\ \sin \phi_0 \cdot \sin \lambda_0 & -\sin \phi_0 \cdot \sin \lambda_0 & 0 \end{bmatrix}$$

ただし

$\xi$ 、 $\eta$ は平均的なジオイド傾斜を推定するための未知パラメータで対象地域の平均的な鉛直線偏差の各成分に相当するもの。ただし、仮定平均計算するときには $\xi$ 、 $\eta$ は使用しない。

$$N_i = a / \sqrt{1 - e^2 \sin^2 \phi_i} \quad (i=1,2)$$

$$M_i = a \cdot (1 - e^2) / \sqrt{(1 - e^2 \sin^2 \phi_i)^3} \quad (i=1,2)$$

$\phi_0$ 、 $\lambda_0$ : 既知点 (任意) の緯度・経度とする。

B) 直角座標 (X、Y、Z) による観測方程式

$$\begin{bmatrix} V_x \\ V_y \\ V_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta X_2 \\ \delta Y_2 \\ \delta Z_2 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \delta X_1 \\ \delta Y_1 \\ \delta Z_1 \end{bmatrix} + M \xi \cdot \begin{bmatrix} \Delta X^0 \\ \Delta Y^0 \\ \Delta Z^0 \end{bmatrix} \cdot \xi$$

(残差)      (未知量)      (未知量)

$$+ M \eta \cdot \begin{bmatrix} \Delta X^0 \\ \Delta Y^0 \\ \Delta Z^0 \end{bmatrix} \cdot \eta + \begin{bmatrix} \Delta X^0 \\ \Delta Y^0 \\ \Delta Z^0 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \Delta X_{ob} \\ \Delta Y_{ob} \\ \Delta Z_{ob} \end{bmatrix}$$

(概算値)      (観測値)

C) 観測の重み

$$P = \sigma_0^2 (\Sigma_{\Delta X, \Delta Y, \Delta Z})^{-1}$$

ただし

$\sigma_0^2$ : 単位重みの分散

$\Sigma_{\Delta X, \Delta Y, \Delta Z}$ :  $\Delta X$ ,  $\Delta Y$ ,  $\Delta Z$  の分散・共分散行列とする。

D) 平均計算

$$V = AX - L$$

$$(A^T P A)X - (A^T P L) = 0$$

$$X = (A^T P A)^{-1} A^T P L$$

$$\mu^2 = (V^T P V) / (n - m)$$

ただし

V: 残差のベクトル

A: 未知数の行列

X: 未知数のベクトル

L: 定数項のベクトル

P: C) で求めた重み

$\mu$ : 単位重みの観測の標準偏差

n: 観測方程式の数

m: 未知数の数

### 3) 分散・共分散行列および相関行列

#### ① 分散・共分散行列

A) 直角座標 (X, Y, Z) による分散・共分散行列

$$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z \text{ の分散・共分散行列 : } \Sigma_{\Delta X, \Delta Y, \Delta Z} = \begin{pmatrix} \sigma_{\Delta X \Delta X} & \sigma_{\Delta X \Delta Y} & \sigma_{\Delta X \Delta Z} \\ \sigma_{\Delta Y \Delta X} & \sigma_{\Delta Y \Delta Y} & \sigma_{\Delta Y \Delta Z} \\ \sigma_{\Delta Z \Delta X} & \sigma_{\Delta Z \Delta Y} & \sigma_{\Delta Z \Delta Z} \end{pmatrix}$$

B) 測地座標 (経度、緯度、高さ) による分散・共分散行列

$$\Sigma_{\phi, \lambda, h} = R \cdot \Sigma_{\Delta X, \Delta Y, \Delta Z} \cdot R^T$$

ただし

$$R = \begin{pmatrix} -\sin \phi \cdot \cos \lambda / (M+h) & -\sin \phi \cdot \sin \lambda / (M+h) & \cos \phi / (M+h) \\ -\sin \lambda / \{(N+h) \cdot \cos \phi\} & \cos \lambda / \{(N+h) \cdot \cos \phi\} & 0 \\ \cos \phi \cdot \cos \lambda & \cos \phi \cdot \sin \lambda & \sin \phi \end{pmatrix}$$

とする。

#### ② 分散・共分散行列および相関行列の関係

$$\rho_{ij} = \sigma_{ij} / \sqrt{(\sigma_{ii} \cdot \sigma_{jj})}$$

#### ③ 相関行列

$$\text{相関行列 : } C = \begin{pmatrix} 1 & \rho_{\Delta X \Delta Y} & \rho_{\Delta X \Delta Z} \\ \rho_{\Delta Y \Delta X} & 1 & \rho_{\Delta Y \Delta Z} \\ \rho_{\Delta Z \Delta X} & \rho_{\Delta Z \Delta Y} & 1 \end{pmatrix}$$

#### ④ 標準偏差

$$\Delta X \text{ の標準偏差 : } \sigma_{\Delta X} = \sqrt{\sigma_{\Delta X \Delta X}}$$

$$\Delta Y \text{ の標準偏差 : } \sigma_{\Delta Y} = \sqrt{\sigma_{\Delta Y \Delta Y}}$$

$$\Delta Z \text{ の標準偏差 : } \sigma_{\Delta Z} = \sqrt{\sigma_{\Delta Z \Delta Z}}$$

$$\text{斜距離 (D) の標準偏差 : } \sigma_D = \sqrt{\sigma_D^2}$$

ただし

$$\sigma_D^2 = G \cdot \Sigma_{\Delta X, \Delta Y, \Delta Z} \cdot G^T$$

$$G = (\Delta X / D, \Delta Y / D, \Delta Z / D)$$

$$D = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2 + \Delta Z^2}$$

とする。

4) GPS 測量関係計算式

① 閉合ベクトルを求める計算

$$\text{閉合ベクトル：} (\Sigma \Delta X, \Sigma \Delta Y, \Sigma \Delta Z)$$

$$\text{閉合ベクトルの大きさ：} \Delta S = \sqrt{(\Sigma \Delta X)^2 + (\Sigma \Delta Y)^2 + (\Sigma \Delta Z)^2}$$

$$\text{閉合ベクトルの高さ成分：} \Delta H = \cos \phi \cdot \cos \lambda \cdot (\Sigma \Delta X) + \cos \phi \cdot \sin \lambda \cdot (\Sigma \Delta Y) + \sin \phi \cdot (\Sigma \Delta Z)$$

$$\text{角度の閉合：} \Delta A = \Delta S / \Sigma D$$

ただし

$\Sigma D$  : 路線長

$\phi$  : 基準となる点の緯度

$\lambda$  : 基準となる点の経度

② 三次元座標差より高低角を求める計算

$$\text{高低角：} \nu = \sin^{-1} \{ (\cos \phi \cdot \cos \lambda \cdot \Delta X + \cos \phi \cdot \sin \lambda \cdot \Delta Y + \sin \phi \cdot \Delta Z) / D \}$$

