

4-2 地下水

(1) 水理地質の概要

一般にデルタ地帯は、生成過程や河川作用によって平面的、立体的に複雑な地質構造を呈しているが、地下水の良い滞水層である砂礫層や砂層が広範囲に分布して地下水開発の対象層となっている。

調査対象地域における地質構造は、既存深井戸資料と電気探査結果を整理した Fig. 3-4~3-8 にみられるように、層厚・土相の変化が激しく、所により粘性土層が優勢であったり、砂質土層が優勢であったり、或いは互層状を呈していたりして単純な地質構造ではないが、概ね地表部から GL(-)200m までは粘土・シルト層、細砂~中砂層、粘土・シルト層、細砂~中砂層、粘土・シルト層の層序で堆積しており、地下水開発の対象層である細砂~中砂層は GL(-)10m~(-)60m と GL(-)100m~(-)200m に堆積している傾向が認められる。

GL(-)10m~(-)60m に堆積している第一砂層は、最大層厚が 40m ぐらいであるが、地域的には尖滅して地層の連続性はあまりよくないが、GL(-)100m~(-)200m に堆積している第二砂層は、層厚 50m 以上を有する地層の連続性の良いもので、地下水も被圧されていることから、第二砂層は地下水開発の有望な滞水層と考えられる。

第二砂層の分布状況は、Fig. 4-2-1 の第二砂層上面分布等深線図によると、西地区と東地区に二つの谷地形が認められ、谷地形の方向はほぼ現河川沿いであるが中心部は郊外にあり、地下水は上流側より供給され対象地域に集中してくる水理地質構造の形態を示している。

東地区と西地区を比較すると、西地区の谷地形は規模が大きく、地下水が広範囲から供給される形態を示しているので、水理地質上からは西地区は東地区より優れていると考えられる。

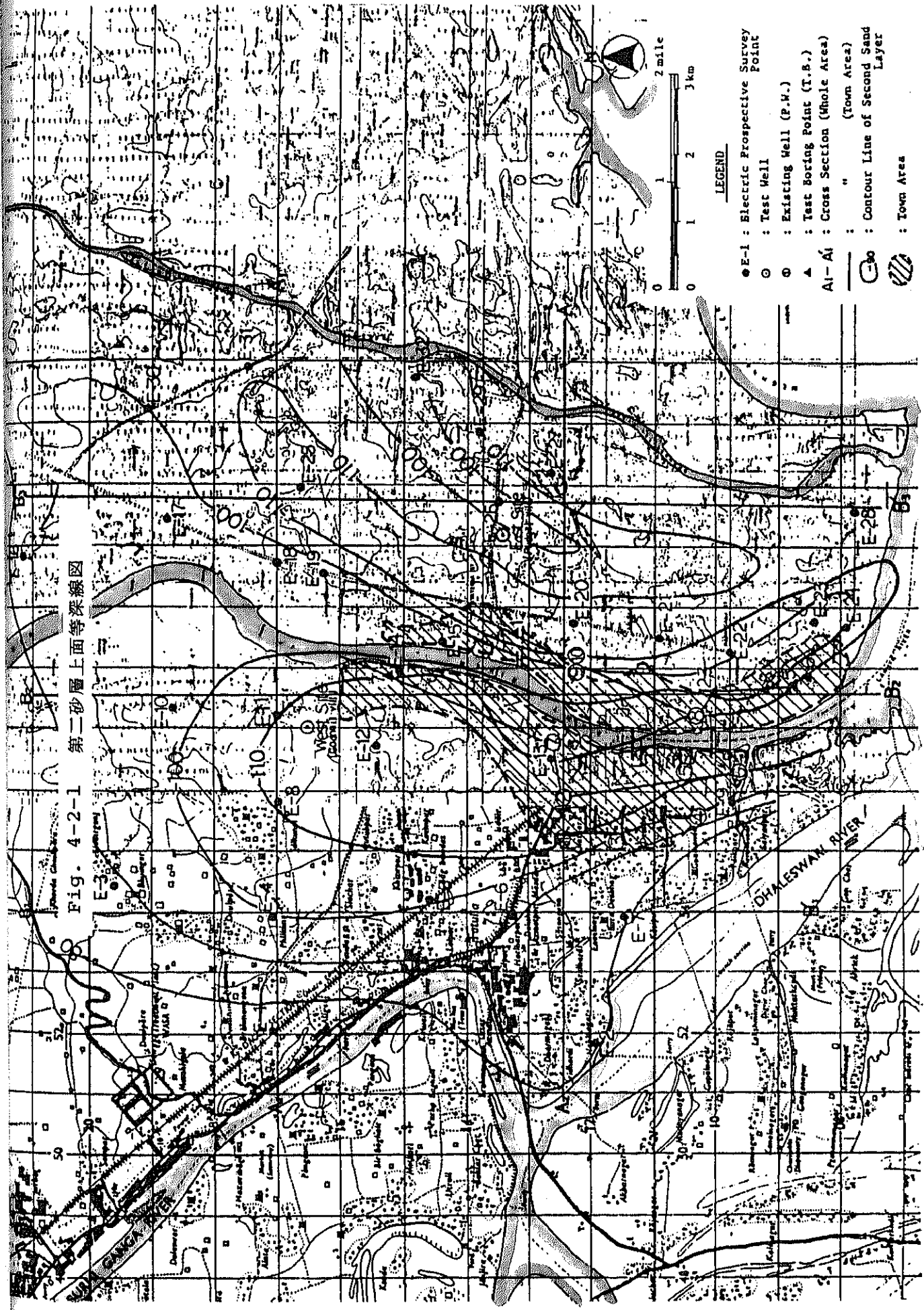


Fig. 4-2-1 第二砂層上面等深線圖

- LEGEND
- E-1 : Electric Prospective Survey Point
 - : Test Well
 - : Existing Well (P.W.)
 - ▲ : Test Boring Point (T.B.)
 - AI-AI : Cross Section (Whole Area)
 - : " (Town Area)
 - : Contour Line of Second Sand Layer
 - ▨ : Town Area

(2) 地下水開発の可能性

i) 現況

対象地域における地下水開発状況は、市街地及び周辺に位置する深井戸とハンド・ポンプ井戸に限定される。

深井戸は、GL(-)100m以降に堆積している第二砂層を採水層としており、DPHE所有のものは14本あるが、この内5本は故障している。

ハンド・ポンプ井戸は、GL(-)10m~(-)60mに堆積している第一砂層を採水層としており、公・私施設を合計すると900本あるが、この内180本は故障している。なお、深井戸とハンド・ポンプ井戸の故障原因については不明である。

このような地下水開発状況からみると、滞水層の分布深度から井戸掘削の比較的容易な第一砂層の地下水開発はある程度進行しているが、100m以上の井戸掘削を必要とする第二砂層の地下水開発は未開発とみなして良い現況である。

ii) 地下水開発の対象層

本計画の給水量は45,120m³/日であり、この計画給水量を地下水に依存するには大規模の地下水開発計画が必要である。よって、前述の水理地質条件から対象地域における地下水開発の対象層は、将来性を含めた可能性のある滞水層として、GL(-)100m以降に堆積している第二砂層を選定する。

iii) 水質

飲料水として望ましい水質は濁度や色度がなく、大腸菌や一般細菌等の病原菌及びシアン、水銀、有機リン等の有毒な化学物質を含まず、鉄やマンガン等の含有量が規準以下であることである。ここでは対象を地下水としているので、飲料水の水質上、特に問題となる鉄(Fe)とマンガン(Mn)についての検討を行なう。

日本及びWHOによる水質基準ではFe 0.3mg/l以下、Mn 0.3mg/l以下となっているが、特にMnについては0.05mg/l以下の水質基準で指導している。

但し、本計画のバングラデシュ国の水質基準は、諸条件からFe 2mg/l以下、Mn 0.5mg/l以下と設定しているため、この水質基準より水質試験データを井戸掘削深度100m以内(第一砂層)と100m以上(第二砂層)とに区分してみると、次のような検討結果となった。

a) 西地区

水質試験データは52検体分あるが、このうち33検体分が第一砂層、19検体分が第二砂層に該当する。

Fe 2mg/l以下、Mn 0.5mg/l以下の水質基準に合格しているものは、第一砂層の33検体のうち3検体、Mn分析を実施していないが、Fe 2mg/l以下のものは

29 検体中 9 検体である。同様に、第二砂層の 19 検体のうち 5 検体、Mn 分析を実施していないが、Fe $2 \text{ mg}/\ell$ 以下のものは 7 検体中 4 検体である。

Fe $2 \text{ mg}/\ell$ 以下の基準のみからみても、合格率は第一砂層で 36.4%、第二砂層で 47.4% の低率である。

b) 東地区

水質試験データは 14 検体分あるが、これらは第二砂層に該当するものであり、Fe、Mn、その他の項目について共通に水質試験を実施している。

14 検体のうち Fe $2 \text{ mg}/\ell$ 以下のものは 2 検体、Mn $0.5 \text{ mg}/\ell$ 以下のものは 7 検体あるが、Fe、Mn の水質基準に共通に合格するものは、今回の揚水試験で水質試験を実施した 1 検体しかない。

WHO 水質基準の Cl $200 \text{ mg}/\ell$ 以下、総硬度 $300 \text{ mg}/\ell$ 以下とした場合、全ての水質基準を満足するものは、西地区で 5 検体、東地区で 1 検体であるが、このうち今回両地区で水質試験を実施した 2 検体が含まれている。

今回両地区で水質試験を実施した 2 検体は、Table 4-2-2 に示してあるように、ほぼ WHO 水質基準を満足しているが、64 検体の既存水質試験データ (1968~1977) は、Fe については全て測定されているが、Mn・Cl・硬度・PH・アルカリ度等については部分的にしか測定されておらず、また各データにおいては顕著な傾向は認められず、数値がばらついているので、これらのデータより対象地域の水質問題を早急に判定することは疑問である。従って、対象地域の水質問題については、今後、特に各深井戸の水質試験を体系的に実施して、地下水の飲料水としての適否を検討する必要がある。

IV) 水収支

地下水は、絶えず降雨により供給されているが、それによって生ずる地下水量を超えた揚水をすれば次第に涸渇する。従って、地下水利用の計画を立てる場合には採水可能量を知らなければならない。

そこで、水理地質構造からみれば流域面積は規模の大きいものであるが、デルタ地帯の分水界は判定しにくいので、対象地域が位置するメグナ河とブリガンガ河に挟まれている台形 $((5+22) \times 12.5 \times 0.5 = 168.75 \text{ km}^2)$ を流域面積と仮定し、Dhaka における気象データを利用して水収支を試算する。

地下水量は、降雨量により変化するが、降雨の一部は地表から蒸発し、一部は地表を流下し、一部は地中に浸透して地下水となる。これは一年を単位として循環的に繰返されているので、水文的流域について長年の平均をとると次式が成立する。

$$R = E + S + IG$$

R : 降雨量、E : 蒸発量、S : 表面流出量、IG : 地下水増加量

Dhaka 観測所の過去10年間の平均値は、年間降雨量 $R = 2,049 \text{ mm}$ 、年間蒸発量 $E = 1,273 \text{ mm}$ である。また、大地蒸発量は湿潤地域では水面蒸発量の60%であり、表面流出量は日本での平坦な耕地での流出係数を用いれば、ほぼ50%である。

$$E = 1,273 \text{ mm} \times 0.6 = 764 \text{ mm}$$

$$S = 2,049 \text{ mm} \times 0.5 = 1,025 \text{ mm}$$

$$IG = 2,049 - 764 - 1,025 = 256 \text{ mm}$$

このIGに流域面積を乗じたものが地下水補給量であり、次のような数値となる。

$$168.75 \text{ km}^2 \times 0.256 \text{ m/年} = 43.2 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{年}$$

$$43.2 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{年} \div 365 \text{ 日} = 118.4 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{日}$$

以上の試算結果よりみると、現在稼働中の井戸の総揚水量は $6,556 \text{ m}^3/\text{日}$ であり、計画給水量は $45,120 \text{ m}^3/\text{日}$ であるので、対象地域の地下水賦存量には余裕があり、水収支上からは特に問題はないように思われる。

v) 地下水開発の可能性の判定

以上より判断すれば、対象地域の地下水開発計画は、水質上の問題を除けば、地下水利用の現況・水理地質構造・水収支等からかなり有望であり、可能性は大であると思われる。

なお、水質問題は、判定基準の重要事項であるが、既存水質試験データでは不十分であるので今後、実施される水質試験データによって判定されるべきである。

Table 4-2-1 既存テストボーリング水質試験結果

NARAYANGANJ MUNICIPALITY (WEST BANK)

| Sl. No. | Location of tube wells | Care taker | Depth of tubewell | Water quality | | | | | | |
|---------|----------------------------|--------------------|-------------------|---------------|-------------|----------|-------|-------|-------|----------|
| | | | | pH | Iron | Chloride | L.C. | Manc. | Alka. | Hardness |
| 1. | P.H.E. Office compound | P.H. Office | 111'-0" | 6.9 | 2.2 | 33 | - | 0.4 | 254 | 59 |
| 2. | Deobhog Pacca Mosque | Mosque | 111'-0" | - | 0.1 | - | - | - | - | - |
| 3. | Bar Academy Khanpur | Bar Academy | - | - | 2.8 | - | - | - | - | - |
| 4. | Khanpur | Amir Mohajan | - | - | 1.5 | - | - | - | - | - |
| 5. | Khanpur | Post Office | 300'-0" | - | 5.0 | - | - | - | - | - |
| 6. | 57, Giasuddin Road | Gobar Dair | 112'-0" | - | 3.5 | - | - | - | - | - |
| 7. | 71, Giasuddin Road | - | 120'-0" | - | 4.0 | - | - | - | - | - |
| 8. | Giasuddin Near Jute Godown | - | - | - | 3.1 | - | - | - | - | - |
| 9. | Baktiar Khizi Road | Badiur Rahman | 130'-0" | - | 3.8 | - | - | - | - | - |
| 10. | Goadnail | I.C.I. Factory | 862'-0" | 6.85 | 0.1 | 229 | 1,060 | 2.0 | 184 | 388 |
| 11. | " | High School | Daep | - | 4.6 | - | - | - | - | - |
| 12. | Worken site | C.R. Mill | 420'-0" | 6.4 | 0.7 | 4.5 | 370 | - | 170 | 130 |
| 13. | Near R.C. Cotton Mill. | Nur Mohammed Molla | 350'-0" | - | 3.5 | - | - | - | - | - |
| 14. | Labour Colony | C.R. Cotton mill | 500'-0" | - | 1.7 | - | - | - | - | - |
| 15. | Staff quarter | " | - | - | 1.7 | - | - | - | - | - |
| 16. | Atpara | Laxmi narayan mill | 400'-0" | - | 6.8 | - | - | - | - | - |
| 17. | G.H.O. quarter | C.H.C. | 300'-0" | - | 3.2 | - | - | - | - | - |
| 18. | " Mosque | " | 360'-0" | - | more than 5 | - | - | - | - | - |
| 19. | Pacca Road Deobhog | - | 111'-0" | 7.3 | 0.1 | 69 | - | 0.45 | 284 | 185 |

NARAYANGANJ MUNICIPALITY (WEST BANK)

| Sl. No. | Location of tube wells | Care taker | Depth of tubewell | Water quality | | | | | | |
|---------|-------------------------|------------------------|-------------------|---------------|------|----------|-------|-------|-------|----------|
| | | | | pH | Iron | Chloride | L.C. | Manc. | Alka. | Hardness |
| 1. | Madangonj Rly. Station | Railway | 66'-0" | - | 7.5 | - | - | - | - | - |
| 2. | Madangonj P.S. | Police Station | - | - | 2.2 | - | - | - | - | - |
| 3. | Farazi Kanda | Zame Mosque | 112'-0" | - | 5.0 | - | - | - | - | - |
| 4. | Farazi kanda | Abed Ali | 82'-0" | - | 3.0 | - | - | - | - | - |
| 5. | -do- | Badruzdoza | 72'-0" | - | 4.0 | - | - | - | - | - |
| 6. | -do- | Murul Islam | 117'-0" | - | 3.0 | - | - | - | - | - |
| 7. | Katpatti Near Rice Mill | Alauddin Miah | 71'-0" | - | 6.3 | - | - | - | - | - |
| 8. | Sona Kanda Bapari para | Younus miah | 100'-0" | - | 2.2 | - | - | - | - | - |
| 9. | Islampur | A. Hoque | 92'-0" | - | 4.5 | - | - | - | - | - |
| 10. | -do- | F.P. School | 118'-0" | - | 3.0 | - | - | - | - | - |
| 11. | -do- | Anwar Ali Commissioner | 120'-0" | - | 9.0 | - | - | - | - | - |
| 12. | Ecrampur Sweeper Colony | - | 150'-0" | - | 1.2 | - | - | - | - | - |
| 13. | Playground Mabilgonj | - | 112'-0" | 7.1 | 0.2 | 672 | 2,500 | 0 | 404 | 282 |
| 14. | Pacharboy Ekrampur | Golan Hakim | 350'-0" | - | 1.7 | - | - | - | - | - |
| 15. | Ekrampur | Shabuddin | 100'-0" | - | 0.5 | - | - | - | - | - |
| 16. | Bangla bari Ekrampur | Mohiuddin | 70'-0" | - | 1.5 | - | - | - | - | - |
| 17. | Chowrapara | - | 363'-0" | 6.8 | 9.2 | 118 | 710 | 0.2 | 185 | 240 |
| 18. | Chowrapara | - | 361'-0" | 6.9 | 9.4 | 107 | 700 | 0.14 | 191 | 241 |
| 19. | S.I. Road | - | 382'-0" | 6.8 | 2.2 | 131 | 725 | 0.4 | 176 | 233 |
| 20. | Mabilgonj | Kadam resul Darga | 122'-0" | - | 5.5 | - | - | - | - | - |
| 21. | " | A. Khair Dargabari | 127'-0" | - | 1.5 | - | - | - | - | - |
| 22. | " | A. Roug (Darga) | 112'-0" | - | 0.2 | - | - | - | - | - |
| 23. | " | Jalaluddin | 112'-0" | - | 0.6 | - | - | - | - | - |
| 24. | " | Tajuddin | 112'-0" | 7.0 | 0.4 | - | - | 0.3 | 360 | 200 |
| 25. | " | Muslauddin | 112'-0" | - | 0.5 | - | - | - | - | - |

NARAYANGANJ (WEST BANK)

| Sl. No. | T.B. Sl. No. | Location | Depth of boring. | Depth of water sampled | Water quality | | | | | | Year installed. | Remarks | |
|---------|--------------|--|------------------|---------------------------|---------------|-------|------------|-----------------|------------|---------|-----------------|---------|----------|
| | | | | | pH | L.C. | T.ALK mg/L | T.Hardness mg/L | Chg/r/mg/L | Fe mg/L | | | Mn mg/L |
| 1. | 1 | Deobhog (R.C.C. over head Tank) W.B. | 650' | 610'-8" to 62'8-5" | 6.85 | - | 159 | 112 | 2.0 | 0.5 | 0.04 | 1970 | T/W No.3 |
| 2. | 2 | -do- | 700' | 642' to 666' | 7.40 | 320 | 334 | 128 | 2.0 | 0.1 | 0 | 1973 | |
| 3. | 3 | T.B. Hospital, Narayangonj, P.S. | 270' | 208' to 244' | 6.8 | 1,300 | 252 | 127 | 295 | 0.5 | 0.24 | 1970 | |
| 4. | 4 | Nitaigonj, Kumudini Wel fare Trust, W.B. | 800' | 767'-6" to 785'-6" | 7.0 | 410 | 184 | 121 | 22 | 3.6 | 0.58 | 1974 | T/W No.6 |
| 5. | 1 | -do- | 600' | 488' to 512' | 6.35 | 300 | 154 | 104 | 4.25 | 2.2 | 0.1 | 1976 | |
| 6. | 2 | Children park, Khanpur W.B. | 700' | 801'-6" to 601'-6" | 6.8 | 900 | 280 | 255 | 40 | 1.7 | 0.5 | 1977 | T/W No.7 |
| 7. | 3 | Godnail (Near H.N. School & Chittaranjan cotton Mills) | 650' | 510' to 520' 546' to 556' | 6.6 | 460 | 200 | 178 | 32 | 1.5 | 1.04 | 1977 | |

| Sl. No. | T.B. Sl. No. | Location | Depth of boring | Depth of water sampled | Water quality | | | | | | Year installed. | Remarks | |
|---------|--------------|---|-----------------|---|---------------|----------------|------------|-----------------|------------|-------------|-----------------|---------|---------------------------------------|
| | | | | | pH | L.C. | T.ALK mg/L | T.Hardness mg/L | Chg/r/mg/L | Fe mg/L | | | Mn mg/L |
| 1. | 1 | Narayanganj (Near WABDA Power Station) (W.B.) | 700' | - | - | - | - | - | - | - | - | 1968 | |
| 2. | 2 | Sonakanda (Water works compound), E.B. | 686' | a) 85' b) 58'-' | 7.1 6.6 | 550 690 | 324 165 | 306 275 | 3.5 245 | 1.8 1450 | 2.0 0.04 | 1968 | |
| 3. | 3 | Sonakanda (Water works compound) E.B. | 1200' | a) 570'-9" to 582'-9" b) 1089' to 1101' | 6.6 6.95 | 790 510 | 148 174 | 286 179 | 166 - | 2.6 2.0 | 0 0.58 | 1968 | |
| 4. | 4 | Marine Diesel Training Centre, T.B. | 1500' | a) 637' to 649' b) 801' to 813' | 7.3 7.15 | 326 348 | 151 176 | 137 126 | 4.0 4.0 | 2.7 4.0 | 0.23 0.26 | 1969 | T/W No.8 |
| 5. | 1 | Narayanganj, (Near over hand Tank) E.B. | 1000' | a) 575' to 587' b) 868' to 892' | 6.80 6.60 | - - | 170 180 | 402 395 | 400 220 | 5.5 2.5 | - 0 | 1972 | T/W No.10 |
| 6. | 2 | Narayanganj (Charitable Dispensory), M.B. | 1000' | a) 456' to 868' b) 855' to 879' | 6.30 6.9 | - - | 132 240 | 523 435 | 435 225 | 7.5 3.5 | 0.25 0.8 | 1972 | |
| 7. | 3 | Nabiganj (Ekrapur Playground) E.B. | 650' | a) 64'-70' 90' to 96' 6 116' to 122' b) 510' to 520' 585' to 595' | 6.9 6.7 | 1,066 2,200 | 344 286 | 140 370 | 130 450 | 1.0 13.0 | 0.98 2.3 | 1977 | |
| 8. | 4 | Madanganj (Goush Darber adjacent to Railway) L.B. | 1200' | 845'-6" to 855'-6" 881'-6" to 891'-6" | 6.8 | 1,375 | 190 | 670 | 505 | 2.8 | 1.4 | 1977 | |
| 9. | | Lakohan Khola playground | | | | | | | | | | | 9.5 (upon excessive after resampling) |

Table 4-2-2 Test Well の水質試験結果

(Carried out on 4 & 12 February 1985)

| Location | Water Quality (ppm) | | | | | |
|-------------------------|---------------------|-------|----------|-----------|---------------------------------|-----------------|
| | pH | Iron | Chloride | Manganese | T-Alkal. (Me- orange) | T.Hard- ness |
| West site (Godhnail) | 7.85 (at 25°C) | 0.5 | 87.0 | 0.02 | 208.28 | 150.0 |
| East site (Podhugar) | 7.1 | 0.192 | 12.0 | 0.25 | M-Alk 18.00 P-Alk 0.80 | 30.0 |

(3) 揚水試験結果

揚水試験は電気探査の結果及び地理的条件の良い場所に於いて、井戸を掘削して試験を実施した。試験井戸の位置は Annex II に示すとおりである。

1) 試験井戸及び観測孔

i) 西地区

① 試験井戸 1本

深さ 180 m ハウジングパイプ 350 mm × 30 m

ケーシング 150 mm × 120 m

スクリーン 150 mm × 30 m (スロット 40. 開孔率 20%)

② 観測孔 3本

深さ 150 m 口径 40 mm × 130 m スクリーン 40 mm × 20 m

ii) 東地区

① 試験井戸 1本

深さ 167 m ハウジングパイプ 350 mm × 30 m

ケーシング 150 mm × 107 m

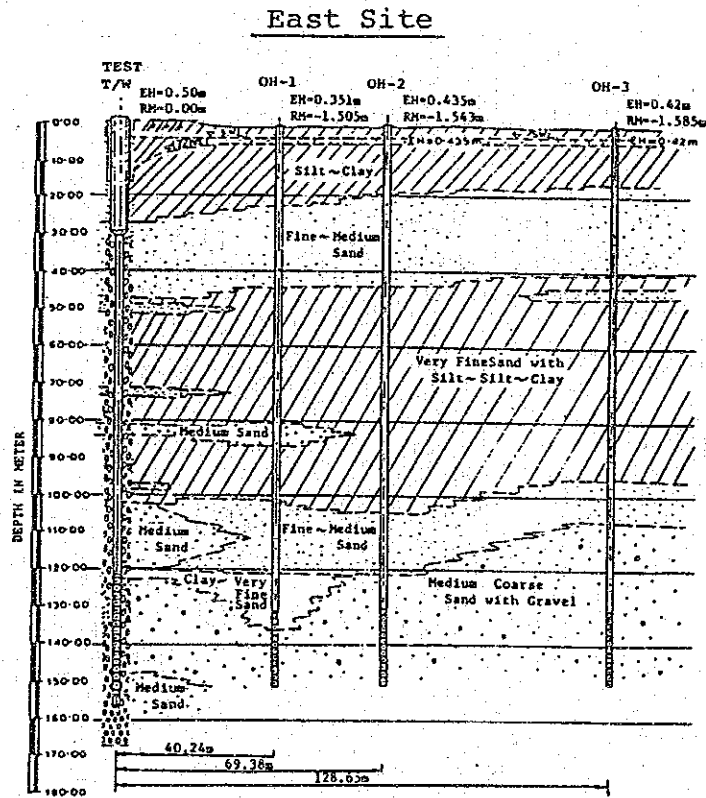
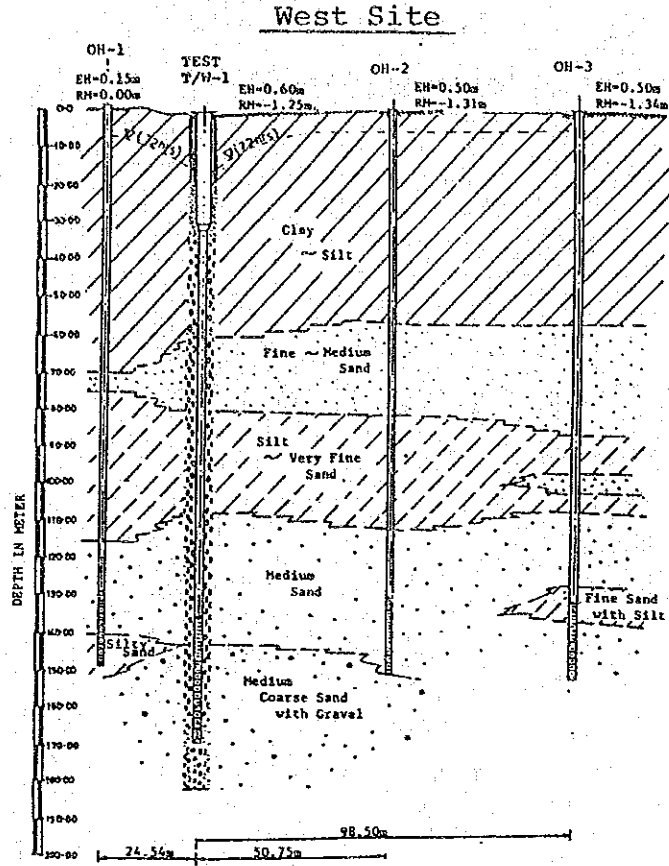
スクリーン 150 mm × 30 m (スロット 40. 開孔率 20%)

② 観測孔 3本

深さ 150 m 口径 40 mm × 130 m スクリーン 40 mm × 20 m

各地区の試験井戸の地質断面は Fig. 4-2-2 に示すとおりである。

Fig. 4-2-2 試験井戸の地質断面



2) 段階揚水試験

Table 4-2-3 段階揚水試験

| 位置 揚水段階 | 西地区 | | 東地区 | | 備考 |
|------------|------------------|------------|------------------|------------|----|
| | 流量 | 水位降下 | 流量 | 水位降下 | |
| 第1段階 | m^3/hr 35.9 | m 4.8 | m^3/hr 58.7 | m 4.3 | |
| 2 " | 46.4 | 6.0 | 68.7 | 5.3 | |
| 3 " | 58.7 | 7.5 | 80.3 | 6.3 | |
| 4 " | 68.7 | 9.2 | 92.1 | 7.5 | |
| 5 " | 80.3 | 10.3 | 103.5 | 8.7 | |
| 6 " | 92.1 | 11.9 | 113.8 | 9.8 | |
| 7 " | 103.5 | 13.7 | 123.3 | 10.8 | |

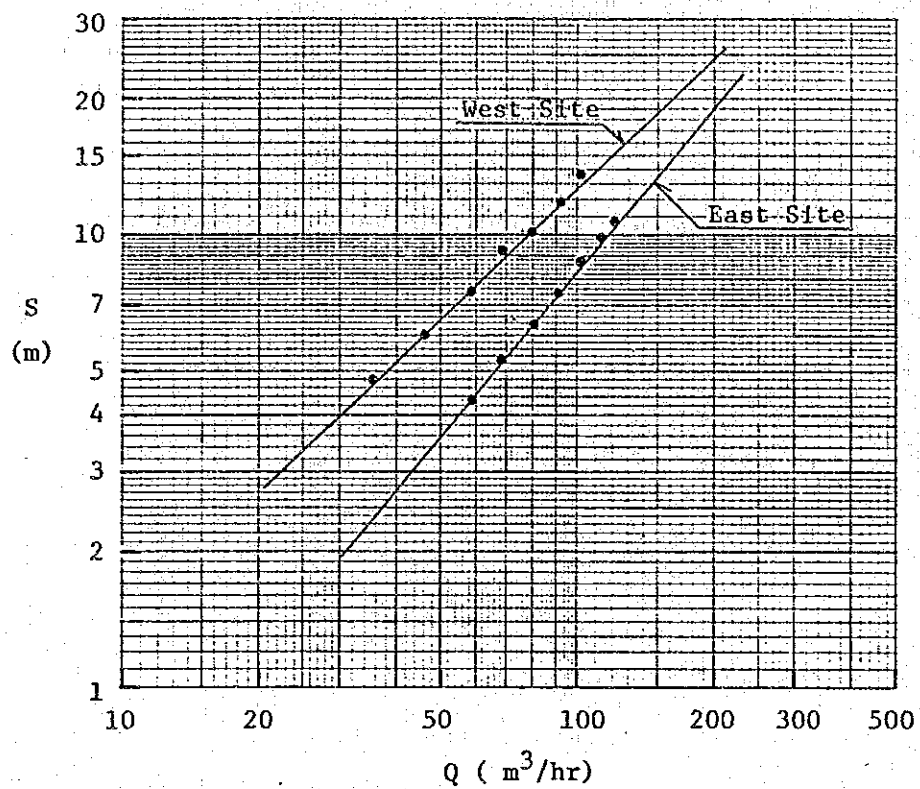
Table 4-2-3 に示すように段階揚水試験は7段階実施した。この結果から経済揚水量を推定するに当り下記の検討を行なって決定した。

- i) 流量 Q と水位降下 S との関係は両対数グラフ上では適正揚水時には直線となるが、 Q が適正限界を超えた場合、 S の値が急に大きくなり折点が表われる。この点を限界揚水点と呼び、この値の70~80%が経済揚水量となる。
- ii) 通常安定的に揚水を行なう場合は、水位降下を10 m ぐらいにおさえるのが良いと云われている。

これに対して、今回は明確な変化が見られないことから、水位降下を10 m におさえた時の揚水量を経済揚水量と判断した。

- 西地区 $Q = 80.3 m^3/hr$ 水位降下 10.3 m
- 東地区 $Q = 113.8 m^3/hr$ 水位降下 9.8 m

Fig. 4-2-3 Q-S関係図



3) 連続揚水試験

連続揚水試験は、段階揚水試験で決定したQを用いて72時間の連続揚水試験を実施した。また、この試験では観測井3本を設けて水位の同時測定を実施した。

結果はTable 4-2-4に示すとおりである。

Table 4-2-4 (1) 連続揚水による水位降下 (西地区)

| 揚水時間 | 流量 | Test Well | OH-1 T/Wより24.5m | OH-2 T/Wより50.8m | OH-3 T/Wより98.5m | 備考 |
|------|--------------------|-----------|--------------------|--------------------|--------------------|----|
| hr | m ³ /hr | m | m | m | m | |
| 8 | 80 | 10.84 | 2.01 | 1.16 | 0.74 | |
| 12 | " | 10.87 | 2.03 | 1.21 | 0.83 | |
| 24 | " | 10.95 | 2.17 | 1.33 | 0.93 | |
| 48 | " | 11.03 | 2.26 | 1.42 | 1.04 | |
| 72 | " | 11.04 | 2.31 | 1.48 | 1.11 | |

Table 4-2-4 (2) 連続揚水による水位降下 (東地区)

| 揚水時間 | 流量 | Test Well | OH-1 T/Wより40.2m | OH-2 T/Wより69.4m | OH-3 T/Wより128.7m | 備考 |
|------|--------------------|-----------|--------------------|--------------------|---------------------|----|
| hr | m ³ /hr | m | m | m | m | |
| 8 | 114 | 9.66 | 1.45 | 1.05 | 0.83 | |
| 12 | " | 9.76 | 1.56 | 1.17 | 0.85 | |
| 24 | " | 9.84 | 1.66 | 1.21 | 1.04 | |
| 48 | " | 9.87 | 1.74 | 1.25 | 1.10 | |
| 72 | " | 9.95 | 1.89 | 1.27 | 1.14 | |

Table 4-2-4の結果と各種公式を用いて、水理定数、透水量係数、貯留係数を算出すると、Table 4-2-5に示すとおりである。

Table 4-2-5 滯水層定數解析結果比較表

(1) West Site

| Method of Analysis, etc. | Aquifer Constant | | Remarks | |
|-------------------------------------|---|-------------------------|--|--------------------------------------|
| | Coefficient of Permeability T (m ² /sec) | Storage Coefficient S | | |
| Team's Method (Equilibrium formula) | 6.23 x 10 ⁻³ | 7.41 x 10 ⁻³ | Sphere of influence r ₀ = 700m (72 hrs) | |
| | t-s curve | OH-1 (r = 24.54) | 2.02 x 10 ⁻⁴ | OH-2 was used as the matching point. |
| | | OH-2 (r = 50.75) | 2.14 x 10 ⁻⁴ | |
| | | OH-3 (r = 98.50) | 9.42 x 10 ⁻⁴ | |
| | r-s curve | 6 hrs. | 4.72 x 10 ⁻³ | |
| | | 12 hrs. | 3.84 x 10 ⁻³ | |
| | | 24 hrs. | 5.61 x 10 ⁻³ | |
| | | 72 hrs. | 6.20 x 10 ⁻³ | |
| | OH-1 | 7.41 x 10 ⁻³ | 1.32 x 10 ⁻⁴ | |
| | | OH-2 | 7.99 x 10 ⁻³ | |
| OH-3 | | | 9.06 x 10 ⁻³ | |
| T.W. | 4.79 x 10 ⁻³ | | | |
| Recovery Method | OH-1 | 8.63 x 10 ⁻³ | | |
| | OH-2 | 8.49 x 10 ⁻³ | | |
| | OH-3 | 1.23 x 10 ⁻² | | |
| Mean Value | 7.89 x 10 ⁻³ | 2.81 x 10 ⁻³ | | |

*1 : For t-s curve, coefficient was obtained from the relationship between r₀²/t and drawdown S of one observation hole (distance r from the pumped well is constant).

*2 : For r-s curve, coefficient was obtained from the relationship between r and s after a predetermined time (t).

(2) East Site

| Method of Analysis, etc. | Aquifer Constant | | Remarks |
|-------------------------------------|---|-------------------------|--|
| | Coefficient of Permeability T (m ² /sec) | Storage Coefficient S | |
| Team's Method (Equilibrium formula) | 1.21 x 10 ⁻² | 1.76 x 10 ⁻³ | Sphere of influence r ₀ = 2,000m (72 hrs) |
| | t-s curve | OH-1 (r = 40.24) | 1.51 x 10 ⁻⁴ |
| | | OH-2 (r = 69.38) | 1.90 x 10 ⁻⁴ |
| | | OH-2 (r = 128.65) | 2.96 x 10 ⁻⁴ |
| | r-s curve | 6 hrs. | 6.99 x 10 ⁻⁴ |
| | | 12 hrs. | 4.90 x 10 ⁻⁴ |
| | | 24 hrs. | 2.36 x 10 ⁻⁴ |
| | | 72 hrs. | 4.60 x 10 ⁻⁴ |
| | OH-1 | 1.44 x 10 ⁻² | 1.73 x 10 ⁻⁴ |
| | | OH-2 | 1.31 x 10 ⁻² |
| OH-3 | | | 1.41 x 10 ⁻² |
| T.W. | 1.13 x 10 ⁻² | | |
| Recovery Method | OH-1 | 1.33 x 10 ⁻² | |
| | OH-2 | 1.46 x 10 ⁻² | |
| | OH-3 | 1.37 x 10 ⁻² | |
| Mean Value | 1.43 x 10 ⁻² | 4.74 x 10 ⁻⁴ | |

(4) 生産量

1) 西地区

既存資料及び今回の調査結果より判断すれば次のようになる。

i) 既存資料

既存資料は Table 4-2-6 に示す市街地において作成された井戸より水理定数を判断すれば次のとおりである。

市街地には 7 本の深井戸があり、それらは深さ 70 ~ 195 m (主に 180 m 前後)、スクリーン 18 ~ 30 m、口径 6 ~ 8 インチ、揚水量 23 ~ 127 m^3/hr 、水位降下 5.8 ~ 14.5 m を示している。これより比湧出量は 1.6 ~ 20.2 $m^3/hr/m$ (主に 10 $m^3/hr/m$) と推定される。

ii) 今回の結果

今回の試験結果は Table 4-2-6 に示すように深さ 180 m、スクリーン 30 m、口径 6 インチ、揚水量 80 m^3/hr 、水位降下 10.9 m が得られている。この結果より透水量係数 T は $7 \times 10^{-3} m/sec$ 、貯留係数 S は 5×10^{-3} 、比湧出量は 7.4 $m^3/hr/m$ と推定される。

以上の i)、ii) より井戸 1 本当りの生産量を推定すると、西地区の水理地質はほぼ一様と判断されるので、深さ 180 m、スクリーン 30 m (開孔率 20 ~ 30%)、口径 6 インチ、水位降下を 10 m と仮定すると約 80 m^3/hr の揚水が可能と判断される。

2) 東地区

i) 既存資料

既存資料 (Table 4-2-6) より判断すると、深さ 153 ~ 186 m、スクリーン 30 m、口径 6 インチの井戸に対し、揚水量は 46 m^3/hr 、水位降下は 4.8 ~ 6.9 m を示している。これらの水理定数は、透水量係数 T が $1.4 \times 10^{-2} m/sec$ 、比湧出量が 9 $m^3/hr/m$ を示している。

ii) 今回の結果

今回の試験結果では、Table 4-2-6 に示すように、深さ 167 m、スクリーン 30 m、口径 6 インチで揚水量は 110 m^3/hr 、水位降下は 9.8 m が得られている。この結果より透水量係数 T は $1 \times 10^{-2} m/sec$ 、 S は 3×10^{-4} 、比湧出量は、11 $m^3/hr/m$ が推定される。

以上の i)、ii) より判断すると、i) で示す市街地付近は、水理地質的に西地区に類似しており、深さ 180 m、スクリーン 30 m、口径 6 インチ、水位降下を 10 m とすると揚水量は 90 m^3/hr が推定される。一方、郊外部 (今回のテスト付近) では、滞水

Table 4-2-6 既存井戸及び試験井戸の揚水状況

| Location | T/w No. | Total depth m | Soil of aquifer | Screen | | Pumpage | | Static water level m | Pumping water level m | Draw down m | Trans- activity m ³ /s | Coefficient of storage t/w/m | Specific capacity | Remark |
|---|-----------|------------------|--------------------|-------------|--------------|-------------|----------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------|---|---------------------------------------|----------------------|-------------------|
| | | | | Length m | dia. inch | Plan t/w | Present t/w | | | | | | | |
| West side | 1 | 174 | MS FMS | 24 | 8 | 91 | 127 | 7.50 | 15.75 | 8.25 | | | 11.0 | W.S street area |
| | 2 | 180 | MS | 30 | 6 | 45 | 45 | 6.90 | 12.69 | 5.79 | 4.7x10 ⁻³ | | 7.9 | " |
| | 3 | 70 | - | 18 | 6 | 91 | 82 | 4.17 | 14.97 | 10.80 | | | 8.4 | " |
| | 4 | 174 | FM | 30 | 6 | 91 | 68 | 5.70 | 15.42 | 9.72 | | | 9.3 | " |
| | 5 | 180 | FMS | 24 | 6 | 136 | 91 | 6.72 | 13.50 | 6.78 | | | 20.2 | " |
| | 6 | 180 | MCS | 30 | 6 | 91 | 91 | 5.79 | 11.43 | 5.64 | | | 16.0 | " |
| | 7 | 195 | FM | 18 | 6 | 23 | 23 | 6.51 | 21.00 | 14.49 | | | 1.6 | " |
| New | Test well | 180 | MCS | 30 | 6 | - | 80 | 4.65 | 15.60 | 10.95 | 7x10 ⁻³ | 5x10 ⁻³ | 7.4 | W.S suburban area |
| East side | 8 | 186 | MS | 30 | 6 | 91 | 45 | 5.46 | 12.33 | 6.87 | | | 12.8 | E.S street area |
| | 9 | 154 | - | 30 | 6 | 45 | 45 | 6.30 | 11.10 | 4.80 | 9.7x10 ⁻³ | | 9.5 | " |
| | 10 | - | - | 15 | 6 | 23 | - | 6.30 | 13.11 | 6.81 | | | 3.4 | " |
| New | Test well | 167 | CS & G | 30 | 6 | - | 110 | 4.44 | 14.28 | 9.84 | 1x10 ⁻² | 3x10 ⁻⁴ | 11.2 | suburban area |
| | Hand pump | 39 | SCL & FMS | - | 1.5 | | | | | | | | | |
| 180 out of 900 deep wells are out of order (in urban areas) | | | | | | | | | | | | | | |

W.S: West Side
E.S: East side

層となる地層に多くの礫の混入が見られるため、揚水量は多く採取することが確認されたのでその数値を参考にすると深さ180m、スクリーン30m、口径6インチ、水位降下を10mとすると揚水量は100m³/hrが可能と思われる。

(5) 井戸間隔

井戸間隔は、井戸相互が干渉しないように井戸の持つ影響範囲を考慮して決定すると下記のようなになる。

なお、検討は今回実施した試験と既存資料を用いて行なった。

1) 西地区

揚水試験結果をThiemの方法により整理すれば影響範囲は次のようになる（揚水量 $Q = 80 \text{ m}^3/\text{hr}$ 、水位降下10m）。

- 8時間揚水の場合、影響範囲 $R = 330 \text{ m}$
- 12 " " " $R = 400 \text{ m}$
- 72 " " " $R = 700 \text{ m}$

以上の結果と揚水時間(12hr)から井戸間隔は R の2倍の800mを考慮すれば良いと判断する。

2) 東地区

1)と同様に影響範囲を求めると次のようになる（揚水量 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{hr}$ 、水位降下10m）。

- 8時間揚水の場合 $R = 950 \text{ m}$
- 12 " " $R = 1100 \text{ m}$
- 72 " " $R = 2000 \text{ m}$

そして1)と同様に12時間揚水の R を採用すれば、井戸間隔は2,200mとなる。

4-3 表流水 (Sitalakhya 河)