③ 2点の経緯度から2点間の測地線長および方位角を求める計算

$$S \cdot \cos \alpha = M \cdot \Delta \phi$$

$$+ \frac{N}{24} (3\eta^2 - 6\eta^4 + 9\eta^6 - 3t^2\eta^2 + 21t^2\eta^4 - 54t^2\eta^6) \cdot \Delta \phi^2$$

$$+ \frac{N \cos^2 \phi}{24} (-2 - 3t^2 + 3t^2\eta^2 - 3t^2\eta^4 + 3t^2\eta^6) \cdot \Delta \phi \Delta \lambda^2$$

$$+ \frac{N}{5760} (-36\eta^2 + 270\eta^4 + 36t^2\eta^2 - 1062t^2\eta^4 + 135t^4\eta^4) \cdot \Delta \phi^5$$

$$+ \frac{N \cos^2 \phi}{5760} (-16 - 60t^2 + 4\eta^2 - 4\eta^4 + 102t^2\eta^2 + 48t^2\eta^4 + 90t^4\eta^2 - 630t^4\eta^4) \cdot \Delta \phi^3 \Delta \lambda^2$$

$$+ \frac{N \cos^4 \phi}{5760} (-8 - 20t^2 + 15t^4 - 8\eta^2 + 96t^2\eta^2 - 15t^4\eta^2 + 15t^4\eta^4) \cdot \Delta \phi \Delta \lambda^4$$

$$+ \frac{N \cos^2 \phi}{1935360} (-192 - 2016t^2) \cdot \Delta \phi^5 \Delta \lambda^2$$

$$+ \frac{N \cos^4 \phi}{1935360} (256 + 784t^2 + 4200t^4) \cdot \Delta \phi^3 \Delta \lambda^4$$

$$+ \frac{N \cos^6 \phi}{1935360} (-64 - 224t^2 + 1148t^4 - 42t^6) \cdot \Delta \phi \Delta \lambda^6$$

$$S \cdot \sin \alpha = N \cos \phi \cdot \Delta \lambda$$

$$+ \frac{N \cos \phi}{24} (1 - \eta^2 + \eta^4 - \eta^6 - 9t^2 \eta^2 + 18t^2 \eta^4 - 27t^2 \eta^6) \cdot \Delta \phi^2 \Delta \lambda$$

$$+ \frac{N \cos^3 \phi}{24} (-t^2) \cdot \Delta \lambda^3$$

$$+ \frac{N \cos \phi}{5760} (7 + 10\eta^2 - 27\eta^4 - 54t^2 \eta^2 - 642t^2 \eta^4 + 675t^4 \eta^4) \cdot \Delta \phi^4 \Delta \lambda$$

$$+ \frac{N \cos^3 \phi}{5760} (-16 - 70t^2 - 158t^2 \eta^2 + 158t^2 \eta^4 + 90t^4 \eta^2 - 180t^4 \eta^4) \cdot \Delta \phi^2 \Delta \lambda^3$$

$$+ \frac{N \cos^5 \phi}{5760} (-24t^2 + 3t^4 - 24t^2 \eta^2) \cdot \Delta \lambda^5$$

$$+ \frac{N \cos \phi}{1935360} \cdot 62 \Delta \phi^6 \Delta \lambda$$

$$+ \frac{N \cos^3 \phi}{1935360} (-416 - 2954t^2) \cdot \Delta \phi^4 \Delta \lambda^3$$

$$+ \frac{N \cos^5 \phi}{1935360} (-192 - 1680t^2 + 2562t^4) \cdot \Delta \phi^2 \Delta \lambda^5$$

$$+ \frac{N \cos^7 \phi}{1935360} (-816t^2 + 528t^4 - 6t^6) \cdot \Delta \lambda^7$$

$$\Delta \alpha = \cos \phi \cdot t \cdot \Delta \lambda$$

$$+ \frac{\cos \phi \cdot t}{24} (3 + 2\eta^2 - 2\eta^4 + 2\eta^6) \cdot \Delta \phi^2 \Delta \lambda$$

$$+ \frac{\cos^3 \phi \cdot t}{24} (2 + 2\eta^2) \cdot \Delta \lambda^3$$

$$+ \frac{\cos \phi \cdot t}{5760} (75 - 4\eta^2 + 92\eta^4 - 120t^2 \eta^2 + 264t^2 \eta^4) \cdot \Delta \phi^4 \Delta \lambda$$

$$+ \frac{\cos^3 \phi \cdot t}{5760} (60 - 120t^2 + 52\eta^2 - 320t^2\eta^2 - 112t^2\eta^4) \cdot \Delta \phi^2 \Delta \lambda^3$$

$$+ \frac{\cos^5 \phi \cdot t}{5760} (48 - 24t^2 + 96\eta^2 - 48\eta^4 - 120t^2\eta^2 - 96t^2\eta^4) \cdot \Delta \lambda^5$$

$$+ \frac{\cos \phi \cdot t}{967680} \cdot 1281 \Delta \phi^6 \Delta \lambda$$

$$+ \frac{\cos^3 \phi \cdot t}{967680} (1050 - 5880t^2) \cdot \Delta \phi^4 \Delta \lambda^3$$

$$+ \frac{\cos^5 \phi \cdot t}{967680} (1008 - 5544t^2 + 1008t^4) \cdot \Delta \phi^2 \Delta \lambda^5$$

$$+ \frac{\cos^7 \phi \cdot t}{967680} (816 - 1248t^2 - 96t^4) \cdot \Delta \lambda^7$$

$$S = \sqrt{S^2 \cos^2 \alpha + S^2 \sin^2 \alpha} = \frac{S \cos \alpha}{\cos \alpha} = \frac{S \sin \alpha}{\sin \alpha}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{S \sin \alpha}{S \cos \alpha}$$