(1) 河川流量

Sitalakhya 河の流量観測は、Narayanganj 地点では行なわれておらず、Narayanganj の上流約 5 km の Demra において観測されている。しかし、Demra 地点は感潮区域内にあるため、湧水期の流量観測値は信頼性が低い。洪水期である 6~10 月の流量は観測されている。Table 4-3-1 に利用可能な 6 年分の資料を示す。

本計画により新規に開発しなければならない水量は第 5 章の 5-4 項に述べてあるように、東、西両地区の合計で 36,566 m^3 /日である。施設の稼働時間及び浄水場要量を考慮すれば、開発必要量は 0.74 m^3 /sec である。

湧水期における河川流量は記録されていないが、Table 4-3-1 に示す Demra 地点の流量と Table 4-3-3 に示す水位とから次のようなことが推定される。乾期から雨期への移行期である 5~6 月、雨期 (洪水期) から乾期への移行期である 11 月における河川の水位は EL 1.5~2.0 m 程度である。一方、乾期における最低水位は 1~2 月頃に生起し、EL 0.67 m となり、移行期の水位より 1.0~1.5 m 程度低くなる。乾期でも 3 m 程の水深があるものと考え河川断面を自然状の放物線形と仮定すると、乾期の水深は移行期の水深の $\frac{2}{3}$ 程度となり、流積は半分近くなる。それに加えて、潮位の関係で流速は遅くなり (時には逆流することになる)、河川流量は移行期の流量に比べかなり少なくなると考えられる。近隣の Surma 河における移行期の流量と最低流量との比を求めれば 0.012~0.026 の範囲にあり、Sitalakhya 河の移行期流量 430 m^3 /sec を用いて最低流量を推定すれば、5~11 m^3 /sec となる。

従って、本計画による新規開発量 0.74 m^3 /sec を Sitalakhya 河から取水することは十分可能と判断される。

Table 4-3-1 Sitalakhya 河の流量 (Demra 地点)

(unit: m³/sec)

| Year | River Flow | Annual | May | Jun. | Jul. | Aug. | Sep. | Oct. | Nov. |
|---------|------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1965/66 | Max. | 2,210 | | | 1,670 | 2,210 | 2,200 | 1,700 | |
| | Mean | - | | | 1,552 | 1,954 | 1,909 | 1,046 | |
| | Min. | - | | | 1,370 | 1,680 | 1,750 | 580 | |
| 1966/67 | Max. | 2,540 | 459 | 1,450 | 1,880 | 2,320 | 2,540 | 1,720 | 574 |
| | Mean | - | 303.9 | 1,044 | 1,655 | 1,912 | 2,251 | 1,106 | 376.2 |
| | Min. | - | 232 | 470 | 1,250 | 1,720 | 1,680 | 599 | 241 |
| 1967/68 | Max. | 1,780 | | | 1,750 | 1,780 | 1,260 | 1,400 | |
| | Mean | - | | | 1,470 | 1,457 | 1,103 | 1,093 | |
| | Min. | - | | | 1,110 | 1,130 | 1,010 | 552 | |
| 1968/69 | Max. | 2,160 | | 1,380 | 2,150 | 2,160 | 1,770 | 1,570 | 637 |
| | Mean | - | | 907.5 | 1,784 | 1,934 | 1,513 | 1,272 | 362.2 |
| | Min. | - | | 518 | 1,420 | 1,720 | 1,280 | 665 | 220 |
| 1975/76 | Max. | 1,950 | | 974 | 1,780 | 1,950 | 1,700 | 1,460 | |
| | Mean | - | | 750.5 | 1,324 | 1,747 | 1,642 | 1,204 | |
| | Min. | - | | 597 | 959 | 1,550 | 1,480 | 739 | |
| 1976/77 | Max. | 2,030 | | 1,560 | 2,030 | 1,680 | 1,670 | 1,100 | |
| | Mean | - | | 1,360 | 1,811 | 1,499 | 1,290 | 707.5 | |
| | Min. | - | | 838 | 1,470 | 1,350 | 1,040 | 258 | |

(2) 水位

Sitalakhya 河の水位は Table 4-3-3 に示すとおりである。最高水位は、ほとんど8月に生起し、水位は EL 5~6 m である。最低水位は、2~3月に生起し、水位は EL 0.65~0.80 m である。最高水位、最低水位、ともに年による変化は少ない。

Hazen Plot 法により確率水位を求めると Table 4-3-2 に示すとおりである。本計画では 1/50 確率水位を用いて取水施設を計画する。

Table 4-3-2 確率水位

| 確率年 | L.L.W.L. | H.H.W.L. |
|-------|----------|----------|
| 1/5 | 0.66 m | 5.70 m |
| 1/10 | 0.64 | 5.85 |
| 1/20 | 0.62 | 6.00 |
| 1/50 | 0.60 | 6.10 |
| 1/100 | 0.59 | 6.25 |

Fig. 4-3-1 Hazen Plot

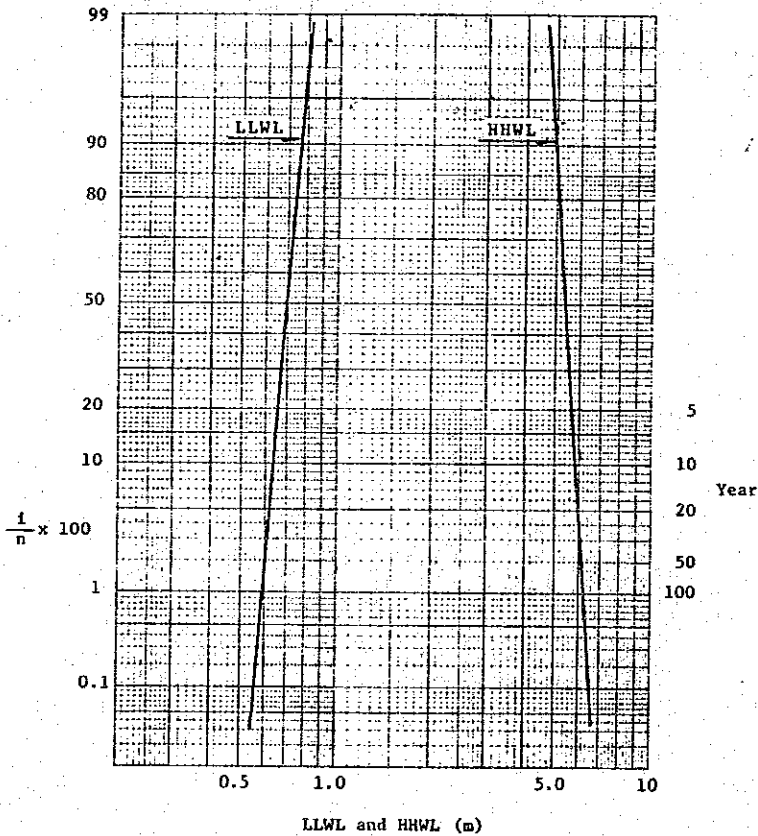
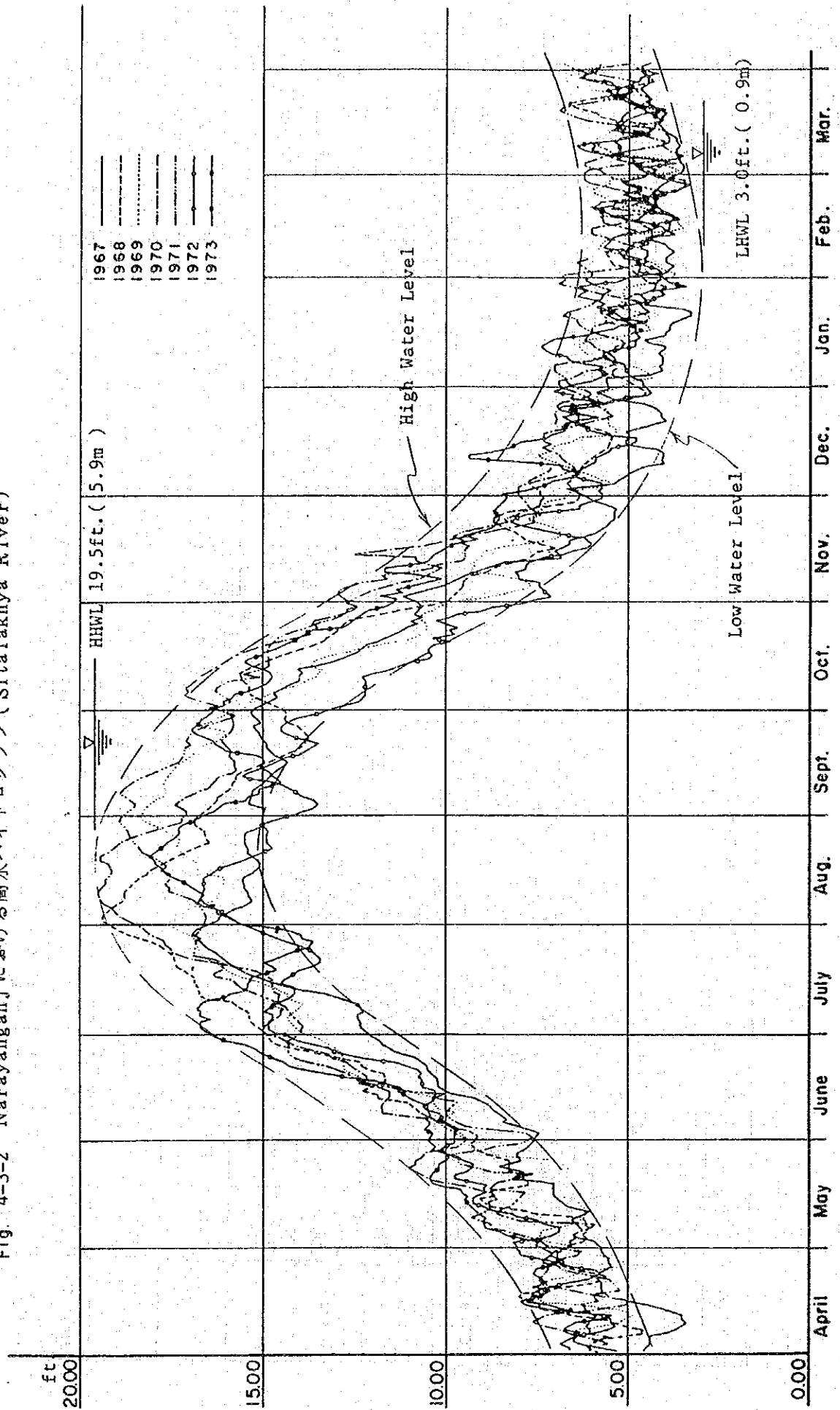


Table 4-3-3 Sitalakhya 河の水位 (Narayanganj Town 地点)

(unit: m)

| Year | Apr. | May | Jun. | Jul. | Aug. | Sep. | Oct. | Nov. | Dec. | Jan. | Feb. | Mar. | L.LWL | H.HWL. |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|--------|
| 1967/68 | Max. | 1.77 | 2.68 | 3.69 | 4.94 | 4.69 | 4.57 | 3.41 | 2.04 | 1.71 | 1.40 | 1.43 | 1.01 | 5.17 |
| | Min. | 1.04 | 1.77 | 2.26 | 3.72 | 4.56 | 3.26 | 1.62 | 1.22 | 1.01 | 1.16 | 1.07 | | |
| 1968/69 | Max. | 2.43 | 2.84 | 4.53 | 5.87 | 5.07 | 4.77 | 3.00 | 2.03 | 1.77 | 1.83 | 2.03 | 0.69 | 5.90 |
| | Min. | 1.16 | 1.53 | 2.51 | 4.50 | 4.19 | 2.94 | 1.60 | 0.99 | 0.88 | 0.69 | 0.81 | | |
| 1969/70 | Max. | 2.27 | 2.87 | 4.22 | 5.35 | 5.56 | 4.68 | 2.85 | 2.27 | 1.91 | 1.81 | 2.09 | 0.66 | 5.58 |
| | Min. | 0.99 | 1.49 | 2.56 | 4.16 | 4.84 | 2.55 | 1.60 | 1.17 | 0.87 | 0.66 | 0.72 | | |
| 1970/71 | Max. | 2.27 | 3.37 | 4.54 | 5.64 | 5.30 | 5.23 | 3.76 | 2.44 | 2.10 | 1.89 | 1.89 | 0.70 | 5.93 |
| | Min. | 1.23 | 1.81 | 2.64 | 4.31 | 4.74 | 3.63 | 1.89 | 1.34 | 1.04 | 0.85 | 0.70 | | |
| 1971/72 | Max. | 2.23 | 2.99 | 4.37 | 5.18 | 5.76 | 4.97 | 3.95 | 2.35 | 2.13 | 1.95 | 2.10 | 0.73 | 5.76 |
| | Min. | 1.01 | 1.40 | 2.01 | 4.13 | 5.00 | 3.69 | 1.89 | 1.40 | 1.16 | 0.94 | 0.73 | | |
| 1972/73 | Max. | 2.45 | 3.09 | 4.45 | 4.75 | 4.75 | 3.90 | 2.50 | 2.07 | 1.74 | 1.83 | 1.71 | 0.70 | 5.12 |
| | Min. | 1.20 | 1.87 | 2.79 | 3.99 | 4.22 | 2.10 | 1.40 | 1.04 | 0.73 | 0.73 | 0.70 | | |
| 1975/76 | Max. | 2.08 | 2.88 | 3.06 | 4.99 | 4.84 | 4.41 | 3.74 | 2.54 | 1.90 | 1.81 | 2.10 | 0.78 | 5.36 |
| | Min. | 1.20 | 1.56 | 2.30 | 3.59 | 4.54 | 3.13 | 1.90 | 1.38 | 0.89 | 0.78 | 0.97 | | |
| 1976/77 | Max. | 2.51 | 2.82 | 4.05 | 5.17 | 5.12 | 4.19 | 2.56 | 2.41 | 1.89 | 1.80 | 1.83 | 0.67 | 5.17 |
| | Min. | 1.07 | 1.71 | 2.30 | 3.99 | 4.36 | 2.38 | 1.71 | 1.19 | 0.67 | 0.82 | 0.72 | | |
| 1977/78 | Max. | | 3.47 | 4.53 | 5.18 | 5.52 | 4.36 | 3.14 | 2.68 | 1.98 | 1.84 | 1.86 | 0.67 | 5.52 |
| | Min. | | 2.07 | 3.08 | 4.16 | 4.93 | 2.82 | 1.98 | 1.49 | 0.93 | 0.69 | 0.67 | | |
| 1981/82 | Max. | 2.51 | 2.88 | 3.26 | 4.81 | 5.01 | 4.44 | 2.55 | 2.75 | 1.65 | 1.88 | 1.88 | 0.80 | 5.19 |
| | Min. | 0.93 | 1.66 | 2.55 | 3.17 | 4.27 | 1.97 | 1.75 | 1.23 | 0.80 | 0.93 | 0.86 | | |
| 1982/83 | Max. | 2.56 | 2.79 | 4.35 | 4.84 | 5.04 | 4.86 | 2.56 | | | | | - | 5.20 |
| | Min. | 1.22 | 1.82 | 2.02 | 4.14 | 4.53 | 2.08 | 1.18 | | | | | | |

Fig. 4-3-2 Narayanganj における高水ハイドログラフ (Sitalakhya River)



(3) 水質

1984年8月における Sitalakhya 河の Narayanganj 浄水場予定地点での水質試験及びジャーテストの結果は Table 4-3-4、4-3-6 に示すとおりである。また、バングラデシュ国 E.P.C.B が、Narayanganj の既存浄水場付近で過去に実施した水質試験の結果を Annex III に示す。

これらの資料をみると季節的な変化があるが、PH が 6.5 ~ 8.0、Chloride が 40 以下、大部分の月は 20 以下となっている。また、今回の調査で濁度は 80 ~ 90 度程度である。Dhaka WASA の浄水場の水源である Burhi Ganga における濁度は 16 度 (1984-8 測定) であった。Burhi Ganga の年間の濁度変化は Fig. 4-3-3 に示すとおりである。Burhi Ganga と Sitalakhya 河とは流況が異なるが、濁度の月変化が同じような変化をするものと仮定すると、Sitalakhya 河の濁度は、8月頃には 80 ~ 90 度程度であるが、濁度が高くなるときには 150 度程度にまで達するものと想定される。

また、重金属に関する分析の結果は Table 4-3-5 に示すとおりであり、物理的、化学的調査結果からみて、Sitalakhya 河の水質は、飲料水の水源として何ら問題ないものと判断される。

なお、Narayanganj Town は感潮区域に属しているが、同 Town の下流において、3 大河川であるジャムナ、ガンジス及びメグナの各大河川が合流しているため、塩水の遡上は Narayanganj まで達しないようである。バングラデシュ国における感潮区域を図示すると Annex IV に示すとおりであり、また、メグナ河下流域における塩分調査資料も合せて示す。

Table 4-3-4 水質試驗結果 (1984年8月)

| Name of River | Sitalakhya | Sitalakhya | Burigonga | WHO EPCB |
|-------------------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------------|
| Point | Narayanganj (East Bank) | Narayanganj (West Bank) | WASA purification plant | |
| Test date | '84. 8. 10 | '84. 8. 10 | '84. 8. 19 | |
| Temperature | 32°C | 32°C | 32°C | |
| Water temperature | 28°C | 28°C | 29°C | |
| External appearance | Light, Yellow brown colour | Light, Yellow brown colour | Light, Yellow colour | |
| Odour | None | None | None | |
| Turbidity | 82 degrees | 84 degrees | 16 degrees | $\frac{5 - 25}{25}$ |
| Degree of colour | 70 degrees | 72 degrees | 36 degrees | $\frac{5 - 20}{30}$ |
| pH | 7.8 | 7.8 | 7.7 | 6.5 - 9.2 |
| Alkalinity | 43 ppm | 43 ppm | 43.5 ppm | |
| KMnO ₄ consumption | 7.9 ppm | 7.9 ppm | | |
| Dissolved Fe | under 0.1 ppm | under 0.1 ppm | * | $\frac{0.1 - 1.0}{1.5}$ (5 max.) |
| Mn Ion | under 0.05 ppm | under 0.05 ppm | | $\frac{0.05 - 0.5}{0.5}$ |
| NH ₄ | 0.25 ppm | 0.22 ppm | | |
| Colon bacilli | + (| + (| | |
| General bacilli | | | | |

Note: The degree of colour of the Sitalakhya River is the value (true colour) after absorption and filtering to remove turbidity.

Table 4-3-5 重金屬類分析結果 (1984年8月)

| | Sitalakhaya | Quantitative limit | Standard value |
|--|-------------|--------------------|--------------------------------|
| Zinc (Zn) | ND | 0.01 | 5.0 to 15 (15) |
| Copper (Cu) | ND | 0.02 | 0.05 to 15 (1.5) |
| Lead (Pb) | ND | 0.05 | 0.1 (0.05) |
| Cadmium (Cd) | ND | 0.005 | 0.01 (-) |
| Sesivalent chrome (Cr ⁶⁺) | ND | 0.01 | n.d (0.05) |
| Cyanogen (CN) | ND | 0.05 | n.d (0.2) |
| Total Mercury (T-Hg) | ND | 0.0005 | n.d |
| Chloride iron (Cl) | ND | 1.0 | (600, max 1,000) 200 to 600 |
| Fluorine (F) | ND | 0.2 | 1.0 (1.0, max 2) |

Remark: Standard values represent those specified by WHO, while those in parentheses represent those specified by EPCB.

Table 4-3-6 ジャーテスト結果 (Sitalakhya 河、1984年8月)

| Flocculant | Feeding rate (ppm) | Flock conditions | Sedimentation | pH | Turbidity | Chromaticity (degree) | Alkalinity (ppm) |
|--------------------|--------------------|------------------|---------------|-----|-----------|-----------------------|------------------|
| Sulfuric acid band | 10 | Medium | Good | 7.6 | 4 | 6 | 38 |
| | 15 | Large | Good | 7.6 | up to 2 | up to 5 | 35 |
| | 20 | Large | Good | 7.4 | up to 2 | up to 5 | 32 |
| | 25 | Large | Good | 7.4 | up to 2 | up to 5 | 29 |
| Postash alum | 10 | Medium | Good | 7.4 | 5 | 12 | 39.5 |
| | 15 | Large | Good | 7.4 | 4.5 | 10.5 | 38 |
| | 20 | Large | Good | 7.4 | 2 | 6 | 37 |
| | 25 | Large | Good | 7.3 | 2 | 5 | 34.5 |
| PAC | 5 | Small | Fair | 7.8 | 23 | 25 | 42.5 |
| | 10 | Large | Good | 7.7 | 6.5 | 10 | 41 |
| | 15 | Large | Good | 7.7 | 2 | 6 | 40 |
| Ferric sulfate | 10 | Small | Fair | 7.1 | 29 | 27 | 36.5 |
| | 20 | Large | Good | 6.8 | 3 | 12 | 30 |
| | 25 | Large | Good | 6.8 | 2 | 10 | 28 |
| | 30 | Large | Good | 6.7 | up to 2 | 7 | 25 |
| Ferrime Sulfate | 10 | No flock | Poor | - | - | - | - |
| | 20 | Absent | Poor | - | - | - | - |
| | 40 | Hardly present | Poor | - | - | - | - |

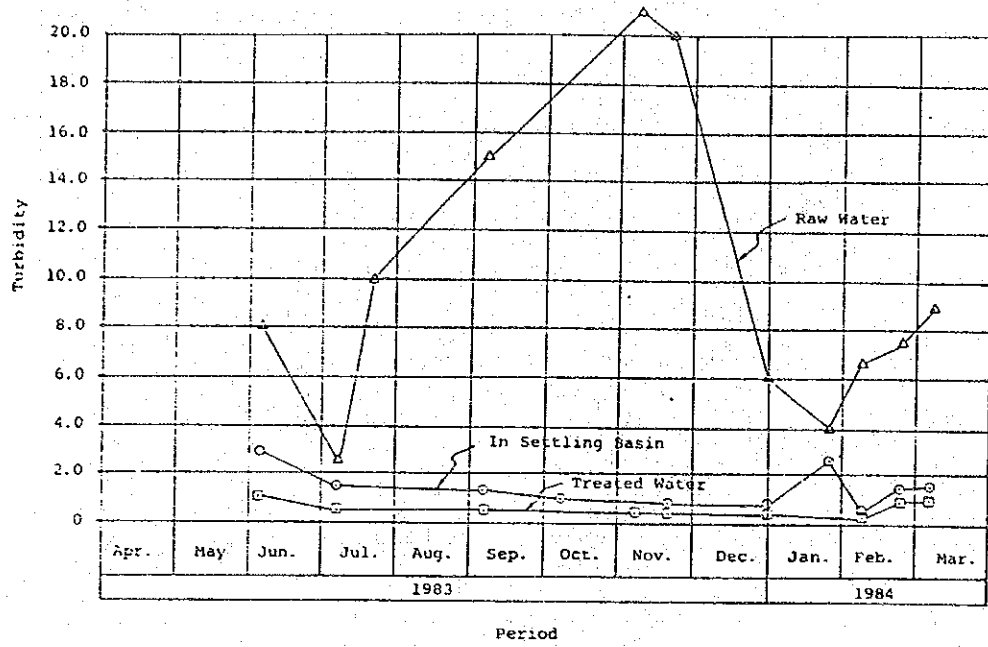
Remark: In the "sedimentation", "good" represents 40 to 60 mm/min, while "fair" represents 20 to 30 mm/min sedimentation velocity (the same also applies to the following page.)
 Ferric sulfate was tested after 10 days from the sampling date, with the raw water pH being 7.4.

(Jar Test Conditions)

Rapid stirring (190 rpm) 3 minutes
 Medium speed stirring (80 rpm) 1 minute
 Slow stirring (40 rpm) 6 minutes

The analytical tests were done after stirring the sample and leaving it alone for 10 to 30 minutes. The supernatant of the sample was used in the analysis. As for the Sitalakhya River, different sampling points of the West Bank and the East Bank were used. It was determined, however, that the quality of water was the same. The raw water sampled from the East Bank was, therefore, used in the jar test.

Fig. 4-3-3 Burhi Ganga における濁度の月別変化



4-4 水源の比較

(1) 概説

現在の Narayanganj Town の給水施設は地下水と Sitalakhya 河の河川水の2種類の水源を利用している。その水量は、地下水が $6,556.0 \text{ m}^3/\text{日}$ 、河川水が $4,436.0 \text{ m}^3/\text{日}$ の合計 $10,992.0 \text{ m}^3/\text{日}$ である。本計画における新規開発水量は、既存施設の利用可能分を除いて $3,656.6 \text{ m}^3/\text{日}$ (西地区で $2,562.2 \text{ m}^3/\text{日}$ 、東地区で $1,094.4 \text{ m}^3/\text{日}$) である。

Town の周辺地域を含めた地下水調査の結果から、井戸1本当りの揚水量は多くはないが、地下水の開発の可能性はかなり有望である。また、Sitalakhya 河の河川水は、渇水期においても水位は低下するが、取水量に対して十分な流量はあり、年間を通して利用することが可能である。渇水流量は前述の如く、 $5\sim 11 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度と考えられ、計画取水量 ($0.74 \text{ m}^3/\text{sec}$) に対して十分な水量がある。しかも、現時点で多量に取水する他の計画や工場等もないので、渇水期においても十分取水が可能であると判断される。

河川水利用の場合には浄水場が必要であり、地下水利用の場合には、Town の内外に数多くの生産井を配置し、それらからの飲料水を Town に導水する。地下水の場合には Town 内におけるテストボーリングによる水質試験の結果からみると、水質、特に鉄分について飲料水として問題となる資料がある。しかし、今回(1984年12月)の Town 郊外の試験井戸の水質は、何ら問題がない。本比較設計においては郊外に生産井を建設することとしているので、水質的には問題はないものと考えられる。

河川水利用の浄水場案と地下水利用の井戸案について、それぞれ概略設計を行ない、両案を比較検討して水源を決定する。

なお、井戸案及び浄水場案の概略設計を Annex V 及び Annex W に示す。

(2) 井戸案と浄水場案の比較

井戸案と浄水場案とについて行なった概略設計に基づき、水源の水量、水質、将来の拡張に対する有利性、施設概要、建設費、用地の取得、工事の難易、維持管理の難易と経費などの点について、両案を比較すれば Table 4-4-1 のとおりとなる。

Table 4-4-1 井戸案と浄水場案との比較

| 項目 | 井戸案 | 浄水場案 |
|-------|---|---|
| 1. 水源 | <p>水源は地下水とする。採水対象層は地表より100~200mに位置する砂層とする。新設の生産井は深さ180m、口径150mm、スクリーン長さ30mとする。</p> <p>(西地区) 新設井戸 27本 既存井戸 4本</p> <p>(東地区) 新設井戸 10本 既存井戸 使用しない</p> <p>なお、西地区の既存浄水場は利用するが東地区の既存浄水場は利用しないものとする。</p> | <p>水源は <u>Sitalakhya 河の表流水</u> とする。</p> <p>取水位置は、西地区は Town 北方の既存浄水場の隣接地とする。東地区はほぼ Town の中央部で、西地区取水地点の約1.5km下流とする。</p> <p>西地区の既存浄水場の隣接地は既に DPHE の所有となっている。</p> |
| 2. 水量 | <p>生産井 <u>1本当りの生産量は</u></p> <p><u>西地区 80 m³/hr</u></p> <p><u>東地区 100 m³/hr</u></p> <p>である。井戸の影響範囲は西地区で半径400m、東地区で半径1,100mである。従って、生産井の分布範囲は西地区で約14区、東地区で約25区となる。将来水需要量が増せば、分布範囲を広げることになる。</p> <p>生産井により新規に開発される水量は西地区で25,622 m³/日、東地区で10,944 m³/日、合計36,566 m³/日である。</p> | <p>取水地点は、ともに Sitalakhya 河の感潮区域に位置しており、渇水期には、流れは上下流両方向となる。</p> <p>ジャムナ、ガンジス及びメグナの3大河川が下流で合流しており、渇水期には背水の影響を強く受けるので渇水流量の資料がない。他の河川の資料から、<u>Sitalakhya 河の渇水流量を推定すると5~11 m³/sec程度と考えられる。</u></p> <p>本計画において予定している給水量は、36,566 m³/日であり、浄水場の稼働時間を15時間/日とし、浄水場用水を10%とすると、取水量は0.74 m³/secである。</p> |

| 項目 | 井戸案 | 浄水場案 |
|-----------------|---|---|
| 3. 水質 | <p>1984年12月に実施した調査井戸の水質は東、西両地区とも水質上問題はない。しかし過去にDPHEがTown内で実施したテストボーリングの水質試験では、かなり鉄分の高い結果がでている。従って、<u>Townに近い地域については鉄分が基準を越える可能性がある</u>と推定される。鉄分が高い場合には、除鉄装置の設置が必要である。</p> | $\frac{36,566 \text{ m}^3/\text{日}}{15\text{hr}/\text{日}} \times \frac{1}{3,600} \times 1.1 = 0.74$ <p>現在、Sitalakhya 河から大量に取水している工場等はないので、推定した揚水量と比較して、十分取水可能である。</p> <p>1984年8月に取水予定地点の河川について水質試験を実施したが、濁度が80以上、色度が70以上を示したが、<u>問題となる項目はない</u>。また、<u>重金属についても何ら問題はない</u>。</p> <p>1975～1983年の月別の水質試験をバングラデシュ国のEPCBが行っているが、それらの資料にも水質的には問題ない。</p> <p>取水地点はSitalakhya河の感潮区域に位置するが、塩水の影響はない。</p> |
| 4. 将来の拡張に対する有利性 | <p>生産井の配置を決めるための井戸の影響範囲はポンプの稼動時間を12時間として求めている。従って、将来の水需要の増加に対しては、新たに生産井の建設が必要となる。</p> <p><u>西地区では Townの西側に井戸を新設する余地がないので、Town北側</u></p> | <p>計画されている施設の稼動時間は1日当り15時間としている。1日当り24時間稼動とすると、<u>現在の給水人口の1.6倍まではこの施設により給水が可能である</u>。また、<u>河川の水量も十分取水可能であると判断される</u>。</p> <p>将来の拡張に対しては、井戸案より有利である。</p> |

| 項目 | 井戸案 | 浄水場案 |
|--|---|--|
| <p>5. 取水、送水配水の方式について</p> <p>(1) 取水方式</p> <p>(2) 送水方式</p> <p>(3) 浄水方式</p> <p>(4) 圧力調整方式</p> | <p>に設置することになり、送水管の延長が長くなる。</p> <p>東地区では Town の近くには既に配置しているのでその余地はない。</p> <p>今後、建設可能な地域は Old Bramaputra 河を越えた地域及び Dhaka-Chittagong 道路の北側の地域となり Town から遠くなる。</p> <p>また、Old Bramaputra 河は、サイホンまたは水管橋により横断しなければならない。</p> <p>生産井からの取水は、バングラデシュ国内で生産されている多段タービンポンプによる。</p> <p>生産井に設置されたタービンポンプにより直接、給水塔又は着水井まで送水する。送水管は鑄鉄管とする。地形が平坦であるため、自然流下は不可能である。</p> <p>原則として、地下水をそのまま給水する。但し、水質的に、特に鉄分が高い場合には、除鉄装置で処理した後給水する。</p> <p>給水塔により水圧を加える形式とする。</p> | <p>河川から渦巻ポンプにより揚水する。</p> <p>浄水場において水処理後、浄水池から給水塔まではポンプ揚水する。送水管は鑄鉄管とする。</p> <p>河川水を取水するため、明ばんを使用し、濁りを沈澱させた後、急速ろ過により処理し、さらし粉で滅菌する。</p> <p>同左</p> |

| 項目 | 井戸案 | 浄水場案 |
|----------|---|---|
| (5) 配水方式 | <p>給水塔からの自然流下により配水する。</p> <p>φ250mm以上は铸铁管を、φ200mm以下はPVC管を使用する。</p> | 同左 |
| 6. 施設概要 | <p>(西地区)</p> <p>既存浄水場 3,640 m³/日</p> <p>既存生産井 4本 4,914 "</p> <p>生産井 27本 25,622 "</p> <p>深さ180m、口径150mm</p> <p>ストレーナー 30m</p> <p>計画日給水量 34,176 m³/日</p> <p>送水管 φ150mm 250m</p> <p>φ200mm 31,200 "</p> <p>φ350mm 2,000 "</p> <p>φ450mm 5,400 "</p> <p>計 38,850 m</p> <p>揚水ポンプ B8D型 6~8段 27台</p> <p>モーター出力15kW 27台</p> <p>送水ポンプ 立軸斜流ポンプ</p> <p>φ300/250mm 4台</p> <p>モーター出力55~110kW 4台</p> <p>集水井 容量1,200 m³ × 2カ所</p> <p>600 " × 2 "</p> <p>給水塔 容量 1,500 m³ × 2カ所</p> <p>1,000 " × 2 "</p> <p>600 " × 1 "</p> <p>管理用道路 2,780.0 m</p> <p>受変電設備 27カ所</p> <p>送電線(11kv) 14,700 m</p> | <p>(西地区)</p> <p>既存浄水場 3,640 m³/日</p> <p>既存生産井 4本 4,914 "</p> <p>新設浄水場 25,622 "</p> <p>(浄水能力 45,095 m³/日)</p> <p>計画日給水量 34,176 m³/日</p> <p>送水管 φ700mm 2,710 m</p> <p>給水塔 容量 2,000 m³ × 2基</p> <p>" 1,000 " × 2 "</p> <p>" 300 " × 2 "</p> <p>受変電設備 1カ所</p> |

| 項目 | 井戸案 | 浄水場案 |
|------------|--|--|
| | <p>(東地区)</p> <p>生産井 10本 10,944 m^3/日 深さ180m、口径150mm ストレーナー30m</p> <p>計画日給水量 10,944 m^3/日</p> <p>送水管 ϕ200mm 15,900m ϕ250" 5,300" ϕ350" 2,800" 計 24,000m</p> <p>揚水ポンプ B8D型6~13段 10台 モーター出力 15/19kW 10台</p> <p>送水ポンプ 立軸斜流ポンプ ϕ250mm 1台 モーター出力 75kW</p> <p>集水井 容量 600 m^3 × 1カ所</p> <p>給水塔 容量 1,000 m^3 × 1基 700" × 2"</p> <p>管理用道路 14,850m</p> <p>受変電設備(11→0.4kv) 10カ所</p> <p>送電線(11kv) 8,300m</p> | <p>(東地区)</p> <p>新規浄水場 10,944 m^3/日 (浄水能力 19,260 m^3/日)</p> <p>計画日給水量 10,944 m^3/日</p> <p>給水塔 容量 1,000 m^3 × 2基</p> <p>受変電設備 1カ所</p> |
| 7. 用地取得の難易 | <p>生産井37カ所、集水井5カ所、給水塔7カ所、管理用道路4265kmの用地 約426,000 m^2 を取得しなければならない。</p> <p>生産井はTown 郊外の水田地帯にサイトを選定しているが、Townに近いこともあり、<u>用地の取得はかなり困難</u>が予想される。</p> | <p>浄水場2カ所、給水塔7カ所の敷地 約32,000 m^2 を取得しなければならない。このうち、西地区の浄水場用地(15,000 m^2)は 既に取得済みで、DPHEの所有となっている。</p> <p>井戸案に比べ、<u>用地取得ははるかに容易</u>である。</p> |

| 項目 | 井戸案 | 浄水場案 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|--|---|---------------------------|--------|------------|----|--------------------|----------|--------------------------|--------|------------|----|--------------------|---|----------|---------------------------|--------|-----------|----|--------------------|----------|--------------------------|--------|-----------|----|-------------------|
| 8. 建設工事の難易 | <p>生産井のための工事用道路（後に管理用道路とする）、送水管の布設のための既存道路があまりないので、<u>そのために相当の工事期間を要する。</u></p> <p>盛土直後は工事用道路としては使用できない状態にあり、そこに送水管を布設することはできない。</p> | <p>主として東、西両地区に1カ所ずつの建設工事となるので、<u>工事は容易</u>である。</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9. 工事量の比較 | <p>生産井が37カ所、集水井が5カ所、給水塔7カ所、送水管5.26 km、管理用道路4.26 km</p> <p>(盛土量 554,000 m³)</p> | <p>浄水場2カ所(コンクリート量、約11,000 m³)、給水塔7カ所、送水管2.7 km</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10. 建設費用 | <p>(西地区)</p> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">1. 直接工事費</td> <td style="text-align: right;">200,507,000 ^{タカ}</td> </tr> <tr> <td>2. 用地費</td> <td style="text-align: right;">29,408,000</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">合計</td> <td style="text-align: right;"><u>229,915,000</u></td> </tr> </table> <p>(東地区)</p> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">1. 直接工事費</td> <td style="text-align: right;">91,451,000 ^{タカ}</td> </tr> <tr> <td>2. 用地費</td> <td style="text-align: right;">15,233,000</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">合計</td> <td style="text-align: right;"><u>106,684,000</u></td> </tr> </table> <p>○ 工事の作業範囲が広がるため、共通仮設費及び現場管理費が高くなる。</p> <p>○ 浄水場案に比べ工事期間が長くなるので現場管理費が増す。</p> <p>○ 生産井37本のスクリーン、送水管5.26 kmの铸铁管などの海上輸送費が浄水場案より高くなる。</p> | 1. 直接工事費 | 200,507,000 ^{タカ} | 2. 用地費 | 29,408,000 | 合計 | <u>229,915,000</u> | 1. 直接工事費 | 91,451,000 ^{タカ} | 2. 用地費 | 15,233,000 | 合計 | <u>106,684,000</u> | <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">1. 直接工事費</td> <td style="text-align: right;">199,754,000 ^{タカ}</td> </tr> <tr> <td>2. 用地費</td> <td style="text-align: right;">6,000,000</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">合計</td> <td style="text-align: right;"><u>205,754,000</u></td> </tr> </table> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">1. 直接工事費</td> <td style="text-align: right;">95,246,000 ^{タカ}</td> </tr> <tr> <td>2. 用地費</td> <td style="text-align: right;">3,600,000</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">合計</td> <td style="text-align: right;"><u>98,846,000</u></td> </tr> </table> <p>○ 浄水場案では、ポンプ、ろ過池の有孔ブロック、配水管φ250 mm以上の铸铁管などが海上輸送費の対象となる。</p> | 1. 直接工事費 | 199,754,000 ^{タカ} | 2. 用地費 | 6,000,000 | 合計 | <u>205,754,000</u> | 1. 直接工事費 | 95,246,000 ^{タカ} | 2. 用地費 | 3,600,000 | 合計 | <u>98,846,000</u> |
| 1. 直接工事費 | 200,507,000 ^{タカ} | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. 用地費 | 29,408,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 合計 | <u>229,915,000</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1. 直接工事費 | 91,451,000 ^{タカ} | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. 用地費 | 15,233,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 合計 | <u>106,684,000</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1. 直接工事費 | 199,754,000 ^{タカ} | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. 用地費 | 6,000,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 合計 | <u>205,754,000</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1. 直接工事費 | 95,246,000 ^{タカ} | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. 用地費 | 3,600,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 合計 | <u>98,846,000</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 井戸案 | 浄水場案 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|---|--|------|-------|---------|---------|-------|---------|--------|---------|-------|-----------|-----------|-------|---|----------------------|--------|---|--------------------------|--|--|------|--|---------|--|-------|--|-------|--|-------|--|---------|--|---------|--|--------|--|--------------------------|
| | <p>○用地費は取得面積426,000㎡の差</p> <p>○直接工事費の差は数%程度である。</p> | <p>用地取得面積は32,000㎡、このうち西地区の浄水場用地(約15,000㎡)は既に取得済みである。</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 11. 維持管理費用 | <table border="0"> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">タカ/月</td> </tr> <tr> <td>① 人件費</td> <td style="text-align: right;">222,900</td> </tr> <tr> <td>② 事務用品等</td> <td style="text-align: right;">1,500</td> </tr> <tr> <td>③ 車輛燃料代</td> <td style="text-align: right;">10,500</td> </tr> <tr> <td>④ 建物維持費</td> <td style="text-align: right;">1,500</td> </tr> <tr> <td>⑤ ポンプ等運転費</td> <td style="text-align: right;">1,105,650</td> </tr> <tr> <td>⑥ 薬品代</td> <td style="text-align: right;">0</td> </tr> <tr> <td>⑦ ポンプ等消耗品費 (⑤の5%)</td> <td style="text-align: right;">55,300</td> </tr> <tr> <td>計</td> <td style="text-align: right;">タカ/月 <u>1,397,350</u></td> </tr> </table> | | タカ/月 | ① 人件費 | 222,900 | ② 事務用品等 | 1,500 | ③ 車輛燃料代 | 10,500 | ④ 建物維持費 | 1,500 | ⑤ ポンプ等運転費 | 1,105,650 | ⑥ 薬品代 | 0 | ⑦ ポンプ等消耗品費 (⑤の5%) | 55,300 | 計 | タカ/月 <u>1,397,350</u> | <table border="0"> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">タカ/月</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">178,100</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">1,500</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">5,250</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">1,500</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">918,896</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">149,085</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">46,000</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">タカ/月 <u>1,300,331</u></td> </tr> </table> | | タカ/月 | | 178,100 | | 1,500 | | 5,250 | | 1,500 | | 918,896 | | 149,085 | | 46,000 | | タカ/月 <u>1,300,331</u> |
| | タカ/月 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ① 人件費 | 222,900 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ② 事務用品等 | 1,500 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ③ 車輛燃料代 | 10,500 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ④ 建物維持費 | 1,500 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ⑤ ポンプ等運転費 | 1,105,650 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ⑥ 薬品代 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ⑦ ポンプ等消耗品費 (⑤の5%) | 55,300 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 計 | タカ/月 <u>1,397,350</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | タカ/月 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 178,100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 1,500 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 5,250 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 1,500 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 918,896 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 149,085 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 46,000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | タカ/月 <u>1,300,331</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| 項目 | 井戸案 | 浄水場案 |
|-----------------------|---|---|
| <p>12. 運営、維持管理の難易</p> | <p>井戸の管理であるので、運営管理は容易と判断できるが、井戸が広い地域に分散し、その数も多いので<u>運転操作要員が多く必要となり、総合運転の面からは操作性が悪い。</u></p> <p>保守管理要員も多く必要とし、かつ故障の機会も多い。</p> <p>要員の派遣及び故障時の予備機械の運搬などに管理用道路が不可欠である。</p> <p>生産井のポンプはバングラデシュ国製であるので、故障時の<u>修理部品の調達</u>は容易である。</p> <p>集水井の送水ポンプは故障による給水停止の危険度が大きいので予備ポンプを必要とする。</p> <p><u>停電時対策</u>は各ポンプ施設に行なう必要があり<u>実質上不可能</u>と考えられる。</p> | <p>施設が集中して設置され、その数も少ないので集中管理が可能である。<u>運転維持管理要員も少なくすむ。</u></p> <p><u>浄水場における凝集剤及び滅菌剤の注入管理</u>とろ過池の<u>運転管理に多少の技術力を要する。</u></p> <p>浄水場の電動設備は、取水、送水ポンプとろ過池バルブ設備である。</p> <p>ポンプ類には予備が必要であるが、<u>ろ過池のバルブ設備は手動でも操作可能</u>であり、故障時も給水停止の危険は少ない。</p> <p><u>停電時対策（自家発電）</u>を行なう場合には、<u>浄水場のみでよく、容易</u>である。</p> |

(3) 考察

比較表をもとに井戸案と浄水場案について検討し、考察すると次のとおりである。

水源としての地下水の開発はかなり有望であると判断される。表流水としての Sitalakhya 河の水量にも十分余裕があり、取水可能である。Sitalakhya 河の水質には何ら問題はなく、塩水の影響もない。雨期（8月）における濁度は 80 度程度であるが、これは硫酸ベン土により容易に処理が可能であり水道の水源としては何ら問題はない。地下水の水質については、今回実施した郊外での揚水試験の水質には何ら問題ないが、Town 内においては、鉄分がかなり高い地域があり、Town に近い所での井戸建設においては、水質上問題が生ずる可能性がないとは言えない。