S : 2点P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>を結ぶ測地線長

α<sub>12</sub> : 点P<sub>1</sub>におけるP<sub>2</sub>の方位角

$$\Delta \alpha = \alpha_{21} - \alpha_{12}$$

α<sub>21</sub> : 点P<sub>2</sub>におけるP<sub>1</sub>の方位角

$$\alpha_{12} = \alpha - \frac{\Delta \alpha}{2}$$

λ : 点iの経度 (i=1, 2)

φ : 点iの緯度 (i=1, 2)

$$\alpha_{21} = \alpha + \frac{\Delta \alpha}{2}$$

M : 子午線曲率半径 (引数はφとする)

N : 卯酉線曲率半径 (引数はφとする)

$$\Delta \lambda = \lambda_2 - \lambda_1$$

e' : 第二離心率

$$\Delta \phi = \phi_2 - \phi_1$$

$$\phi = (\phi_1 + \phi_2) / 2$$

$$\alpha = (\alpha_{12} + \alpha_{21}) / 2$$

$$t = \tan \phi$$

$$\eta^2 = e'^2 \cos^2 \phi$$

5) データ・ファイル

基準点数の合計	141点 (基準験潮場点を含む)
固定点	1点
基線数	756点 (378×2セッション)
観測データ数	2268個
1点当たりの基線数	5.4線

6) 調整計算の結果

分散	141mm
平均二乗誤差	±12mm

① 観測値  $\Delta X$   $\Delta Y$   $\Delta Z$  に対する補正量

$\Delta X$   $\Delta Z$  の補正量に対する基線数を示すグラフは、30mm~-10mmの範囲で、ほぼ一致している。  
 $\Delta Y$  については、補正量が大きく、基線数も多い。つまり、Yの観測値のばらつきが大きく、精度がX, Z, より劣ると言える。(図-25)

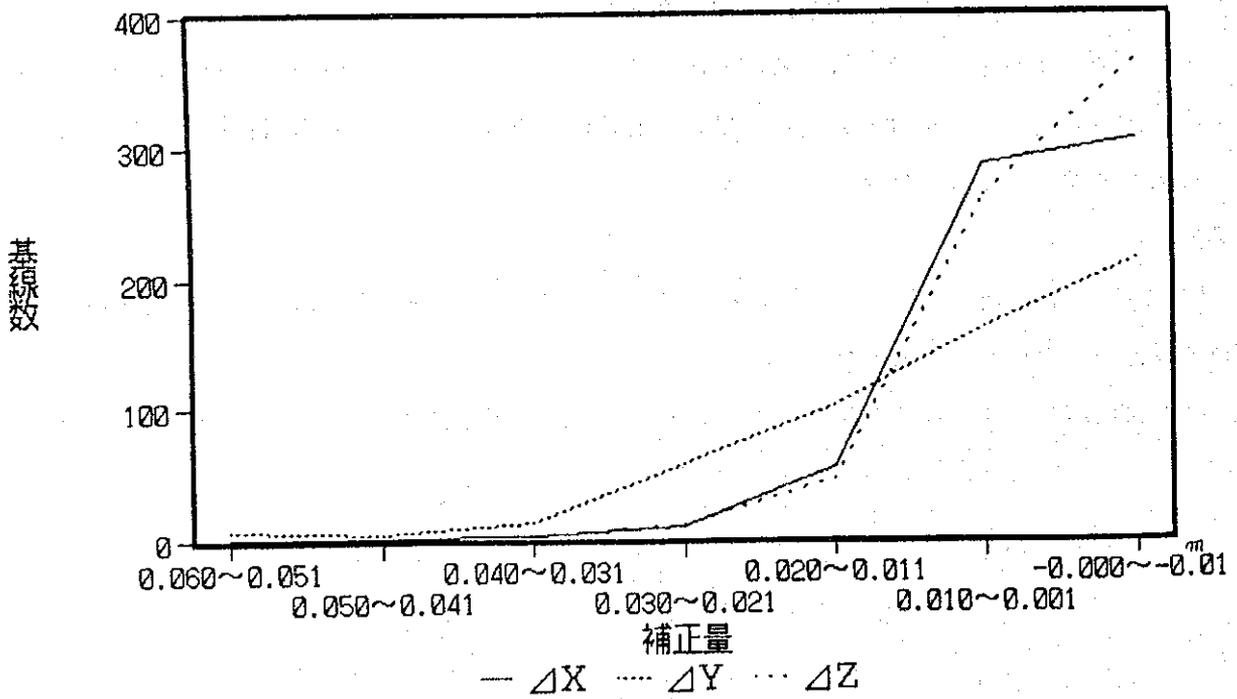
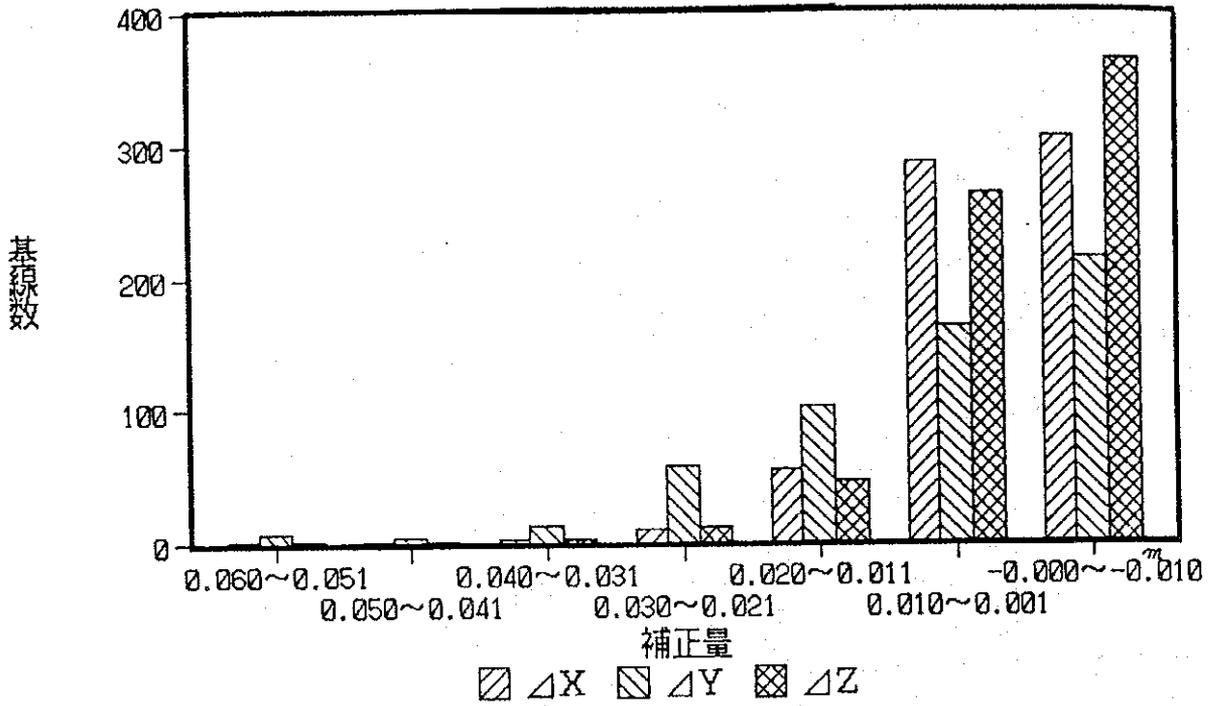
この原因の1つとして考えられることは、インド、バングラデシュの付近の重力分布が異常地帯であると言われ、重力の異常が衛星の軌道に影響を与え、実際の衛星軌道と放送暦による衛星軌道の差によるのではないかと推測される。