将来の水需要に対しては、浄水場案では、その施設計画、稼働時間を1日当り15時間としているが、稼働時間を24時間とすることにより、現計画人口の約1.6倍までは給水可能となる。それに対する水源としての河川の流量にも十分余裕があると判断される。井戸案においては、将来にわたって安定した取水を可能とするために、井戸相互間の干渉を防ぐよう、井戸間隔を影響範囲以上離すことにしている。本計画においては、ポンプ運転時間を12時間として影響範囲を求め井戸を配置している。地下水の安定揚水のためには、これ以上ポンプ運転時間を延ばすことはできない。そのため、将来の水需要の増加に対して現計画の施設では対処できないので、新たに井戸を建設する必要がある。

井戸案では、井戸が広い地域に分散するため、井戸本数はもとより、送水管、集水井、管理用道路、送電線などの工事量が多くなり、かつ、工事区域が広範囲となる。浄水場案では浄水場が東西に1カ所ずつとなり、集中的に工事が可能であり工事量も多くない。

用地取得については、井戸案では約42.6万㎡の敷地を確保しなければならないが、浄水場案では約3.2万㎡ですみ、しかも、そのうち西地区の浄水場の敷地は既にDPHEの所有となっている。このように井戸案は浄水場案の10倍以上の土地取得を必要とするが、農地の取得はバングラデシュ国の風土から非常に困難である。即ち、用地取得に関しては浄水場案が有利である。

建設費用についてみると、直接工事費では、両案の差が4%以内であり、ほとんど差がないと言える。しかし、用地費を含めると浄水場案が若干有利となる。共通仮設費及び現場管理費は、作業範囲が広くなり、しかも工事期間が長い井戸案が高くなる。従って、建設費用は、浄水場案の方が安価となる。

維持管理費用についてみると、井戸案では井戸や着水井の数が多くなり、ポンプ運転工とその助手などの人数が増すため、管理施設の要員数は231人となり、浄水場案

130人より多くなる。そのために人件費が高くなる。車輛燃料代は井戸案では、その管理範囲が広いので、浄水場案に比べて2倍以上となる。ポンプ運転のための電気代もポンプ台数の違いから、井戸案の方が高くなる。井戸案では薬品処理が必要ないので薬品代は不要となる。以上をそれぞれ合計した1カ月当りの維持管理費用は、井戸案で1,397,000タカ/月、浄水場案で1,300,000タカ/月となり浄水場案の方が有利である。

運営、維持管理の面では、井戸案ではほとんどが井戸とポンプの管理なので容易であると思われるが、井戸と集水井で42カ所あり、送水管5.26km等の維持管理となれば、かなりの管理技術の水準が要求される。更に、施設数が多いことから、その保守・補修も多くなると考えられる。浄水場案では浄水場管理という技術水準が要求されるが、1カ所に集中した施設の管理となり、井戸案と比べれば単純、容易であると考えられる。停電時対策を構ずる場合でも浄水場のみで十分であり、井戸案では井戸37カ所、集水井5カ所について対策を構ずる必要がある。

以上より、特に、将来の水需要の増加への対処、維持管理の方法と費用、用地取得と工事施工の容易さ等の面から、浄水場案が有利と判断される。

(4) 水源の決定

比較表とその考察の結果から、本計画においては、浄水場案を採用することとする。水源はSitalakhya河とする。

第5章 給水計画

5-1 概説

本計画はDPHEにより自国資金のみで実施されている3つのプロジェクトのうちの1つであるNarayanganj Town Water Supply Projectを対象とする。現在、実施中のNarayanganj Town Water Supply Projectは前述したとおり、将来の人口増加、水需要などは考慮されていないので、本調査において将来人口の予測、Townの発展方向及び水需要などを検討し、基本設計をとりまとめるものである。

給水計画の策定にあたっては、7 Town 飲料水給水計画の設計基準と同じ条件とする。

なお、既に実施されているオランダやADBの援助による給水計画に対しても整合性を保つよう配慮する。浄水場の計画にあたっては、バングラデシュ国内には設計基準がないので日本の水道施設設計指針を準用し、最終的にはバングラデシュ国政府、DPHEと協議して決定する。

5-2 計画年次

パングラデシュ国の飲料水給水計画の長期目標では、西暦2000年には給水率100%、24時間給水を達成することとし、1990年には、その途中過程として給水率を少なくとも50%としている。

本計画においては、1990年を計画目標年次とし都市人口の50%に対しては各戸給水により、残る50%に対しては公共水栓により、安全で、清潔な飲料水を供給する施設を整備するものとする。

5-3 給水区域及び給水人口

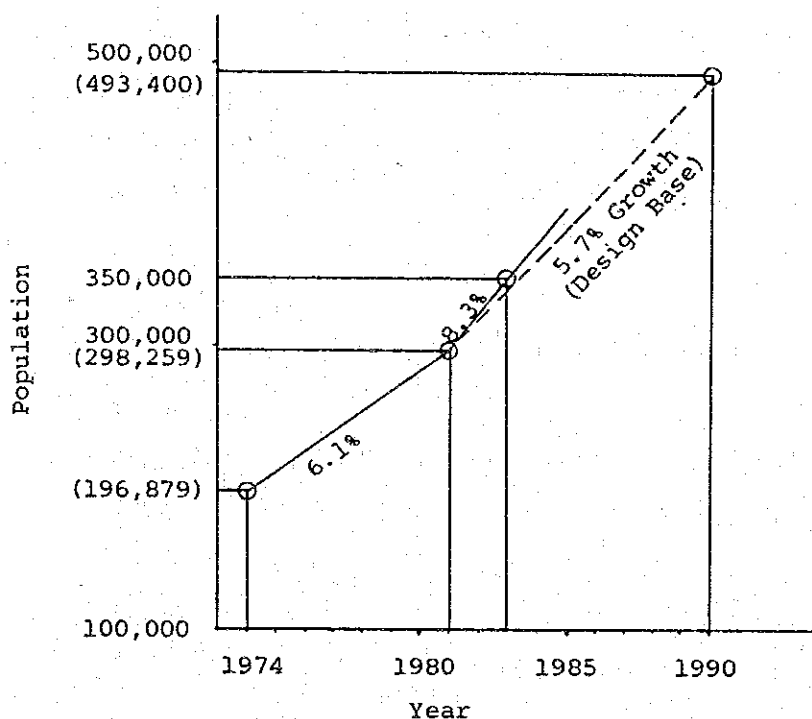
給水区域は、Municipal Area を中心として、既に布設されている配水管網の現状、人口の分布状況、将来の住宅地開発方向などを考慮して決定する。その範囲は、Fig. 5-5-2に示す。

1974年及び1981年の国勢調査によるTownの人口及び現在の推定人口は次のとおりである。

| | | |
|-------|---------------|-----------|
| 1974年 | 国勢調査による人口 | 196,879人 |
| 1981年 | " | 298,359 " |
| 1983年 | バングラデシュ国側の推定値 | 350,000 " |

以上の人口増加状況を図示すると下図のようになる。

Fig. 5-3-1 人口増加状況



1974年から1981年の間の人口増加率は年率6.1%であるが、1981年以後は8.3%と急増している。この傾向は、他の地方都市と同じである。

計画目標年次1990年の人口は、これら国勢調査の結果と現在の人口及びその分布と現地調査をもとに、DPHE及びNarayanganj Townの関係者との協議結果をふまえ、特に

人口密度の高い地区はバングラデシュ国全体の自然増としての2.4%を用い、その他の地区では当Townの今までの増加率である6.0%の人口増加率を用いて推定する。その結果、平均増加率は5.7%となり、Townの人口は493,400人と推定される。

このうち、給水対象となる人口は、ほぼ95%の470,000人であり、東西両地区への配分は、次のとおりである。

| | |
|-----|----------|
| 西地区 | 356,000人 |
| 東地区 | 114,000人 |

5-4 給水量

(1) 計画給水量

計画給水量は、オランダやADBの援助により実施されているDistrict Town や Sub-Divisional Town (現在はDistrict Town)における給水計画や、Dhaka WASAの給水量を参考にして次のとおりに決定する。

| | 給水量 | 人口の比率 |
|---------------|-------------------------|----------|
| (1) 各戸給水 | 25 ガロン/人・日(113.7 ℓ/人・日) | 50% (80) |
| (2) 公共水栓 | 7.5 " (34 ") | 50% (20) |
| (3) 漏水などの損失水量 | (1)+(2)の30% | — |

(注) 1. 人口比率の欄の()内は、2000年の長期目標である。

2. 上表の水量には、レストラン、病院、学校、商店、家内工業などの使用水量が含まれている。

上表より本計画における1人当りの計画給水量は次のようになる。

| | |
|---------------|--|
| (1) 各戸給水によるもの | $113.7 \ell/\text{人}\cdot\text{日} \times 50\% = 56.8 \ell/\text{人}\cdot\text{日}$ |
| (2) 公共水栓 | $34 \ell \times 50\% = 17.0 \ell$ |
| (3) 損失水量 | $(56.8 + 17.0) \times 30\% = 22.1 \ell$ |
| 合計 | $95.9 \approx 96 \ell/\text{人}\cdot\text{日}$ |

従って、1人1日当たり96ℓとして計画する。

なお、計画給水量についての検討資料をAnnex VIIIに示す。

(2) 給水量

計画給水人口をもとに、Town全体の給水量を求めると次のとおりとなる。

| | |
|-----|---|
| 西地区 | $356,000 \text{人} \times 96 \ell/\text{人}\cdot\text{日} = 34,176 \text{ m}^3/\text{日}$ |
| 東地区 | $114,000 \text{人} \times 96 \ell/\text{人}\cdot\text{日} = 10,944 \ell$ |
| 合計 | $45,120 \ell$ |

現在ある、給水施設のうち、利用可能な施設とその水量は、次のとおりである。

| | | | | | | |
|-----|-----|-----|--------------------------------|---|-------|-------------------------|
| 西地区 | 生産井 | 4本 | $4,914.0 \text{ m}^3/\text{日}$ | } | 利用可能量 | 0 $\text{m}^3/\text{日}$ |
| | 浄水場 | 1カ所 | $3,640.0 \ell$ | | | |
| | 合計 | | $8,554.0 \text{ m}^3/\text{日}$ | | | |
| 東地区 | 生産井 | なし | | | | |
| | 浄水場 | なし | | | | |

東地区の既存給水施設は、生産井2本、浄水場1カ所であり、現在1,615 m^3 /日の給水を行なっているが、浄水場、生産井ともに老朽化が激しく、浄水場の新設が必要となるが現施設の近くに設けることは用地上不可能である。また800 m^3 /日程度の処理能力であることから維持管理の面からも廃止するのが望ましいと判断される。生産井はその能力も低く、水質的にもあまり良好ではなく、老朽化していることもあり、本計画上は、利用しないこととする。

以上から、本計画において新規に開発しなければならない水量は次のとおりとなる。

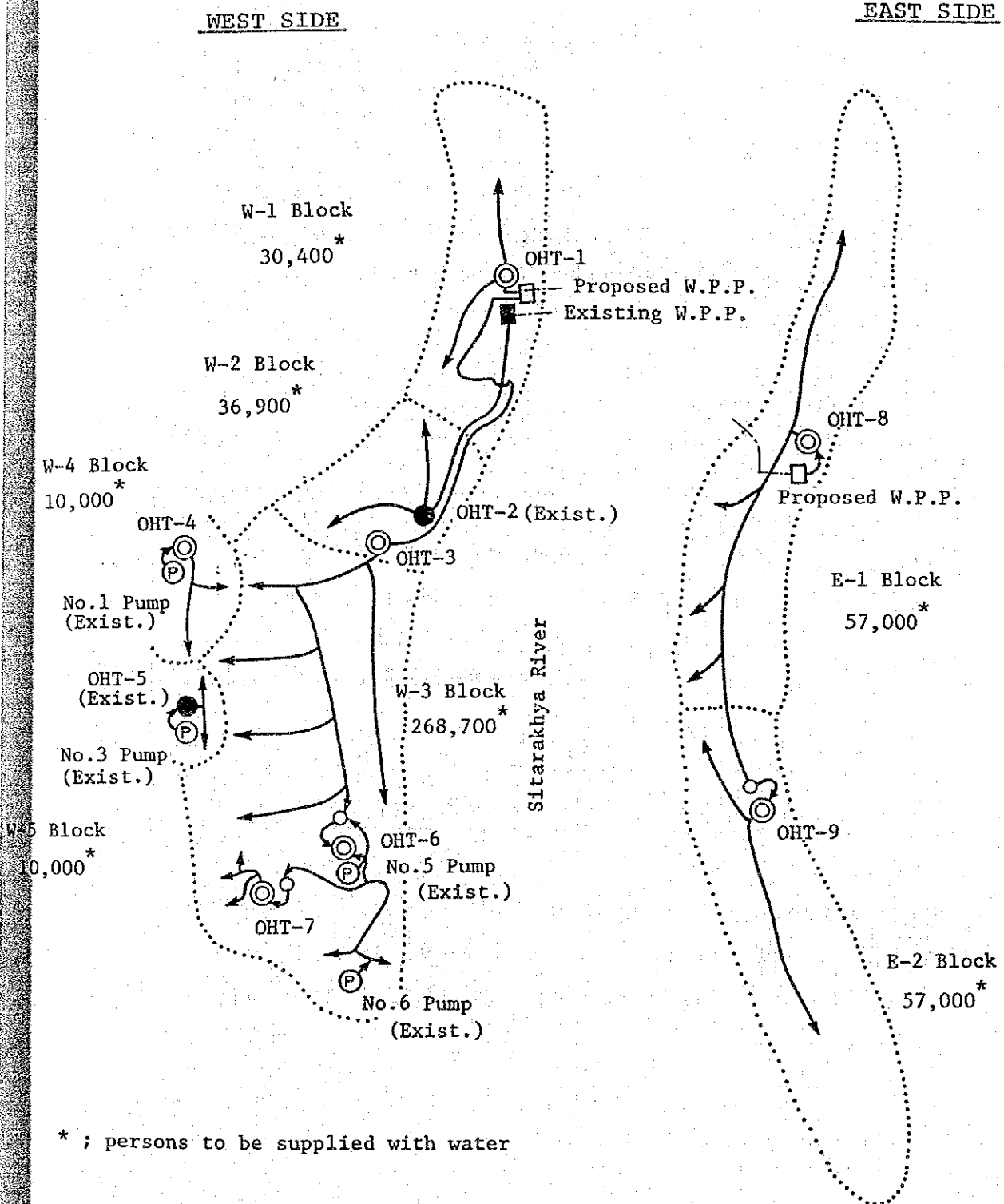
| | | | | | |
|-----|-----------------|---|-------|---|-----------------|
| 西地区 | 34,176 | - | 8,554 | = | 25,622 m^3 /日 |
| 東地区 | 10,944 m^3 /日 | | | | |
| 合計 | 36,566 m^3 /日 | | | | |

これらの新規水量は、Sitalakhya 河より取水し、浄水場で処理して、住民に供給する計画とする。

5-5 給水施設の配列

本計画における給水計画の系統図を示せば次のとおりである。

Fig. 5-5-1 給水系統図



* ; persons to be supplied with water

(1) 西地区

西地区の既存給水施設のうち、将来も利用可能と判断される施設は次のとおりである。

| | | | | | |
|-----|-----|------|----------|-------|-------------------|
| 浄水場 | 1カ所 | 日給水量 | | 3,640 | m ³ /日 |
| 生産井 | 4本 | 日給水量 | No.1ポンプ場 | 1,092 | m ³ /日 |
| | | | No.3 " | 1,092 | m ³ /日 |
| | | | No.5 " | 1,638 | m ³ /日 |
| | | | No.6 " | 1,092 | m ³ /日 |
| | | | 小計 | 4,914 | m ³ /日 |
| | | 合 計 | | 8,554 | m ³ /日 |

これらの既存施設を利用し、更に新浄水場を計画し、人口分布も考慮して給水系統を決定する。西地区は、5地区に分割されるが、それぞれの地区の水源、給水人口等を示せば、次のとおりである。

Table 5-5-1 西地区の水源、給水人口等

| 地 区 | 給水人口 | 水 源 施 設 ， 給 水 塔 ， そ の 他 |
|-----|---------|---|
| 西-1 | 30,400人 | 新設浄水場、給水塔No.1 |
| 西-2 | 36,900 | 既存浄水場、給水塔No.2（既存） |
| 西-3 | 268,700 | 新設浄水場、No.5及びNo.6ポンプ場 No.3、No.6及びNo.7給水塔 No.6とNo.7給水塔には、配水管からの貯水槽を設ける。 |
| 西-4 | 10,000 | 既存のNo.1ポンプ場、給水塔No.4 |
| 西-5 | 10,000 | 既存のNo.3ポンプ場、給水塔No.5 |

(2) 東地区

東地区の既存給水施設には将来も利用可能なものはない。全ての施設は老朽化が激しく、生産井も能力が低下しており、将来に対する信頼性がない。

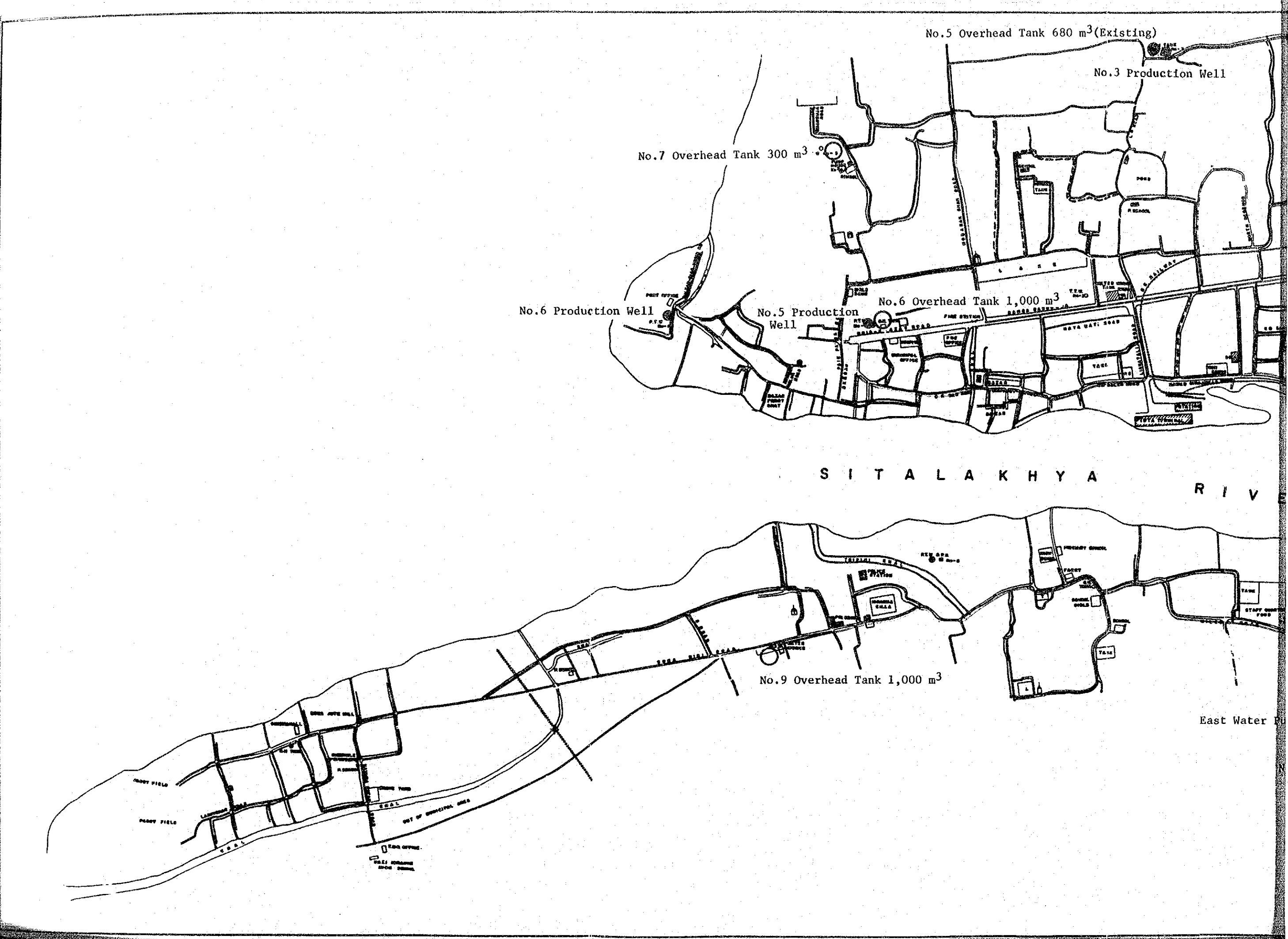
新設浄水場の位置、人口分布などを考慮して給水系統を決定するとFig. 5-5-1のとおりである。

Table 5-5-2 東地区の水源、給水人口

| 地区 | 給水人口 | 水源施設、給水塔 |
|-----|---------|-------------------------------|
| 東-1 | 57,000人 | 新設浄水場、給水塔No.8 |
| 東-2 | 57,000人 | 新設浄水場、給水塔No.9及び配水管からの貯水槽を設ける。 |

(3) 給水計画平面図

Narayananj Townの給水計画平面図を示せば Fig. 5-5-2 のとおりである。



No.5 Overhead Tank 680 m³(Existing)

No.3 Production Well

No.7 Overhead Tank 300 m³

No.6 Production Well

No.5 Production Well

No.6 Overhead Tank 1,000 m³

S I T A L A K H Y A R I V

No.9 Overhead Tank 1,000 m³

East Water P

RAN OFFICE
WELL ORIGIN

OUT OF MUNICIPAL AREA

PODDY FIELD

PODDY FIELD

LAKSHMI

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

WELL

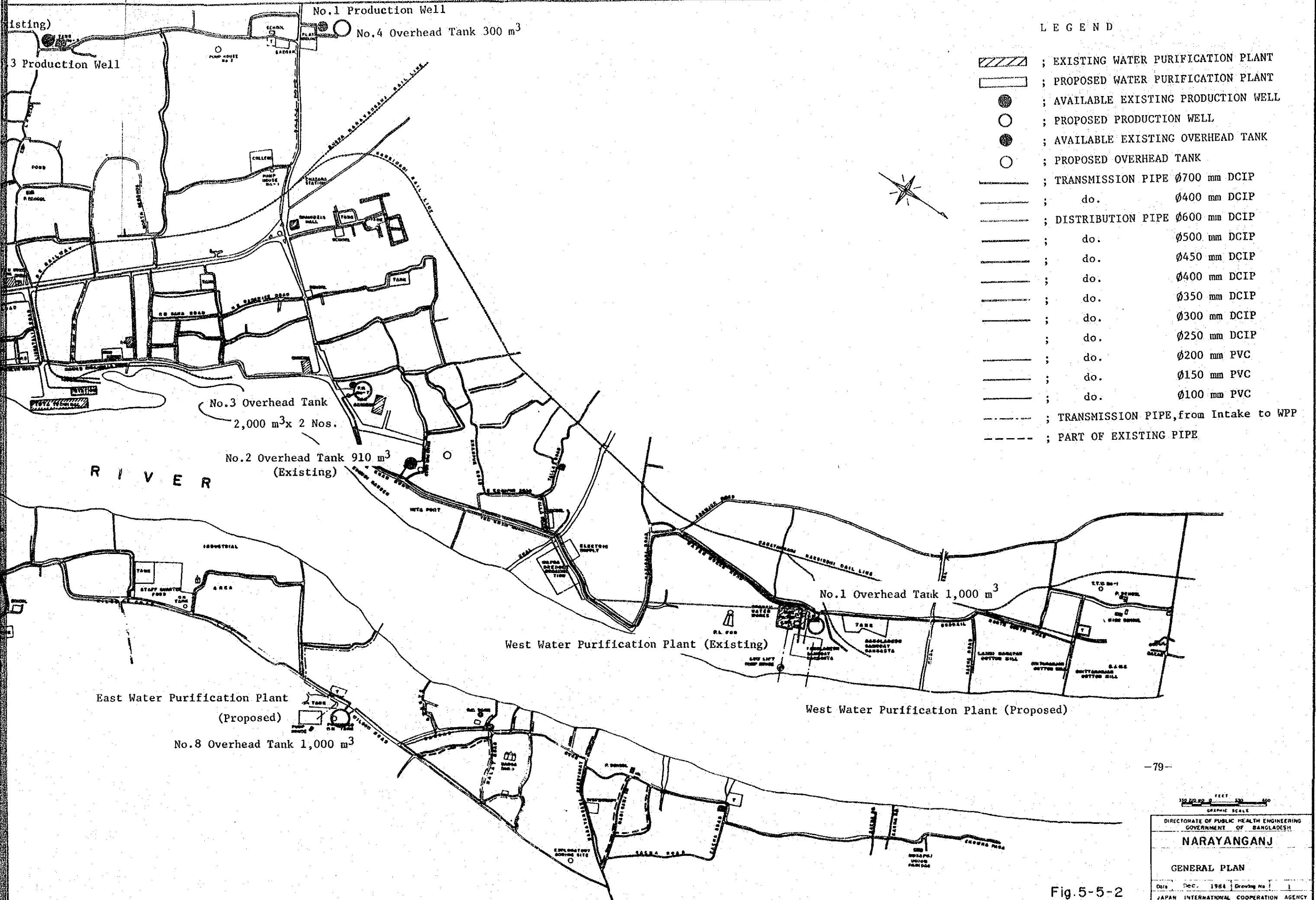
WELL

WELL

WELL

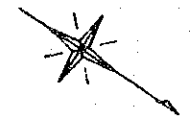
WELL

WELL



LEGEND

- ; EXISTING WATER PURIFICATION PLANT
- ; PROPOSED WATER PURIFICATION PLANT
- ; AVAILABLE EXISTING PRODUCTION WELL
- ; PROPOSED PRODUCTION WELL
- ; AVAILABLE EXISTING OVERHEAD TANK
- ; PROPOSED OVERHEAD TANK
- ; TRANSMISSION PIPE Ø700 mm DCIP
- ; do. Ø400 mm DCIP
- ; DISTRIBUTION PIPE Ø600 mm DCIP
- ; do. Ø500 mm DCIP
- ; do. Ø450 mm DCIP
- ; do. Ø400 mm DCIP
- ; do. Ø350 mm DCIP
- ; do. Ø300 mm DCIP
- ; do. Ø250 mm DCIP
- ; do. Ø200 mm PVC
- ; do. Ø150 mm PVC
- ; do. Ø100 mm PVC
- ; TRANSMISSION PIPE, from Intake to WPP
- ; PART OF EXISTING PIPE



1:10,000
 FEET
 GRAPHIC SCALE
 DIRECTORATE OF PUBLIC HEALTH ENGINEERING
 GOVERNMENT OF BANGLADESH
NARAYANGANJ
 GENERAL PLAN
 Date Dec. 1984 Drawing No. 1
 JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

Fig.5-5-2

第6章 給水施設計画

6-1 浄水場計画

(1) 浄水処理方式の検討

表流水を原水とする浄水処理方式は大きく分けて緩速ろ過方式と急速ろ過方式が考えられる。

一般に、前者は低濁度（10度以下）の場合であり、ある程度以上の濁度を有する原水については、その浄水処理能力や維持管理を含めて、急速ろ過方式が適切である。

本計画の原水は、表流水で濁度の平均値が80度、最大で200度程度が予想されるので急速ろ過方式とする。

この急速ろ過方式について以下に示すようなユニットプロセスが考えられるが、これらの中から①性能、②できる限り現地で調達しうる機材を活用できること、③高度な技術力を要しないこと、④維持管理、保守管理が容易なことなどを考慮して浄水処理方式を検討する。

(i) 薬品沈でん池

薬品沈でん池としては、次の2方式が考えられる。

- ① 高速沈でん池 ② 横流式凝集沈でん池

横流式凝集沈でん池は、高度な技術力を要しないことおよび維持管理も容易であり、かつ構造物は大きくなるが現地調達機材によって施工できることから、横流式凝集沈でん池を採用する。

(ii) 混和池

混和池としては次の4方式が考えられる。

- ① 急速かくはん機（フラッシュミキサー） ② 上下迂流式
③ ポンプ循環式 ④ 堰流式

機械構造を避け維持管理を容易にするため堰流式とする。混和の指標として仕事量又は、せん断力の程度を表わすG値（平均速度勾配値）、GT値を次のとおりとする。

$$G \text{ 値} = 300 \sim 500 \text{ sec}^{-1}$$

$$GT \text{ 値} = 15,000 \sim 100,000$$

(iii) フロック形成池

フロック形成池としては、次の3方式が考えられる。

- ① 上下迂流式 ② 水平迂流式 ③ フロキュレータ方式

上下迂流式は水理的に損失が少なく、ポンプ揚程を少なくすることができ、水質や水量の変動に十分対応できるが、技術環境から、維持管理、保守管理の少ない、かつ

現地調達資材により施工できる上下迂流式を採用する。上下迂流式には多少水量変動に対応が難しいときもあるが、処理水量が少ないときには多少の調整を行なうものとする。

(iv) 沈でん池

沈でん池としては次の2方式が考えられる。

- ① 横流式共通沈でん池 ② 沈降促進装置付沈でん池

沈降促進装置付沈でん池は、傾斜板又は傾斜管を設置することにより普通沈でん池の $\frac{1}{2}$ 程度の容量にすることができるが維持管理が容易なこと、比較的用地があることから横流式普通沈でん池を採用する。

また、沈降分離した汚泥の集泥、排泥の方式についてはかき寄せ機によって上流側に設置したホッパーに集泥し、適当な間隔で排出する方式と大部分のフロックが沈降分離すると考えられる、滞留時間で1時間程度の範囲にホッパーを設置し、そのホッパーに沈積した汚泥を適当な間隔で排出する方式が考えられるが後者を採用する。

(v) 急速ろ過池

急速ろ過池としては、次の3方式が考えられる。

- ① 標準型 ② 自己洗浄型バルブ式 ③ 自己洗浄型サイホン式

この3方式について比較検討（Table 6-1-1）の結果、設備や操作が簡潔であること、設備費が安いこと、水理損失が少ないことなどにより自己洗浄型バルブ式を採用する。

Table 6-1-1 急速ろ過池比較表

| | 標準型 | 自己洗浄型(バルブ式) | 自己洗浄型(サイホン式) |
|----------------|--|---|---|
| ろ過面積 | 62m ² /池×6池 = 372m ² | 62m ² /池×6池 = 372m ² | 同左 |
| ろ過速度 | 通常時 121m/日 洗浄時 145m/日 | 同左 同左 | 同左 同左 |
| 洗浄水量 (補給水量) | 37.2m ³ /分×6分 =223.2m ³ | (5.9m ³ /分~21.5m ³ /分) ×6分 =354m ³ ~129m ³ | 同左 |
| 設備機器 原水流入装置 | 原水流入扉 φ400 | 原水流入扉 φ400 + 分配堰 | 原水サイホン装置 (250×520サイホン管 1 ダイヤフラム弁 2 電磁弁 2 + 分配堰 |
| 洗浄水設備 | 高架水槽 | 自己ろ過水 +補給水(高架水槽) | 同左 |
| | 洗浄給水管 φ600 弁 φ600 | 補給水管 φ500 補給水弁 φ500 (共通装置) | 同左 |
| 洗浄排水装置 | 排水扉 1000×800 | 同左 1000×800 | 排水サイホン装置 (サイホン管700×1200 1 ダイヤフラム弁 2 電磁弁 2 |
| ろ過調整装置 | 浄水弁 φ600 流量計 流調弁 φ300 | ろ過調整堰 (共通装置) | 同左 |
| 保守点検用装置 | — | 浄水弁 φ900 | 浄水平底弁 φ900 |
| その他 | | | コンプレッサー 真空ポンプ 真空タンク(流調弁付) 空気配管 真空配管 (以上共通装置) |

| | 標準型 | 自己洗浄型(バルブ式) | 自己洗浄型(サイホン式) |
|---------|--|--|--|
| (建設費) | | | |
| 躯体費 | 1 | 0.9 | 1.3 |
| 構造 | 管廊部が複雑で、かつ池部は浅いが管廊部が非常に深く底版は凸凹で施工しにくい。 | | |
| 装置面積 | | | |
| 装置深さ | 池部 3.5 m 管廊部 6.5 m | 池部 4.5 m 管廊部 5.0 m | 池部 5 m 管廊部 6 m |
| コンクリート量 | | | |
| 設備費 | 1 | 0.75 | 0.8 |
| | 流量調整装置など高度な機器や逆洗装置などの大型機器があり、設備費は高い。 | 高度で複雑な機器はなく1池にバルブ3個のみで操作が可能である。 | 小規模ではあるがサイホン装置に関する複雑で多数の機器がある。 |
| 維持管理費 | 1 | 0.6 | 1.0 |
| | 流量調整装置など技術力を要する機器が多い。操作を要する機器が多い。 | 原水流入弁、排水弁、表洗弁の3つの弁の全閉全開操作のみでよく、非常に簡潔である。 | 流入サイホン、排水サイホンに関わる多くの機器の操作を必要とする。真空ポンプ、コンプレッサー等の自動機器が必要である。 |
| その他 | | | |
| 水理ロス | 3.75 m | 1.5 m | 2.0 m |

(V) 薬品注入設備

(a) 凝集剤

凝集剤としては、次の3種類が考えられる。

- ① 固形バン土 ② 液体バン土 ③ PAC

取扱いの容易さ、凝集の容易さの点でPACがよいと思われるが、バングラデシュ国の特殊性から、安価、入手の容易さにおいて優る固形バン土を採用する。

(b) 滅菌剤

滅菌剤としては、次の4種類がある。

- ① さらし粉 ② 塩素ガス ③ 次亜塩素酸ソーダ
④ 生成次亜塩素酸ソーダ(食塩の電解による)

価格、安全性、取扱いの容易さの点では生成次亜塩素酸ソーダが優れていると考えられるが、機械の維持管理の点でやや問題がある。そのため、入手の容易さ、取扱いの容易さから、さらし粉を採用する。

(2) 処理施設能力

計画給水量は5-4(2)に示されるように

西地区 25,622 m³/日

東地区 10,944 m³/日

である。

バングラデシュ国との協議による労働条件から浄水作業を15時間で行うことと浄水場内使用水量を10%とすることで今回計画の施設能力は次のとおりとする。

西地区 $25,622 \text{ m}^3/\text{日} \times \frac{24}{15} \times 1.1 = 45,095 \text{ m}^3/\text{日}$

東地区 $10,944 \text{ m}^3/\text{日} \times \frac{24}{15} \times 1.1 = 19,260 \text{ m}^3/\text{日}$

(3) 処理施設の設計条件

(i) 薬品沈でん池

(a) 混和池

このプロセスは、凝集剤が水中で加水分解し重合反応を起す速度が非常に早いことを考慮して、急速に混和し小さい水酸化アルミニウム・コロイドを数多く生じさせ、これを均一に拡散し、水中に分散している濁質コロイドを反応させる必要がある。しかし、非常に複雑な粒子の界面電気化学的反応プロセスとも考えられ、あまり強くかくはんするとせん断力の強さにより、一度生成した水酸化アルミニウム・コロイドの電気化学的結合が破壊され、次のプロセスのプロキュレーションにおける良好なフロックの形成を阻害する。

混和の指標として仕事量、もしくはせん断力の程度を表わすG値（平均速度勾配値）、GT値がある。

G値、GT値の目標は原水水質や処理水量によって異なるが一般にG値=200~300 sec⁻¹ , GT値=12,000~15,000とする。

$$G \text{ 値} = 300 \sim 400 \text{ sec}^{-1}$$

$$GT \text{ 値} = 12,000 \sim 30,000$$

滞留時間 1分程度

(b) フロック形成池

急速ろ過方式の浄水システムにあって、凝集プロセスは最も重要なプロセスであり、混和プロセスで生じた微小フロックを重く、かつ硬い均質なフロックに熟成させる必要がある。

良好なフロック形成のためにはG値が高速帯でG=70~80 sec⁻¹ , 中速帯でG=40~50 sec⁻¹ , 低速帯でG=15~20 sec⁻¹ 前後となるよう漸減させるのが良い。

上下迂流式

滞留時間 30分

G値 上流側 70 sec⁻¹

下流側 15 sec⁻¹

(c) 沈でん池

横流式凝集沈でん池

滞留時間 3時間

池内流速 15~40cm/分

排泥ホッパー 池面積のうち上流側 $\frac{1}{3}$ にフロックの80%が堆積するものとする。ここにホッパーを設置し適当な間隔で排泥を行なう。

$$\text{発生汚泥量} = 25.622 \times 80 \times 10^{-6} = 2.05 \text{ DS t/日}$$

ホッパー部に堆積する汚泥量

$$2.05 \times 0.8 = 1.64 \text{ DS t/日}$$

$$1.64 \div 0.05 \text{ (堆積汚泥濃度)} = 32.8 \text{ m}^3/\text{日}$$

ホッパー容量 32.8×2=65.6 m³ 以上とする。

(ii) 急速ろ過池

池数 6池

ろ過速度 120 m/日 (6池ろ過時)

150 m/日以下(5池ろ過時)

逆洗 0.6 m³/m²/分×6分

| | |
|--------|---|
| 表洗 | 0.2 m ³ /m ² /分 × 4分 固定式 |
| 最小処理水量 | 処理能力の½量とする。 |
| 砂層 | 有効径 0.6 mm 均等係数 1.6 以下 層厚 0.6 m |
| 砂利層 | 2~4 mm, 4~6 mm, 6~10 mm, 10~20 mm, 各層厚 50 mm |
| 集水装置 | 自己洗浄型有孔ブロック |
| 有効ろ過水頭 | 0.9 m |
| | ろ過調整槽で塩素を注入する。 |

(iii) 浄水池

| | |
|----------|------|
| 設備容量 | 2時間分 |
| ポンプ吸水井兼用 | |

(iv) 凝集剤注入設備

凝集剤 固形硫酸ばん土 (Al₂O₃ 15%)

Al₂O₃ 15% 固形ばん土を Al₂O₃ 5% 溶液に希釈溶解し注入する。

注入率 $P = 8.7 + 2.2 \sqrt{T}$ (T: 濁度)

溶解槽容量 1 m³ × 2 槽

1日平均使用量 (5% 溶液として)

$$25.622 \text{ m}^3/\text{日} \times (8.7 + 2.2\sqrt{83}) \times 10^{-6} = 0.736 \text{ m}^3/\text{日}$$

1日最大使用量 (5% 溶液として)

$$25.622 \text{ m}^3/\text{日} \times (8.7 + 2.2\sqrt{200}) \times 10^{-6} = 1.02 \text{ m}^3/\text{日}$$

(v) 滅菌剤注入設備

滅菌剤 さらし粉 (有効塩素 50%)

有効塩素 50% のさらし粉を 10% 有効塩素溶液に希釈溶解して注入する。

注入率 $P_{ave} = 10 \text{ ppm}$, $P_{max} = 20 \text{ ppm}$

溶解槽容量 0.5 m³ × 2 槽

1日平均使用量 (有効塩素 10% 溶液として)

$$25.622 \text{ m}^3/\text{日} \times 10 \times 10^{-6} = 0.256 \text{ m}^3/\text{日}$$

1日最大使用量

$$25.622 \text{ m}^3/\text{日} \times 20 \times 10^{-6} = 0.512 \text{ m}^3/\text{日}$$

6-2 西浄水場計画

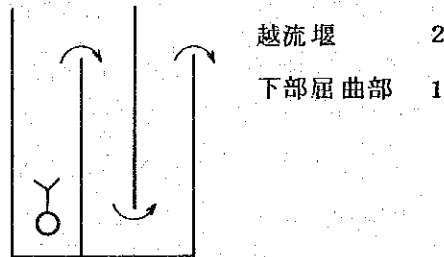
処理水量 $45,095 \text{ m}^3/\text{日} = 1,879 \text{ m}^3/\text{時} = 31.3 \text{ m}^3/\text{分} = 0.522 \text{ m}^3/\text{秒}$

(1) 着水井

| | |
|------|---|
| 池数 | 1 池 |
| 寸法 | 幅 3.0 m × 長 5.3 m × 有効深 3.0 m |
| 容量 | 47.7 m^3 |
| 滞留時間 | $\frac{47.7 \text{ m}^3}{31.3 \text{ m}^3/\text{分}} = 1.5 \text{ 分}$ |
| 池内流速 | $\frac{0.522 \text{ m}^3/\text{s}}{3 \text{ m} \times 3 \text{ m}} = 0.058 \text{ m/s}$ |
| 計量堰 | $B=3,000 \quad d=2,790 \quad H=210$ |

(2) 混和池

| | |
|--------|---|
| 池数 | 4 池 |
| 1池処理水量 | $11,274 \text{ m}^3/\text{日} = 470 \text{ m}^3/\text{時} = 7.83 \text{ m}^3/\text{分} = 0.130 \text{ m}^3/\text{s}$ |
| 寸法 | 幅 1.1 m × 長 2.4 m × 有効深 3.0 m |
| 容量 | 7.92 m^3 |
| 滞留時間 | $\frac{7.92 \text{ m}^3}{7.83 \text{ m}^3/\text{分}} \div 1.0 \text{ 分}$ |
| 構造 | 上下迂流式 |



(3) フロック形成池

| | |
|----|---|
| 池数 | 4 池 |
| 寸法 | 幅 1.1 m × 長 7.6 m × 有効深 3.0 m 1 条 25.08 m^3 |
| | 幅 1.3 m × 長 1.0 m × 有効深 3.0 m 1 条 3.90 m^3 |
| | 幅 1.6 m × 長 1.0 m × 有効深 3.0 m 1 条 4.80 m^3 |
| | 幅 1.9 m × 長 1.0 m × 有効深 3.0 m 1 条 5.70 m^3 |
| | 幅 2.2 m × 長 1.0 m × 有効深 3.0 m 1 条 6.60 m^3 |

容 量 2 3 5.0 8 m³

滞留時間 $\frac{235.08 \text{ m}^3}{7.83 \text{ m}^3/\text{分}} = 30.0 \text{ 分}$

構 造 上下迂流式

| | | | | |
|------|----------|---------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| 1 条目 | 越 流 堰(4) | $G=66\sim 54^{\text{sec}^{-1}}$ | $h=0.012\sim 0.008 \text{ m}$ | $t=0.24\sim 0.29 \text{ m}$ |
| | 下部屈曲部(4) | $G=64\sim 52$ | $h=0.012\sim 0.008$ | $t=0.46\sim 0.57$ |
| 2 条目 | 越 流 堰(5) | $G=50\sim 42$ | $h=0.009\sim 0.006$ | $t=0.24\sim 0.29$ |
| | 下部屈曲部(4) | $G=49\sim 43$ | $h=0.008\sim 0.006$ | $t=0.46\sim 0.52$ |
| 3 条目 | 越 流 堰(4) | $G=40\sim 34$ | $h=0.007\sim 0.005$ | $t=0.22\sim 0.26$ |
| | 下部屈曲部(5) | $G=41\sim 33$ | $h=0.007\sim 0.005$ | $t=0.40\sim 0.50$ |
| 4 条目 | 越 流 堰(5) | $G=32\sim 24$ | $h=0.005\sim 0.003$ | $t=0.21\sim 0.28$ |
| | 下部屈曲部(4) | $G=31\sim 25$ | $h=0.005\sim 0.003$ | $t=0.41\sim 0.51$ |
| 5 条目 | 越 流 堰(4) | $G=22\sim 16$ | $h=0.003\sim 0.002$ | $t=0.25\sim 0.34$ |
| | 下部屈曲部(5) | $G=23\sim 15$ | $h=0.003\sim 0.001$ | $t=0.45\sim 0.69$ |

全損失水頭 0.256 m

(4) 沈でん池

池 数 4 池

寸 法 幅 1.0 m × 長 47.1 m × 有効深 3.0 m

容 量 1.413 m³/池

滞留時間 $\frac{1.413 \text{ m}^3}{47.0 \text{ m}^3/\text{時}} \div 3.0 \text{ 時間}$

池内流速 $\frac{7.83 \text{ m}^3/\text{分}}{10 \text{ m} \times 3 \text{ m}} = 0.261 \text{ m}/\text{分}$

排泥ピット 35.56 m³/ピット × 6ピット ÷ 213 m³

排泥量 2.79 DS t/日 ÷ 93 m³ (3%濃度)