② 誤差楕円

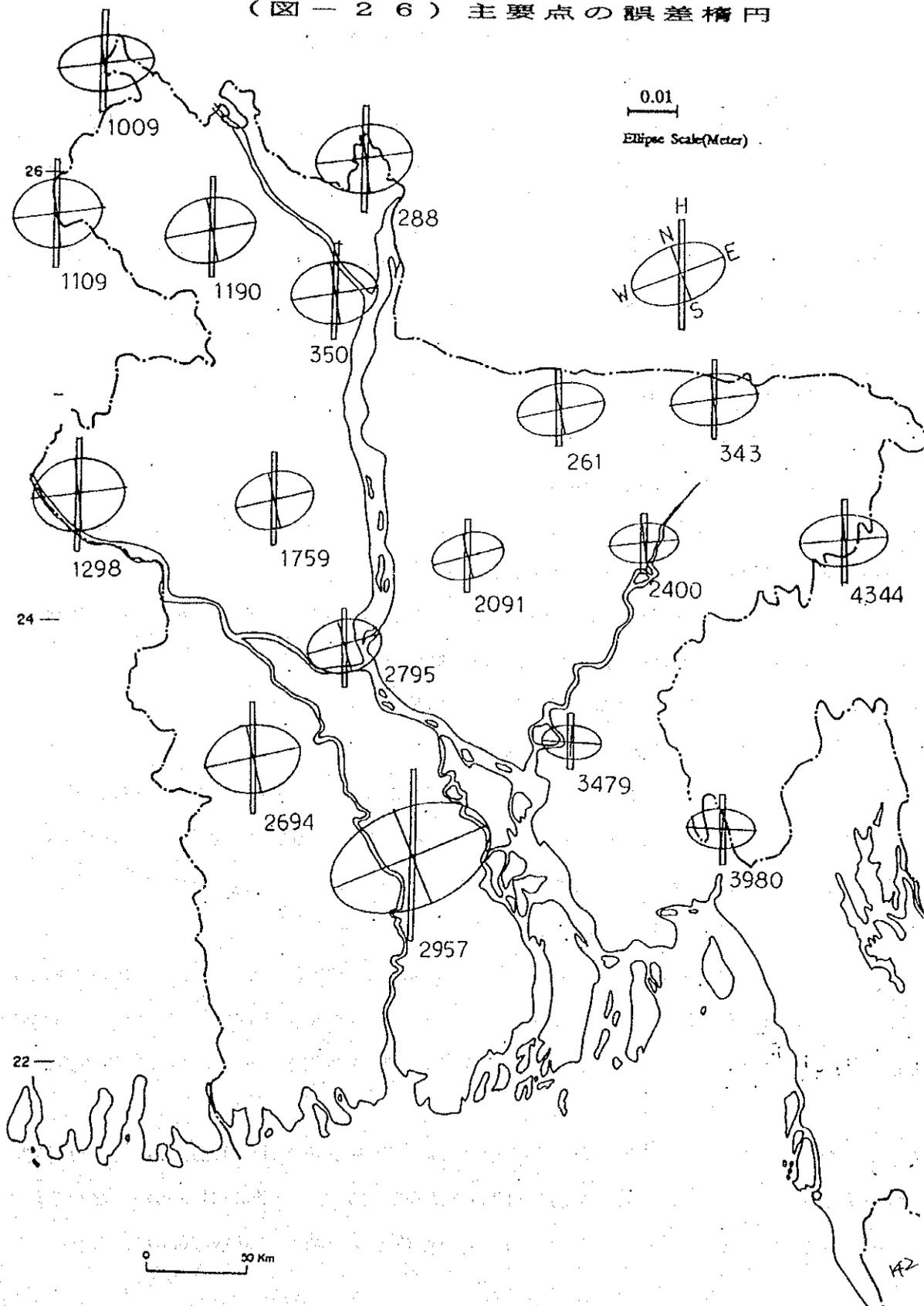
基準点の平均的な位置精度はN-S成分で約10mm、W-E成分で約15mm、高低成分(H)で約20mmの誤差球の中にあると推測できる。

網の端にある点は $\sqrt{Q}$ のグラフで表示しているように誤差球が少し大きい。(図-26)

( 図 - 2 5 ) 三次元網平均による  
 $\Delta X$   $\Delta Y$   $\Delta Z$  の補正量



(圖-26) 主要点の誤差楕円



## 7) 局地ジオイド・モデルの作成とGPS点の標高決定

本調査では、一等水準点は調査地域内の幹線道路の一部の路線に沿って設置されているのみなので、局地的な開発計画・測量に役立つように、約30Kmに1点の密度で設置された、全てのGPS基準点に標高を与えることにした。

そのためには、測量対象地域の局地ジオイド・モデルを作成し、水準測量による標高値のないGPS点に、GPS水準測量(GPS derived levelling)により標高値を求めることが必要となる。

一般的に、ジオイド高(N)・準拠楕円体高(h)・標高(H)の関係は、次式で説明される。

$$h = H + N \quad \text{または} \quad H = h - N$$

ただし

h : ellipsoidal height

H : orthometric height

N : geoidal height(undulation)

(図-27)にそれらの関係を示したが、角( $\epsilon$ )は、鉛直線偏差(the deflection of the vertical)であるが微小角のため( $h = H + N$ )とみなしうる。