213 ÷ 93 = 2.3 日分

(5) 急速ろ過池 (自己洗浄型バルブ式)

| | |
|--------|---|
| 池数 | 6池 |
| 寸法 | 幅 3.1 m × 長 10.0 m × 2面 (幅 8.2 m × 長 10.0 m × 深 4.5 m) |
| ろ過速度 | 6池稼動時 121.2 m ³ /日 5池稼動時 145.5 m ³ /日 |
| 逆洗速度 | 0.6 m ³ /分 × 6分 |
| 逆洗水量 | 62 m ³ /池 × 0.6 m ³ /m ³ /分 = 37.2 m ³ /分 37.2 m ³ /分 × 6分 = 223.2 m ³ |
| 補給水量 | 5.9 m ³ /分 (100%処理時) ~ 21.6 m ³ /分 (50%処理時) 給水槽より補給する |
| 表洗速度 | 0.2 m ³ /分 × 4分 固定式 |
| 下部集水装置 | 自己洗浄型有孔ブロック |
| ろ過層 | 層厚 60 cm 有効径 0.6 mm 均等係数 1.6 以下 |
| 支持層 | 砂利 2~4 mm, 4~6 mm, 6~10 mm, 10~20 mm, 各層厚 5.0 mm |
| 原水分配 | 幅 1.5 m 四角堰 + □400 制水扉 |
| 排水装置 | 800 × 800 制水扉 |
| 表洗装置 | φ300 表洗本管 φ300 蝶型弁 池内固定式表洗装置 |
| 補給水装置 | 給水槽より φ400 + φ400 蝶型弁 |
| 塩素注入装置 | ろ過調整堰前に注入する。 |

(6) 浄水池 兼送水ポンプ井

| | |
|------|---|
| 池数 | 2池 |
| 寸法 | 幅 25.0 m × 長 25.5 m × 有効深 3.0 m |
| 容量 | 1.912.5 m ³ /池 |
| 滞留時間 | $\frac{1.912.5 \times 2 \text{ m}^3}{1,879 \text{ m}^3/\text{時}} = 2.04 \text{ 時間}$ |

(7) 凝集剤注入設備

| | |
|-----|--|
| 凝集剤 | 固定硫酸ばん土 Al ₂ O ₃ 5%溶液として注入する。 |
| 注入率 | Al ₂ O ₃ 5%溶液として $P = 8.7 + 2.2 \sqrt{T}$ T: 原水濁度 |

注 入 量 原水濁度平均 83 度とすると 28.7 ppm
 $25.622 \text{ m}^3/\text{日} \times 28.7 \times 10^{-6} = 0.735 \text{ m}^3/\text{日} (\text{Al}_2\text{O}_3 \text{ 5\% 溶液})$

溶 解 槽 $1 \text{ m}^3 \times 2 \text{ 槽}$

(8) 滅菌剤注入設備

滅 菌 剤 さらし粉 (有効塩素 50%)

注 入 率 最大 2 ppm 平均 1 ppm (有効塩素として)

注 入 量 $25.622 \text{ m}^3/\text{日} \times 1 \times 10^{-6} = 25.6 \text{ kg}/\text{日} (\text{有効塩素})$

$25.6 \div 0.5 = 57.2 \text{ kg}/\text{日} (\text{さらし粉})$

さらし粉を有効塩素 10% 溶液に溶解して注入する。

$$25.6 \text{ kg}/\text{日} \times \frac{100}{10} = 0.256 \text{ m}^3/\text{日}$$

(有効塩素 10% さらし粉溶液)

溶 解 槽 $0.3 \text{ m}^3 \times 2 \text{ 槽}$

6-3 東浄水場計画

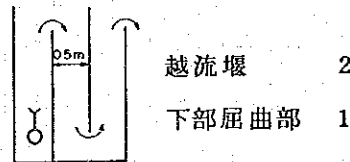
処理水量 $19,260 \text{ m}^3/\text{日} = 802.5 \text{ m}^3/\text{時} = 13.38 \text{ m}^3/\text{分} = 0.223 \text{ m}^3/\text{秒}$

(1) 着水井

| | |
|------|---|
| 池数 | 1 池 |
| 寸法 | 幅 2.5 m × 長 5.1 m × 有効深 3.0 m |
| 容量 | 38.25 m^3 |
| 滞留時間 | $\frac{38.25 \text{ m}^3}{13.38 \text{ m}^3/\text{分}} = 2.86 \text{ 分}$ |
| 池内流速 | $\frac{0.223 \text{ m}^3/\text{s}}{2.5 \text{ m} \times 3 \text{ m}} = 0.029 \text{ m/s}$ |
| 計量堰 | $B = 2,500 \quad d = 2,800 \quad H = 200$ |

(2) 混和池

| | |
|--------|--|
| 池数 | 4 池 |
| 1池処理水量 | $4,815 \text{ m}^3/\text{日} = 200.6 \text{ m}^3/\text{時} = 3.34 \text{ m}^3/\text{分} = 0.056 \text{ m}^3/\text{秒}$ |
| 寸法 | 幅 0.8 m × 長 1.4 m × 有効深 3.0 m |
| 容量 | 3.36 m^3 |
| 滞留時間 | $\frac{3.36 \text{ m}^3}{3.34 \text{ m}^3/\text{分}} \div 1.0 \text{ 分}$ |
| 構造 | 上下迂流式 |



(3) フロック形成池

| | |
|------|--|
| 池数 | 4 池 |
| 寸法 | 幅 0.8 m × 長 5.1 m × 有効深 3.0 m 1 条 (12.24 m^3) 幅 1.0 m × 長 6.5 m × 有効深 3.0 m 1 条 (19.5 m^3) 幅 1.5 m × 長 6.5 m × 有効深 3.0 m 1 条 (29.25 m^3) 幅 2.0 m × 長 6.5 m × 有効深 3.0 m 1 条 (37.8 m^3) |
| 容量 | 98.79 m^3 |
| 滞留時間 | $\frac{98.8 \text{ m}^3}{3.34 \text{ m}^3/\text{分}} = 29.6 \text{ 分}$ |

構 造 上下迂流式

| | | | | |
|------|----------|--------------------|----------------------|--------------------|
| 1 条目 | 越 流 堰(3) | $G=64.5 \sim 54.5$ | $h=0.018 \sim 0.013$ | $t=0.12 \sim 0.14$ |
| | 下部屈曲部(3) | $G=62 \sim 52$ | $h=0.016 \sim 0.012$ | $t=0.23 \sim 0.28$ |
| 2 条目 | 越 流 堰(3) | $G=49 \sim 41$ | $h=0.016 \sim 0.011$ | $t=0.10 \sim 0.12$ |
| | 下部屈曲部(3) | $G=47 \sim 39$ | $h=0.015 \sim 0.010$ | $t=0.19 \sim 0.23$ |
| 3 条目 | 越 流 堰(3) | $G=37 \sim 29$ | $h=0.014 \sim 0.009$ | $t=0.07 \sim 0.09$ |
| | 下部屈曲部(3) | $G=35 \sim 27$ | $h=0.013 \sim 0.007$ | $t=0.14 \sim 0.18$ |
| 4 条目 | 越 流 堰(3) | $G=25 \sim 17$ | $h=0.009 \sim 0.004$ | $t=0.07 \sim 0.10$ |
| | 下部屈曲部(3) | $G=23 \sim 15$ | $h=0.007 \sim 0.003$ | $t=0.14 \sim 0.21$ |

全損失頭 0.266 m

(4) 沈でん池

| | |
|-------|---|
| 池 数 | 4 池 |
| 寸 法 | 幅 6.5 m × 長 31.0 m × 有効深 3.0 m |
| 容 量 | 604.5 m ³ /池 |
| 滞留時間 | $\frac{604.5 \text{ m}^3}{206 \text{ m}^3/\text{時}} = 2.94 \text{ 時間}$ |
| 池内流速 | $\frac{3.34 \text{ m}^3/\text{分}}{6.5 \text{ m} \times 3 \text{ m}} = 0.17 \text{ m/分}$ |
| 排泥ピット | 9.9 m ³ /ピット × 6 ピット = 59.4 m ³ |
| | 排泥量 0.915 DS t/日 ÷ 30.5 m ³ /日 (3%濃度) |
| | 59.4 ÷ 30.5 = 1.95 日分 |

(5) 急速ろ過池 (自己洗浄型バルブ式)

| | |
|------|---|
| 池 数 | 6 池 |
| 寸 法 | 幅 3.1 m × 長 8.6 m (= 26.66 m ² /池) (幅 4.3 m × 長 8.6 m × 深 4.5 m) |
| ろ過速度 | 6 池稼動時 120.4 m ³ /日 5 池稼動時 144.5 m ³ /日 |
| 逆洗速度 | 0.6 m ³ /分 × 6 分 |
| 逆洗水量 | 26.66 m ³ /池 × 0.6 m ³ /分 = 16.0 m ³ /分 16.0 m ³ /分 × 6 分 = 96 m ³ /池 |

| | |
|--------|--|
| 補給水量 | 2.62 m ³ /分 (100% 処理時) ～ 9.31 m ³ /分 (50% 処理時) 給水槽より補給する。 |
| 表洗速度 | 0.2 m/分 × 4 分 固定式 |
| 下部集水装置 | 自己洗浄型有孔ブロック |
| ろ過層 | 珪砂 有効径 0.6 mm 均等係数 1.6 以下 層厚 600 mm |
| 支持層 | 砂利 2～4 mm, 4～6 mm, 6～10 mm, 10～20 mm, 各層厚 50 mm |
| 原水分配 | 幅 0.95 四角堰 + □250 制水扉 |
| 排水装置 | □500 制水扉 |
| 表洗装置 | φ200 表洗本管 + φ200 表洗弁 池内固定式表洗装置 |
| 補給水装置 | 給水塔より φ300 本管 + φ300 蝶型弁 |
| 塩素注入装置 | ろ過調整堰前に注入する。 |

(6) 浄水池兼送水ポンプ井

| | |
|------|--|
| 池数 | 2 池 |
| 寸法 | 幅 15.0 m × 長 18.0 m × 有効深 3.0 m |
| 容量 | 810 m ³ /池 × 2 池 = 1,620 m ³ |
| 滞留時間 | $\frac{1,620 \text{ m}^3}{802.5 \text{ m}^3/\text{時}} = 2.01 \text{ 時間}$ |

(7) 凝集剤注入設備

| | |
|-----|---|
| 凝集剤 | 固形ばん土 (Al ₂ O ₃ 15%) Al ₂ O ₃ 5% 溶液に溶解して注入する。 |
| 注入率 | Al ₂ O ₃ 5% 溶液として $P = 8.7 + 2.2\sqrt{T}$ T: 原水濁度 |
| 注入量 | 原水平均濁度 83 度とすると 28.7 ppm $10,944 \text{ m}^3/\text{日} \times 28.7 \times 10^{-6} = 0.314 \text{ m}^3/\text{日}$ (Al ₂ O ₃ 5% 溶液として) |
| 溶解槽 | 0.5 m ³ × 2 槽 |

(8) 滅菌剤注入設備

| | |
|-----|--|
| 滅菌剤 | さらし粉 (有効塩素 50%) |
| 注入率 | Max 2 ppm 平均 1 ppm (有効塩素として) さらし粉を有効塩素 10% 溶解に希釈溶解して注入する。 |
| 注入量 | $10,944 \text{ m}^3/\text{日} \times 1 \times 10^{-6} \times 10 = 0.109 \text{ m}^3/\text{日}$ |

さらし粉使用量 $10.944 \text{ m}^3/\text{日} \times 1 \times 10^{-6} \times 2 = 21.9 \text{ Kg}/\text{日}$

溶解槽 $0.2 \text{ m}^3 \times 2 \text{ 槽}$

6-4 給水塔計画

(1) 規模

給水塔の容量は、7 Town の場合と同様に計画日給水量の約 20% とする。

Narayanganj Town の計画日給水量は 45,120 m³/日であり、西地区が 34,176 m³/日、東地区が 10,944 m³/日である。計画日給水量から、給水塔の必要容量を求めると次のようになる。

$$\text{西地区} \quad 34,176 \times 0.20 = 6,835.2 \text{ m}^3$$

$$\text{東地区} \quad 10,944 \times 0.20 = 2,188.8 \text{ m}^3$$

これらを給水系統別に整理し、表示すると次表のようになる。

Table 6-4-1 給水塔一覧表

| 地区 | 給水塔番号 | 給水人口 (人) | 給水量 (m ³ /日) | 給水塔容量 m ³ | | 備 考 |
|----|-------|-------------|----------------------------|----------------------|-------|---|
| | | | | 必要量 | 決定 | |
| 西 | 給-1 | 30,400 | 2,918 | 583 | 1,000 | 浄水場水量を含める。 2,000 m ³ × 2基 |
| " | 2 | 36,900 | 3,640 | (既) | (900) | |
| " | 3 | 268,700 | 25,795 | 5,159 | 4,000 | |
| " | 4 | 10,000 | 960 | 192 | 300 | |
| " | 5 | 10,000 | 960 | (既) | (680) | |
| " | 6 | 3に含む | 3に含む | | 1,000 | |
| " | 7 | 3に含む | 3に含む | | 300 | |
| 東 | 8 | 57,000 | 5,472 | 1,094 | 1,000 | |
| " | 9 | 57,000 | 5,472 | 1,094 | 1,000 | |

既存の給水塔の大部分は鋼製であり、老朽化が激しく、利用されていないものが多い。利用可能なものは、鉄筋コンクリート製の 2 基が西地区にあるのみである。Table 6-4-1 の給水塔-2 及び 5 がこれに相当する。

給水塔の高さは、配水管の管内水圧 15.0 m が確保できるよう考慮し、水理計算の結果より決定する。しかし、既存給水塔の高さが、21.5 m であり、これらの既存給水塔も併用するので、水理上、問題が生じないようにするには同一高さに計画することが望ましい。そこで高さは 21.5 m とする。

(2) 構造

給水塔の構造は、Table 6-4-2 に示すように、鋼製及び鉄筋コンクリート製とも、それぞれに有利性をもっているが、本計画においては極力現地調達可能な資機材を使用

して施設を計画する方針であること、鉄筋コンクリート製のほうが鋼製より耐久性が大きいこと、及び鋼製では完成後の防錆のための塗装工事にかなりの経費を要することもあり、鉄筋コンクリート製を採用する。

Table 6-4-2 給水塔の構造比較

| 項 目 | 鋼 製 | 鉄筋コンクリート製 |
|---------|---|--|
| 建 設 材 料 | 鋼材を日本より輸入することになる。 | 現地で調達可能な資材、セメント、砂利、砂、鉄筋などで建設が可能である。 |
| 貯水槽の防水性 | 貯水槽は熔接接合となり、漏水の恐れはない。 | 防水モルタル、樹脂防水などが必要。 |
| 維 持 管 理 | 防触のため、貯水槽の内部及び外部、支柱など全て定期的な塗装工事が必要である。 | 塗装の必要はない。 |
| 水 温 保 持 | 鉄筋コンクリートに比べ、外気温、直射熱などの影響をうける。 | 外気温、直射熱などの影響は少ない。 |
| 基 礎 工 事 | 鉄筋コンクリート製に比べ、重量が軽いため、基礎杭の本数は少なくなる。 | 鋼製に比べ、基礎杭は多くなる。 |
| 工 事 期 間 | 鋼材の組立て、熔接により建設されるので、工事期間は短縮できる。 | 型枠、及び支保工の組立て、コンクリートの打設、養生などの期間が必要であり、工事期間は長期となる。 |
| 建 設 費 用 | 安い、但しバングラデシュ国のように輸入資材への関税が工事費に含まれることになると、一概に安くなるとは言えない。 | 基礎工事も大きくなり、工事費は高くなる。 |
| 耐 久 性 | コンクリート製に比べて小さい。 | 鋼製に比べて大きい。 |

(3) 給水塔 Na 6, Na 7 及び Na 9 に併設する貯水槽

西地区の西-3ブロックは、給水塔 Na 3 から配水されるが、末端部では管内圧力が不足し、15 m の水圧を保持できない。そのため配水管より貯水槽に一旦分水し、それを給水塔にポンプ揚水して水圧を調整することとする。西-3ブロックでは水圧調整を2度行なうことになる。

東地区も同様に末端で、水圧不足となるため、既存浄水場近くで貯水槽に一旦分水しそれを給水塔にポンプ揚水し、水圧を調整することとする。

東西両地区に設ける3カ所の貯水槽の諸元は次表に示すとおりである。

Table 6-4-3 貯水槽諸元

| 番号 | 併設給水塔 番 号 | 貯水槽容量 (m^3) | 揚 水 ポ ン プ 諸 元 | | | | | |
|----|--------------|-------------------------|------------------|----------------|------------|----|-------|---------------|
| | | | 揚水量 m^3/min | ポンプ 口径 mm | 全揚程 m | 台数 | ポンプ型式 | モーター 出力 KW |
| 1 | 給-6 | 216 m^3 | 1.8 | 100 | 29.1 | 2 | 渦巻ポンプ | 15 |
| 2 | 給-7 | 48 m^3 | 0.4 | 65 | 27.9 | 2 | " | 3.7 |
| 3 | 給-9 | 既存浄水場の浄水池を利用(50 m^3) | 1.29 | 100 | 29.2 | 2 | " | 11 |

貯水槽の構造は、鉄筋コンクリート造とする。

6-5 送水管

送水管の口径は、送水量より求めるが、送水施設の建設費と維持管理費の和が最小となるような経済的口径を採用するものとする。

経済的口径と経済的流速との関係は実績から、一般的に管径が 75 ~ 150 mm のときは 0.7 ~ 1.0 m/sec、200 ~ 300 mm では 0.8 ~ 1.0 m/sec、350 ~ 600 mm のときは 0.9 ~ 1.4 m/sec と 言われている。

浄水場から給水塔 No.3 への送水量は計画系統図に従えば 478 l/sec であるが、将来既存井戸が使用できなくなった場合を想定すると、流量は 529.4 l/sec となる。これらの流量に対する経済的口径は次のようになる。

- | | | |
|------|-----------------|----------------------------|
| ① 流量 | 478 l/sec のとき | 口径は $\phi 650 \sim 800$ mm |
| ② 流量 | 529.4 l/sec のとき | 口径は $\phi 700 \sim 850$ mm |

従って、本計画においては $\phi 700$ mm を採用する。

既存浄水場から既存給水塔への送水管は既存の送水管 ($\phi 400$ mm) を利用する。

送水管の管種は、Table 6-5-1 からみて、バングラデシュ国での工事であること、伸縮の可撓性、管の接合等の施工性、鋼管の場合継手熔接カ所の耐蝕性などの点から、铸铁管の方が優れていると判断される。従って、本計画では铸铁管を採用するものとする。

Table 6-5-1 鋼管とダクタイル鋳鉄管の特性比較 (φ250~φ600/φ700)

| | | 鋼管 (φ300以下 ... JIS G 3452, 350以上 ... JIS G 3457) | | | | ダクタイル鋳鉄管 (JIS G 5526) | | | |
|---------|------------|--|----------------------------|--------|----------------------------|----------------------------|--------|--|--|
| 1. 管体強度 | | 引張強さ (kg/mm ²) | 曲げ強さ (kg/mm ²) | 伸び (%) | 引張強さ (kg/mm ²) | 曲げ強さ (kg/mm ²) | 伸び (%) | | |
| 安全 | φ250, φ300 | 30以上 | 30以上 | 2.5以上 | 42以上 | 60以上 | 10以上 | | |
| | φ350~φ700 | 41以上 | 41以上 | 1.8以上 | | | | | |
| 全性 | 2. 耐外圧性 | 延性が大きく、且つ、管内の高、積み易く、特に埋戻しに際しては、管が変形しない様、砂で埋戻し、管側をつき固めるのが原則である。 | | | | | | | |
| | 3. 耐内圧性 | 高水圧に耐え得るが、ダクタイル鋳鉄管よりも劣る。 | | | | | | | |
| | 4. 継手の水密性 | φ300以下：通常ネジ接合されるが耐蝕性・水密性共に懸念される。 φ350以上：通常溶接接合されるが溶接には高度の技能と施工条件が整っていないことが必要となる。 | | | | | | | |
| | 5. 伸縮可撓性 | ネジ継手・溶接継手共に、伸縮可撓性に乏しく、温度変化や軟弱地盤等の地盤変動の際、管体に無理な応力を発生する。これらの応力を緩和するには、高価な伸縮可撓管を随所に用いなければならない。 | | | | | | | |
| 施工性 | 1. 掘削溝及び基礎 | (1) 管が変形しない様、砂基礎を用いて管周囲を十分き固める必要がある。 (2) 溶接姿勢を確保する為、十分なスペースの継手金所廻りが必要である。 | | | | | | | |
| | 2. 管接合 | (1) 溶接作業は長時間を要する。(芯出し・溶接・検査・塗装等) (2) 高度な技能と熟練を要し、有資格者が必要である。 (3) 溶接作業は自然気象条件・埋設条件に左右される(雨・風・地下水等) (4) 溶接接合及び塗装等に長時間を要するので、埋戻し時期が遅れ、交通障害となる。 | | | | | | | |
| 維持管理 | 1. 耐蝕性(内面) | φ600以下の口徑に於ては、継手溶接後の管内面塗装は殆ど不可能であり、浴食に陥食する。 | | | | | | | |
| | 2. 耐蝕性(外面) | 管外面は、重防食を施す必要があるが、取除中の影がそのまま埋設されると孔食事故の原因となる。更に継手部の塗装等は、現場手作業となり、熟練を要するので、品質管理が困難である。これらのトラブルを防ぐ為には、電気防食が必要となる。ネジ継手に於いては、ネジ部の腐食が懸念される。 | | | | | | | |
| 修理 | 3. 耐用年数 | 25年(自治省地方公営企業法施工規則による償却耐用年数) | | | | | | | |
| | 4. 補修の難易 | 修理については完全に水を排除した上でなければ施工出来ない 40年(同左) 修理及び増設工事については容易に施工可能である。 | | | | | | | |

6-6 配水管

(1) 設計流量

設計流量は、時間最大給水量とする。時間最大給水量は、時間計画給水量の2倍とする。式により示すと次のとおりである。

$$g_D = g_{\max} = 2 \times g_{\text{av}} = 2 \times \frac{Q}{24}$$

ここに g_D : 設計流量 (m^3/hr)
 g_{\max} : 時間最大給水量 (m^3/hr)
 g_{av} : 時間計画給水量 (m^3/hr)
 Q : 日計画給水量 ($m^3/日$)