(図-28)は、バングラデシュ国周辺のジオイド起伏(geoidal undulation)を世界測地座標系(World Geodetic System)との関係で示した概念図である。

同国周辺は、WGS-84系準拠楕円体に対し約50m低い面に位置している。

### ①バングラデシュ国の局地ジオイドモデルの作成

GPS観測の結果として直接得られるものは、WGS-84準拠楕円体(h)であり、標高(H)ならびにジオイド高(N)は未知数である。従って、すべてのGPS点の標高値(H)を得るためには、水準測量による水準路線と結合させるか、または、正確なジオイドモデルを作成し、各GPS点のジオイド高(N)を決定することが必要となる。(  $h = H + N$  )

本調査では、140点のGPS点のうち、51点(基準験潮場を加えると52点)を直接水準測量にて一等水準路線と結びつけ、これらの点を与点として数値地形モデル(Digital Terrain Model)コンター形成の手法により、ジオイドモデルの等ポテンシャル線を作成し、残り89点の標高を内挿した。(表-2、図-29)

ジオイドモデル作成のために用いた、与点間で形成される三角形は、93個であり、三角形群の外周の等ポテンシャル線は、米国国防省(DMA)で発表している。「WGS-84 Geoid」ならびにオハイオ州立大学の Prof. Rapp の「Geoid-91 A」の数値を参考にして編纂(compile)した。

②GPS点の標高値の表示

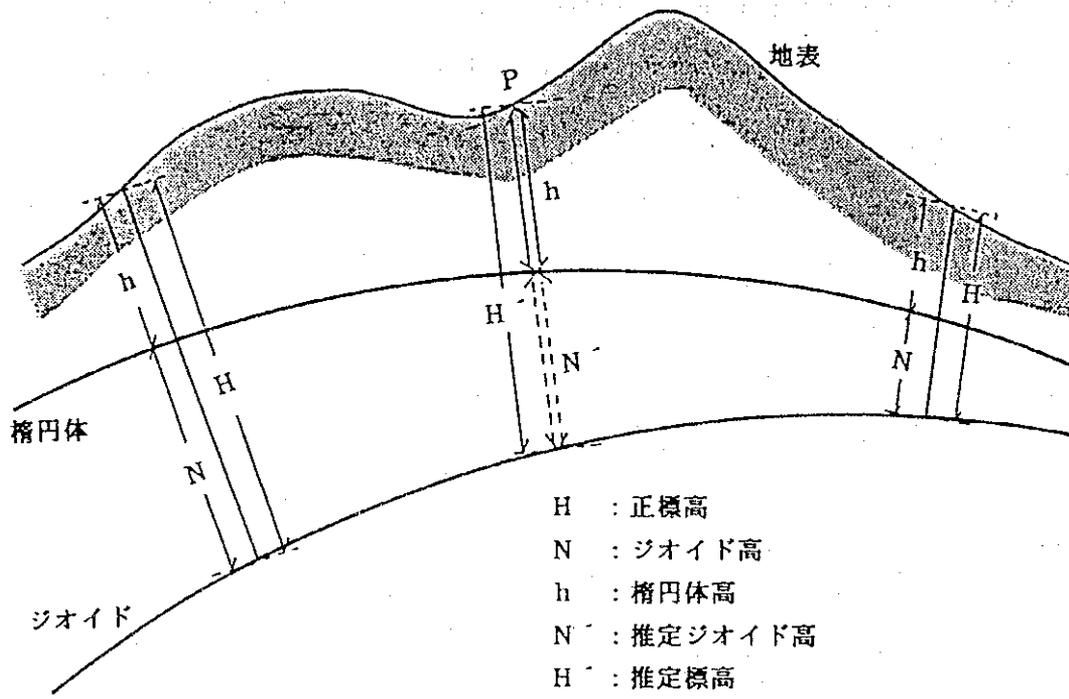
140点のGPS点は、すべて前述の方法で標高値が与えられたが、求める手法が異なり、信頼度に差があるため、成果の標高値の表示桁は下記の分類によった。

GPS Station, on the 1st order levelling line : 0.0001m( $10^{-4}$ m)

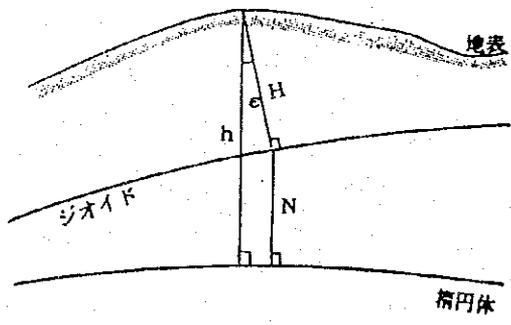
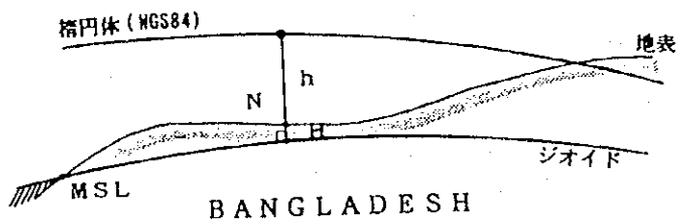
GPS Station, linked with B.M. by 3rd order levelling : 0.01m( $10^{-3}$ m)

GPS Station, interpolated from Local Geoid Model : 0.1m( $10^{-1}$ m)

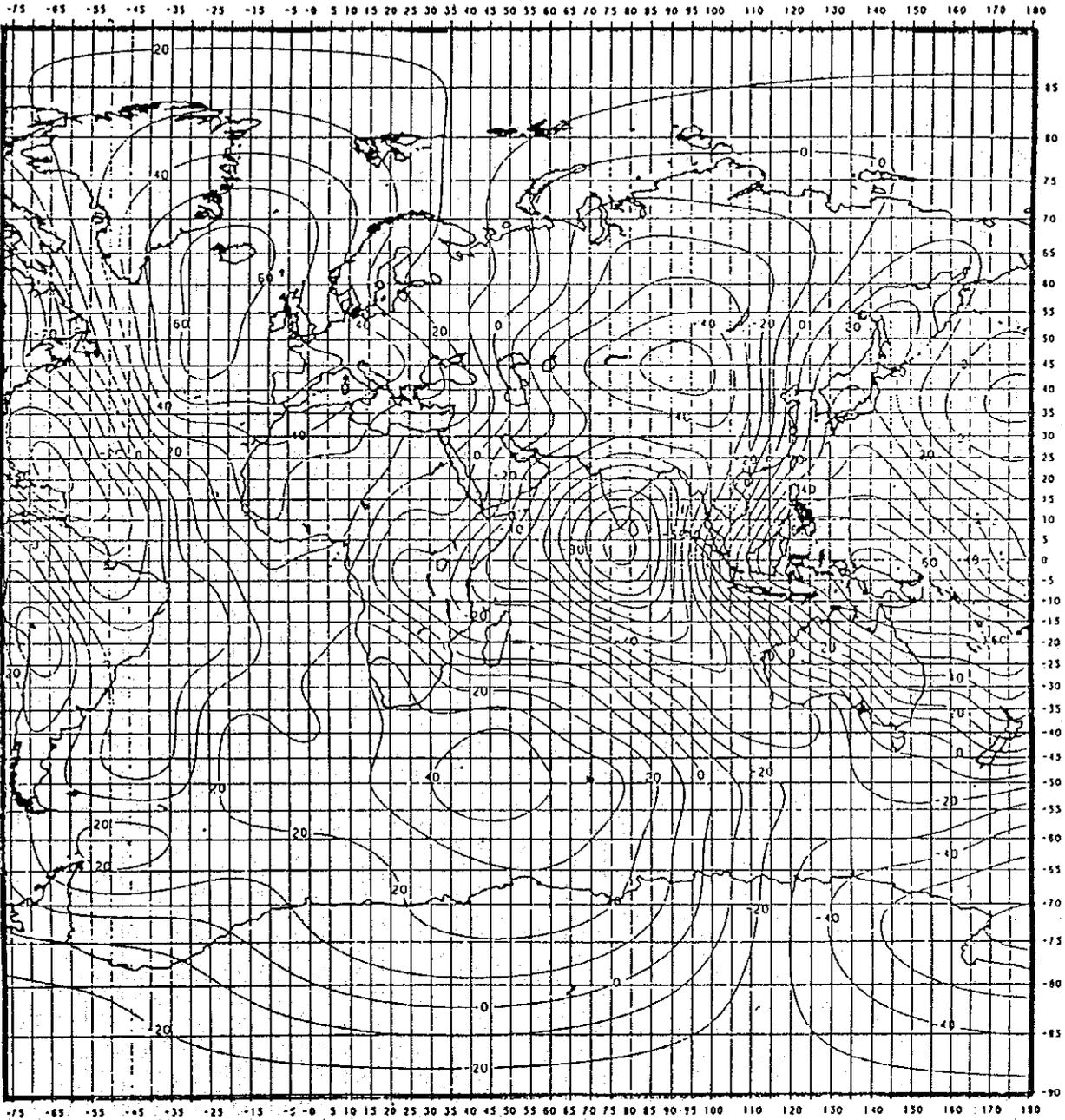
( 図 - 27 ) GPS / 水準による標高の推定



- H : 正標高
- N : ジオイド高
- h : 楕円体高
- N' : 推定ジオイド高
- H' : 推定標高
- $N = H - h$
- GPS 点 P の正標高  $H' = N' + h$



(図-28) 世界のジオイド等高線図

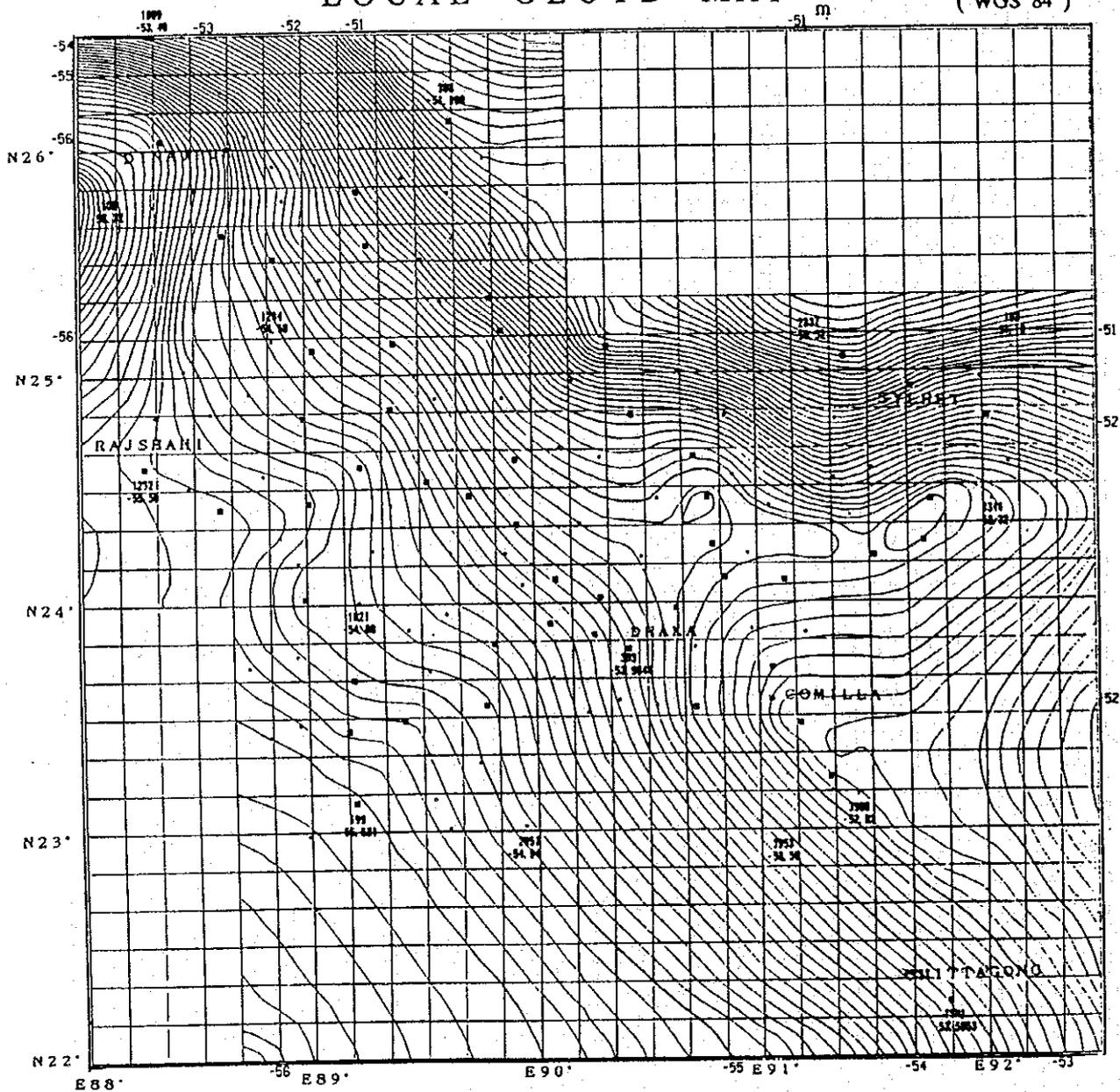


Geoid Contour Map (WGS84)

( 図 - 29 ) バングラデシュ・ジオイドマップ

# BANGLADESH LOCAL GEOID MAP

( WGS 84 )



### 3. 考察および提言

調査団とカウンターパート機関であるSOBとの意志の疎通は、日常的な業務連絡、技術上の打ち合わせ協議ともに全調査期間を通じて十分に果たされたが、他の公的機関との関連のある事項、不可抗力障害、運転手の雇用ならびに解雇問題等、調査団として予期しなかったことも発生した。

以下、将来、類似の調査業務を当国にて行う場合の参考のためにも、本調査を通じて気付いたこと、また、本調査の最終成果をバ国側に引き渡した後、SOBに期待することを記す。

#### 3-1 基準点・水準点の選点ならびに埋石

選点踏査の実施前に、SOBより測地対象地区全域の県知事 (District Commissioner)、道路局 (Chairman, Road & Highway Authority) 等の関係機関に、この調査の主旨を伝え、埋石許可ならびにJICA調査団の行う測量調査に対する協力依頼の公文書が出された。

道路局は許可証を発行すると同時に、その写しは、各地方建設事務所にも送付された。

選点作業は2-1-4ならびに2-1-5に記した考慮事項をもとに行い、SOBのカウンターパートがその地点の土地管理者の許可を取り、木杭を打ち、点の記を作成し埋石作業に備えた。

しかし、第2年次の埋石工事開始に際して、先に用地専用の了解を取り付けていた土地管理者が、改めて上部機関の許可を得る必要が発生したり、予定位置の変更を要求されたりして、工事の着手が遅れた点が数箇所あった。

これらは、土地管理者が選点時には完成時における基準点または水準点の物理的な大きさの想像ができず、点としての認識しかなかったことによると思われる。

従って、説明時にはその主旨とともに、出来上がりの形状も十分に説明し、更に周辺の土地利用状況を配慮した位置を選ぶ必要がある。

### 3-2 験潮場の位置選定ならびに建設工事

事前調査の段階では、自然条件や工事の容易性等から、C U F Lの積み荷棧橋の係留塔 (Mooring Dolphin) の隣接点が選定されていた。

調査団が本調査開始に当たって、C U F Lの責任者 (Managing Director) に改めてその許可を求めたところ、管理責任の問題から許可を得ることができず、やむを得ず係留塔から約60m離れた Chittagong Port Authority (C P A) の管理水域に設置することに変更した。

この変更により、験潮場へのアプローチのための棧橋 (Cat Walk) を付設するなど、大幅な設計変更が必要となった。

調査団としては、験潮の国家的意義とその重要性を強調したが、C U F Lとしては、自己の管理区域内に重要な国家構築物が存在した場合の管理責任を回避したかったものと思われる。

C U F Lは、上記の点以外は好意的に対応してくれ、用地内の験潮場付属水準点設置、工事現場事務所ならびに作業員宿舍の仮設許可、コンクリート混合用真水の提供、建設工事用資機材の搬入搬出等々、種々の便宜供与についての合意文書に調印の上、協力してくれた。

ベンガル湾に直接面するポテンガビーチ沖に設置した補助験潮所は、構造的にも仮設なものとしたが、1993年5月のサイクロンによって予期せぬ浮遊物体 (船舶と思われる) の衝突により倒壊したため、3本の防護杭で囲む鉄筋コンクリート打ち込みの鋼管構造として再建し、観測を継続した。

### 3-3 鉄道橋上の水準測量

計画水準路線の上に Hardings Bridge と Ghorashal Bridge の二箇所の鉄道橋があったが、バ国国内法規上、治安の重要点 (Key Point) として指定され、外国人が測量することに制限があり、測量の許可は運輸省 (Ministry of Communication)、列車を運行する国有鉄道、地元警察の他に、内務省国家治安警察の特別許可を必要とした。

それらの手続きは総てS O Bが行ったが、約2ヶ月前から実施予定週を指定して、許可申請書を提出する必要があった。

### 3-4 道路橋上の水準測量

主要国道の大型橋では、重車輛の連続通過による振動の影響で精密な水準測量が不可能なため、交通警察官の制御のもと、交通量の比較的少ない深夜に、通行を断続的に遮断して水準測量を実施した。

交通警察官を動員するために、所轄警察の責任者（District Police Commissioner）に事前に協力を依頼した。

### 3-5 車輛の安全運行と運転手の雇用等

21台のJICA提供の4輪駆動車を運行するにあたり、事故（特に人身事故）の未然の防止が、本調査実施のための重要な課題であった。

車輛事故は、業務の円滑な遂行を阻害するばかりでなく、調査の中断も余儀なくされることもあり得るとの観点から、運転手全員に再三にわたって制限速度の遵守と歩行者優先の指示を徹底し、違反者は即時解雇をする罰則を雇用契約書上にも明記した。

運転手の雇用に際して公募は行わなかったが、自薦他薦の多数の希望者（第4年次では百余名）が調査団事務所に訪れ、また運転手労働者組合の委員長と自称する者からの仲介の申し入れもあったが、JICAバングラデシュ事務所のローカルスタッフのアドバイスを受けながら、必要人数の選定ができた。

契約形態は、短期の日額ベースの臨時雇用契約としたのにもかかわらず、最終年次終了に際しては、契約にないボーナスを集団で要求する等の脅かしに近い行為もあったが、無事に全員の解雇手続きを終えることができた。

全作業期間中、21台の車輛が良好な状態で運行できたのは、機材管理者が作業出発前と帰着後に十分な整備を実施するとともに、個々の運転手に対し適切な注意事項を指示した成果でもある。

### 3-6 驗潮業務の継続

驗潮業務のなかで驗潮場の設置場所の選定、建設工事、驗潮儀備付け、潮位観測、器機点検、データ解析ならびにデータ整理等の作業を通じ、その都度カウンターパートに対し、技術移転を含めた指導を行った。この間、予期せぬ器機の不調、補助驗潮所の倒壊等が発生し、一時的に観測が中断された。平均海水面の決定にとって、事故および障害は、直接データ数に影響するため、好ましいことではないが関係者の努力により、最終成果におよぼす影響は最小限にとどまった。しかし、こうした不測の事態が発生したことにより、通常のマニュアル通りの指導や技術移転の範囲を越え、実際に起った個々の事態に対し、具体的な対処方法を実際に示せたことは、平均海水面決定とは別に大きな成果であった。今後、SOBが独自で驗潮場ならびに潮位観測を維持・継続していく課程で、担当者は貴重な経験を積んでおり、大きな自信となっている。

(1) SOBが驗潮業務を継続するにあたり、注意する事項。

- 1) 現状観測体制を堅持する。
- 2) データの良好な状態での保存を計る。(月表、累年原簿等)
- 3) 定期的な維持管理を遵守する。
  - ① 観測井、導水口の清掃
  - ② 基準(原子)測定、直接水準測量(TBM~球分体)
  - ③ 乾燥材の交換、ギヤ一部注油、インク補充
  - ④ 同時比較観測(量標尺、驗潮儀)
  - ⑤ メモリーカセット、バックアップバッテリーの交換
- 4) データの適切な処理、評価

調査団による驗潮業務を終え、平均海水面を決定した。これは比較的短期間の潮位観測により決定した暫定的な数値である。現時点の平均海水面は、約2年間の期間で解析計算したため、潮位の季節変化、年変化等の長い周期の変化が的確に反映されているかを検証するために、今後、最小限5ヶ年以上観測を継続し、平均海水面の数値の見直しをすることが望まれる。

5) 各基準面の設定

5ヶ年以上のデータ蓄積ののち、平均海水面の数値の見直しは勿論であるが、調和分析等の手法を用い、以下のような各種基準面の設定を行い、潮位観測が広く公共の用に供されることが望まれる。

- ①平均海水面（基本基準面）
- ②高極潮位
- ③略最高（最低）高潮（低潮）面
- ④低極潮位
- ⑤工事基準面

これらの各種基準面は、災害防止、船舶航行の安全、海図、インフラ整備、海岸構造物の設計基準等に対して基礎的な資料を提供するだけでなく、中・長期的には、地盤変動、水位上昇等の監視に重要な資料となる。また、将来的には、世界のなかでも有数の潮位差がある沿岸域において、潮位差を利用した発電、ならびに水産資源の養殖等の分野において、今後新しい展開が生じたとき、潮位観測で築き上げた各種基準面が、活用されることが期待される。

#### 6) 験潮場（所）ネットワークの構築および管理体制の充実

「水の国」である同国は、内陸部においても大小河川が網目状に散在し、雨期には大災害をもたらす水位上昇をみる年もある。また、乾期には、水位下降、水不足、干ばつになり農作物の不良を招く年もある。このような制御できない水位の上昇・下降に農作業従事者が困惑する光景が毎年繰り返されている。水は上流域からのみでなく、サイクロン時は河川域から低地に進入し、農耕地は、塩害になり致命的な打撃が加えられる。

バングラデシュの人々は水と共生しているため、ある程度の水位観測所はあるが、まだ十分とはいえない。昨今の考え方として水を制御するのではなく、水を知恵を出して利用していくことが水の制御になるという考え方がある。このため水の流れの現象を良く知ることから始めなければならないが現実には、観測体制は不十分であり一層の充実を計ることが望まれる。

バングラデシュ内陸水面交通庁(BIWTA)は、国土の主要河川に分散的に水位変動を監視する水位観測所を維持管理し、水位に関する情報を提供する業務を行っている。

潮位観測や水位観測の防災に対する寄与は、水位の上昇または下降がどのような波動形態で影響を及ぼすかという現象の把握であり、データの一元化を計ることにより得られる効果は大きい。

本調査で建設した験潮場と他の水位観測所との高さの関係を明確にし、将来的にはテレメータ等により一元的にデータを管理し、情報の早期提供を計ることが望ましい。

### 7) 潮位観測専門家の育成充実

潮位観測業務の中で、SOB担当者1名に対し、技術面、理論面双方において技術移転を計ってきた。しかし、この担当者が不在の折りに不調が発生した場合、復旧に対処できない現実がある。これでは十分な維持管理にならない。すでに験潮担当カウンターパートは、十分な知識を有していることから、複数の担当者の育成が急務と考える。さらに、BIWTAならびにチッタゴン、モングラ両ポートオソーリティとデータを交換し、担当者間で技術面での向上を目的に交流を計ることが望まれる。

## 3-7 測地網の整備および維持管理

### 1) 今後の基準点測地網の展開

一国の測地基準点網は、国の領土全域を均等に、同精度に構築するのが最良であり、本調査で実施した地域を除く、国土の残り約3割の地域についてSOB側から援助の要望がある。国土全体を統一した基準点網で覆い、国土の開発や洪水対策に寄与することは、経済的な効果とは別に大きな意味があり、国の行政面からも是非必要なことであると理解している。

### 2) 基準点測量成果の公開

GPS基準点(140点)、一等水準点(465点)をバングラデシュ国内に設置した。これらの測量成果は、一国の測地基準点網としては、世界でも最高レベルの精度で測量が完了した。測量成果は、一般に公開しあらゆる方面に利用されて意義のあるものである。従って、「測量成果」、「点の記」等が、多方面に容易に利用できるような、国内の法律の整備をする必要があり、SOB側の早急な対応が望まれる。

調査期間中に、国連の機関、洪水対策計画の実施機関等多方面から測量成果の使用についての相談が寄せられている。測量成果の公開については、同国の国内問題ではあるが、早期解決に取り組む必要がある。

### 3) 基準点維持管理

全国に配置した基準点網は、国の科学的、文化的な重要な財産になるものである。国土の総合的な開発、洪水、災害防御の測量等に欠くことのできない基礎データを持つ基準点を長期的に維持管理することが、SOBの重要な任務の1つになる。具体的には、基準点の維持管理に関する規程を作成し、長期的な維持管理計画を制定する必要がある。例えば洪水等により基準点が亡失した場合の復旧方法、新たに必要な基準点

の新設方法等については、日本へ測量専門家の派遣を要請し、S O Bと共同で維持管理を検討し体制を構築する方法も考えられる。