(2) 管の配置

配水管の配置は、既存水道管の配置、人口の分布状況、給水塔の計画位置、道路状況、将来の住宅地開発方向などを考慮して計画する。

配水管の配置は Fig. 5-5-2 に示すとおりである。

(3) 管径と管種

配水管の管径は、 $\phi 200 \text{ mm}$ 以下は PVC 管を使用し、 $\phi 250 \text{ mm}$ 以上は 鋳鉄管を採用する。

管径は設計流量、管内圧力などについて水理検討を行ない、その結果にもとづいて決定されるが、将来の拡張計画をも考慮して決定する。

(4) 管内圧力

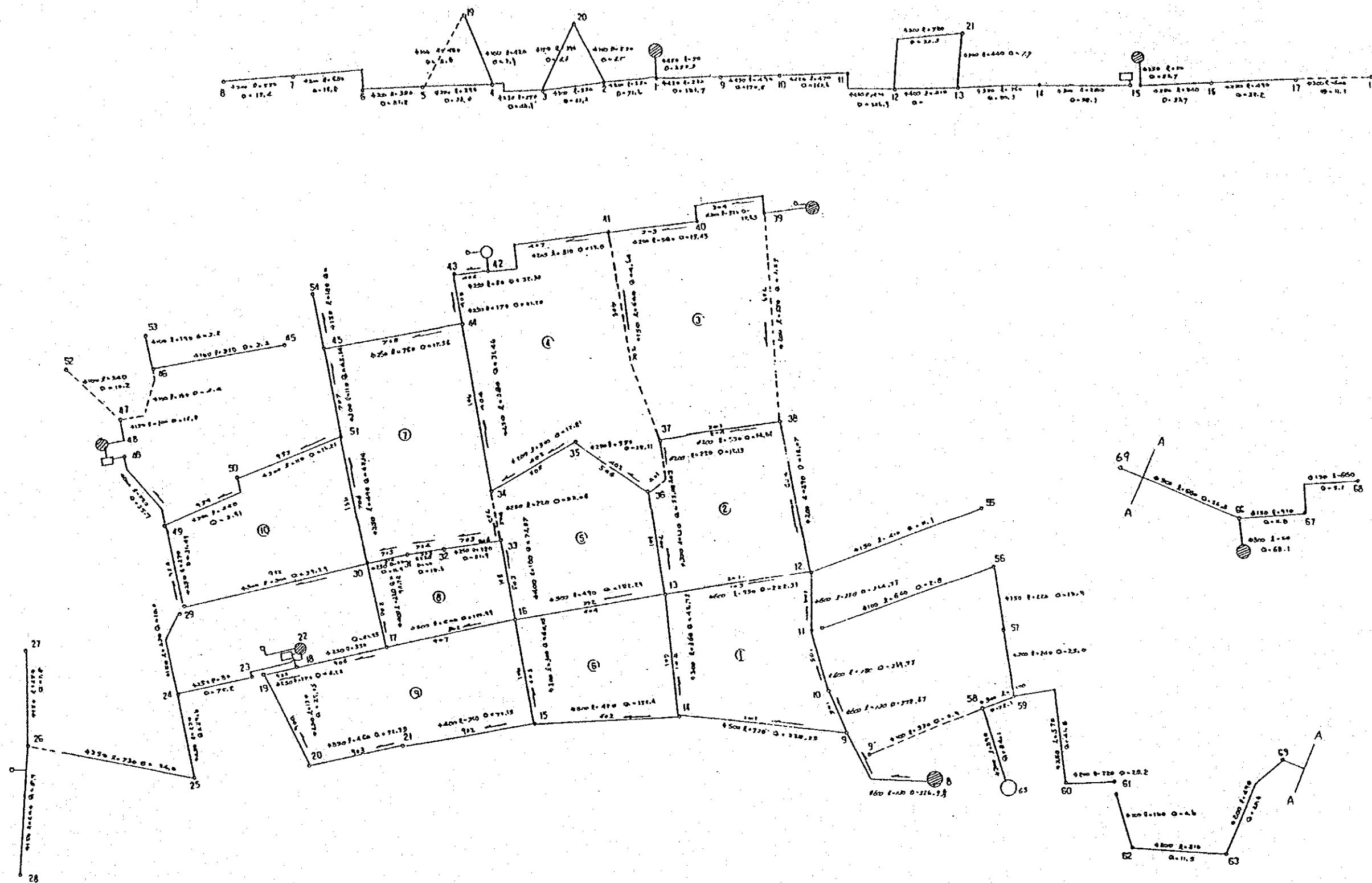
配水管末端における管内圧力は、 15.0 m (15 Kg/cm^2) を保持するように計画する。

(5) 水理計算

水理計算は、ヘーゼン・ウィリアムス公式により行ない、流速係数 C は 屈曲損失等を含めるものとして管種に関係なく $C = 110$ を採用する。水理計算は管網として行なうが、管網は Fig. 6-6-1 に示すとおりである。

水理計算の結果を Annex Ⅷ に示す。

Fig.6-6-1 管網圖



| | | |
|--------|-------|-------|
| 114000 | 10944 | 253.3 |
| 51200 | 4914 | 113.7 |
| 236200 | 22675 | 524.9 |
| 37900 | 3640 | 84.1 |
| 30700 | 2947 | 68.1 |
| 356000 | 34176 | |

6-7 各戸給水及び公共水栓

Narayanganj Townでは、既に 3,200 戸もの各戸給水が行なわれており、また公共水栓も 528カ所設置されている。

給水施設の効果は現況施設により、十分住民に示されており、計画において、あらためて展示効果を示す必要はないと考えられる。従って、本計画においては各戸給水及び公共水栓の建設は行なわないものとする。

今後、計画目標年次に向けて、バングラデシュ国政府が広報活動を行ない、住民の希望により建設してゆくものとする。

6-8 計量機器

水道事業では、維持管理費用は水道料金によりまかなえるようにするのが望ましい。現在の Narayananj Town においては、水道料金の収入は水道事業費の 37% 程度にしか達していない。また、水道料金は、家屋敷の評価額の 2% 相当となっており、使用水量とは関係なく徴収されている。

このような状態が続けば、健全な財政計画のもとに水道事業を運営することは難しくなるものと考えられる。そのため、将来には各戸に対して計量機器を設置し、使用水量に合わせた水道料金の徴収ができるように計画すべきである。本計画では浄水場、生産井、給水塔等の各施設の吐出側に計量機器を設置する計画である。

家庭用の計器については、将来は設置することが望ましい。

6-9 構造物基礎の検討

(1) 基礎地盤の状況

Narayanganj Townの地質状況については、3-2項において述べてあるように、粘土、シルト及び細砂の互層となっている。

Town 郊外での地質柱状図は、第4章の Fig. 4-2-2 に示すとおりである。

(2) 基礎工法の選定

基礎工法としては、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎、地盤改良等が考えられるが、本計画において予定される構造物の規模からみると、直接基礎又は杭基礎が、施工性及び経済性から妥当な工法である。

杭基礎には、既製コンクリート杭、鋼管杭、現場打ちコンクリート杭などがある。既製コンクリート杭はバングラデシュ国内では生産されておらず、また、鋼管杭は輸入品となり工事費的に割高となり適当ではない。バングラデシュ国内においては、構造物の基礎杭としては現場打ちコンクリート杭が一般的に用いられている工法である。これは、生産井掘削用の機械で施工が可能であり、バングラデシュ国内の業者により十分施工できる。しかし、既製コンクリート杭、鋼管杭の場合には、打設用の杭打機を輸入することが必要となる。

以上から、本計画においては、基礎杭は現場打ちコンクリート杭を採用するものとする。また、杭の必要のないものについては直接基礎とする。

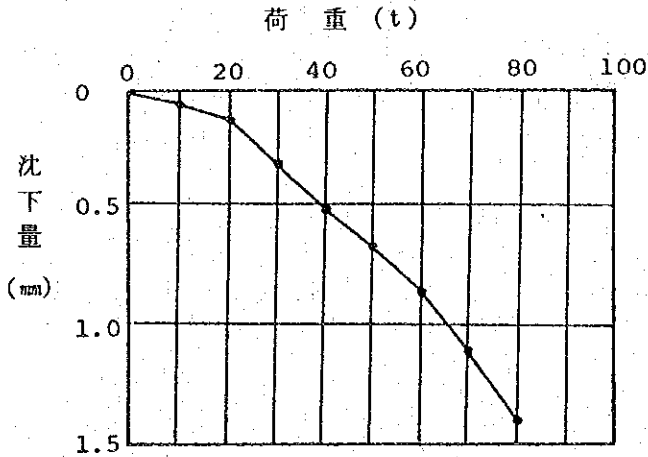
(3) 地耐力及び杭の支持力の推定

バングラデシュ国内で実施された日本の無償援助プロジェクトにおいて実測された地耐力試験の結果は次のとおりである。

| | | | |
|------------|--------------|-------------|------------------------|
| Khulna | においては、許容支持力が | $q_a = 6.4$ | $\sqrt{m^2}$ |
| Bogra | " | " | $q_a = 6.1 \sim 6.9$ " |
| Chittagong | " | " | $q_a = 7.9 \sim 8.0$ " |
| Mymensingh | " | " | $q_a = 6.8 \sim 8.5$ " |

Narayanganj Townにおいて、現在建設中の病院計画においては、杭の載荷試験が実施されている。ここで採用されている基礎杭は、口径 $\phi 400\text{mm}$ 、長さ 16.0m である。この載荷試験の結果から、荷重-沈下量曲線を作成すると、Fig. 6-9-1 のようになる。

Fig. 6-9-1 荷重-沈下量曲線



上図から分るように、曲線はまだ急折点（降伏荷重）に達していない。これは杭本体が口径400mmであるが、杭本体の許容荷重以内で試験を終了しているためである。

杭の載荷試験による許容支持力の算定式は次のとおりである。

$$R_a = \frac{1}{3} R_u = \frac{1}{2} R_y$$

ここに R_a : 杭の許容支持力(t)

R_u : 杭の極限支持力(t)

R_y : 降伏荷重(t)

Fig. 6-9-1 から、試験は降伏荷重に達していないが、安全側として降伏荷重を80 t とすると、杭の許容支持力は、

$$R_a = \frac{1}{2} \times 80 = 40 \text{ t/本}$$

となる。

Narayanganj 及び Khulna, Bogra, Chittagong 及び Mymensingh などの Town の地盤は、本計画の対象 Town と同様、粘土、砂質粘土及び細砂の互層である。

従って、直接基礎の地耐力は、 6.0 t/m^2 、杭の許容支持力は、杭の口径 $\phi 400 \text{ mm}$ 、長さ 16.0 m の現場打ちコンクリート杭として、 40 t/本 とする。

(4) 給水塔基礎

給水塔の安定検討は、次の2ケースについて行なう。

- ① 貯水タンクが空で、風荷重をみた場合
- ② 貯水タンクが満水で、風荷重をみた場合

そこで、基礎の検討も上記2ケースについて行なう。風荷重については Narayanganj Town の風速記録があり Table 6-9-1 に示すとおりである。

この表から分るように、Dhaka に比べ 最大風速が比較的小さい値となっている。

Dhaka と Narayanganj とは、約 20 km 程度の距離があるため、本計画においては安全をみて Dhaka の観測記録を採用する。最大風速は 6.0 ノット (30.9 m/sec) を採用する。

以上の条件のもとに、給水塔の容量別に杭の本数、最大荷重等を求め、整理して表示すると次表のようになる。

[許容支持力 40 t/本]

| 項目 | | 容量 | 300 m ³ | 1,000 m ³ | 2,000 m ³ |
|-------------|---------------|----|--------------------|----------------------|----------------------|
| | 自重 (t) | | 629.0 | 2,038.0 | 3,372.9 |
| | 水重 (t) | | 300.0 | 1,000.0 | 2,000.0 |
| | 鉛直荷重計 (t) | | 929.0 | 3,038.0 | 5,372.9 |
| | 風荷重 (水平荷重、t) | | 9.87 | 22.73 | 32.6 |
| | 杭本数 (本) | | 27 | 91 | 148 |
| 空 虚 時 | 転倒モーメント (t・m) | | 153 | 427.5 | 625.5 |
| | 抵抗モーメント (t・m) | | 1,887 | 12,228 | 23,610 |
| | 安全率 | | 12.3 | 28.6 | 37.7 |
| | 杭反力 (最大 t/本) | | 29.5 | 25.7 | 25.9 |
| | " (最小 t/本) | | 17.1 | 19.1 | 19.9 |
| 満 水 時 | 転倒モーメント (t・m) | | 153 | 427.5 | 625.5 |
| | 抵抗モーメント (t・m) | | 2,787 | 18,228 | 37,610 |
| | 安全率 | | 18.2 | 42.6 | 60.1 |
| | 杭反力 (最大 t/本) | | 40.6 | 36.7 | 39.3 |
| | " (最小 t/本) | | 28.2 | 30.1 | 33.3 |

(注) 6.0 ノットの風速は 30.9 m/sec であり、それを水平荷重に換算すると次のようになる。

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2 = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 30.9^2 \doteq 60 \text{ Kg/m}^2$$

ここに q : 風荷重

ρ : 空気密度、0.125 Kg・sec²/m⁴

v : 風速、30.9 m/sec

以上の結果、空虚時及び満水時ともに、杭反力は許容支持力 40 t/本 以下であることが確認されたので構造物は仮定した杭径及び杭本数により充分支持されると判断される。

(5) 西浄水場の構造物基礎

浄水場の諸構造物の躯体重量、水の重量、ポンプ、弁、管等の荷重から、杭の必要本数を求めると次表のとおりとなる。

| 項目 \ 構造物 | 取水工 | 着水井 | 凝集沈でん池 | 急速ろ過池 | 浄水池 | 排泥工 |
|---|------|-------|-------------|-------|-------|-----|
| 躯体重量 (t) | 388 | 凝集沈でん | 8,064 | 2,572 | 4,325 | 455 |
| 水重 (t) | 0 | 池を含む。 | 4,880 | 590 | 4,463 | 300 |
| ポンプ、弁、管等 (t) | 12 | | 106 | 38 | 62 | 45 |
| 全重量 (t) | 400 | | 13,050 | 3,200 | 8,850 | 800 |
| 底版面積 (m ²) | 36.0 | | 2,591.4 | 743.0 | 1,430 | 170 |
| m ² 当り重量 (t/m ²) | 11.1 | | 5.0 | 4.3 | 6.2 | 4.7 |
| 基礎杭の要否 | 要 | | 不等沈下防止のため必要 | 同左 | 要 | 不 |
| 杭本数 | 10 | | 330 | 80 | 304 | 0 |

(6) 東浄水場の構造物基礎

浄水場の諸構造物の躯体重量、水の重量、ポンプ、弁、管等の荷重から、杭の必要本数を求めると次表のとおりとなる。

| 項目 \ 構造物 | 取水工 | 着水井 | 凝集沈でん池 | 急速ろ過池 | 浄水池 | 排泥工 |
|---|------|-------|-------------|-------|-------|-----|
| 躯体重量 (t) | 384 | 凝集沈でん | 4,368 | 1,261 | 2,224 | 625 |
| 水重 (t) | 0 | 池を含む。 | 2,906 | 399 | 1,620 | 180 |
| ポンプ、弁、管等 (t) | 12 | | 46 | 20 | 36 | 45 |
| 全重量 (t) | 396 | | 7,320 | 1,680 | 3,880 | 850 |
| 底版面積 (m ²) | 36.0 | | 1,421 | 477 | 606 | 148 |
| m ² 当り重量 (t/m ²) | 11.0 | | 5.2 | 3.5 | 6.4 | 5.7 |
| 基礎杭の要否 | 要 | | 不等沈下防止のため必要 | 同左 | 要 | 不 |
| 杭本数 | 10 | | 183 | 42 | 98 | 0 |

(7) その他の構造物基礎

浄水場及び給水塔のほかの構造物としては、弁室などがあるが、荷重は小さいので、直接基礎とする。

Table 6-9-1 Dhaka 及び Narayanganj における最大風速

(Unit : Knots)

| Station Year Month | Dhaka | | | | | | | Narayanganj | | | | | | |
|--------------------------|-------|--------|-------|--------|-------|-------|-------|-------------|---------|-------|------|-------|-------|-------|
| | 1967 | 1968 | 1969 | 1970 | 1971 | 1972 | 1973 | 1967 | 1968 | 1969 | 1970 | 1971 | 1972 | 1973 |
| Jan. | - | NW 5 | SW 17 | NW 15 | V 14 | N 12 | W 6 | | NW 4 | SW 17 | NW 3 | V 2 | V 2 | V 2 |
| Feb. | - | S 9 | N/MW9 | W 28 | S 13 | SW 22 | N 60 | | S 3 | N/MW9 | V 2 | V 2 | NE 3 | V 10 |
| Mar. | - | SW 43 | W 30 | W 60 | - | SE 13 | NW 20 | | NW 6 | W 30 | S 4 | S 9 | V 4 | SE 5 |
| Apr. | - | NW 60 | NE 17 | NW 60 | - | E 60 | W 60 | | S 12 | NE 17 | SE 7 | - | V 8 | SW 14 |
| May | - | NE 60 | V 9 | NW 40 | NW 50 | SW 40 | W 40 | | NE 9 | V 9 | V 6 | - | S 10 | V 4 |
| Jun. | - | V 9 | S 13 | V 20 | E 25 | N 29 | N 13 | | ESE 7 | S 13 | V 6 | V 5 | V 4 | SE 3 |
| Jul. | - | SW 31 | V 9 | SSW28 | V 25 | SE 42 | - | | SE/SW 6 | V 9 | SE 9 | SW 3 | SE 9 | - |
| Aug. | S 13 | S/SW 9 | E 13 | SSW18 | SSE20 | SE 26 | - | SE 6 | E/SE5 | E 13 | V 3 | SE 12 | SE 23 | - |
| Sep. | SE13 | S 13 | S 17 | SSE29 | V 13 | ESE20 | - | SSE10 | SE 3 | S 17 | SE 4 | SE 12 | SE 3 | - |
| Oct. | - | SE 13 | E 13 | SSE 28 | SE 20 | SE 18 | - | E 10 | SE 6 | E 13 | V 7 | SE 10 | V 3 | - |
| Nov. | N 9 | NNE 12 | SW 5 | NNE40 | NE 20 | NW 15 | - | NW 2 | NW 3 | SW 5 | NW 6 | V 5 | V 2 | - |
| Dec. | N/MW5 | N 5 | V 5 | V 10 | - | V 10 | - | NW 3 | NW 3 | V 5 | - | - | V 2 | - |

6-10 本計画により建設される給水施設の内容

| 工 種 | 西 地 区 | 東 地 区 | 計 |
|---------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| 1. 浄 水 場 | 1 カ所 (28,184 m ³ /日) | 1 カ所 (12,038 m ³ /日) | 2 カ所 (40,222 m ³ /日) |
| 2. 送水管 φ 300~700 mm | 2,772.0 m | 750.0 m | 3,522.0 m |
| 3. 給水塔 300~2,000 m ³ | 6 基 | 2 基 | 8 基 |
| 4. 配水管, 鑄鉄管 φ 600 mm | 1,990.0 m | - | 1,990.0 m |
| " 500 mm | 1,540.0 m | - | 1,540.0 m |
| " 450 mm | - | 1,630.0 m | 1,630.0 m |
| " 400 mm | 1,140.0 m | 410.0 m | 1,550.0 m |
| " 350 mm | 950.0 m | 760.0 m | 1,710.0 m |
| " 300 mm | 2,350.0 m | 1,060.0 m | 3,410.0 m |
| " 250 mm | 5,190.0 m | 1,890.0 m | 7,080.0 m |
| PVC管 200 mm | 4,490.0 m | 2,930.0 m | 7,420.0 m |
| " 150 mm | 4,310.0 m | 1,880.0 m | 6,190.0 m |
| " 100 mm | 11,705.0 m | 6,800.0 m | 18,505.0 m |
| 合 計 | 33,665.0 m | 17,360.0 m | 51,025.0 m |
| 5. 制水弁室 φ 600 mm, 蝶型弁 | 6 カ所 | - | 6 カ所 |
| φ 500 mm " | 5 " | - | 5 " |
| φ 450 mm " | - " | 3 カ所 | 3 " |
| φ 400 mm " | 3 " | 1 " | 4 " |
| φ 350 mm " | 2 " | - " | 2 " |
| φ 300 mm " | 13 " | 4 " | 17 " |
| φ 250 mm " | 16 " | 3 " | 19 " |
| φ 200 mm スルース弁 | 29 " | 4 " | 33 " |
| φ 150 mm " | 14 " | 11 " | 25 " |
| φ 100 mm " | 73 " | 27 " | 100 " |
| 合 計 | 161 " | 53 " | 214 " |
| 6. 排泥管室 φ 100 mm | 25 " | 12 " | 37 " |
| 7. 空 気 弁 | 4 " | 2 " | 6 " |

6-11 概算事業費

(1) 総事業費

本計画の総事業費は 677 百万タカ (63.8 億円) と見積られる。その内訳は日本国政府負担分が 520 百万タカ (49 億円) で、バングラデシュ国政府負担分は 157 百万タカ (14.8 億円) である。

事業費の積算時点は、昭和 59 年 8 月とし、外貨交換レートは 1 米ドル = 25.13 タカ = 237 円 (1 タカ = 94.3 円) とする。

(2) 日本国政府負担分

日本国政府負担分は給水施設の建設工事費 498 百万タカ (47 億円) と実施設計及び施工管理費 22 百万タカ (2 億円) である。

(3) バングラデシュ国政府負担分

本計画の実施に際しては、バングラデシュ国政府も事業費の一部を負担することになる。バングラデシュ国政府の負担する費用は次のとおりである。

- ① 土地取得費用及び整地費用
- ② 日本からの輸入資機材に対する関税等の費用
- ③ 維持管理施設及び設備費

各項目別の費用の内訳は以下のとおりである。

① 土地取得費用及び整地費用

本費用の単価は、7 Town の場合と同じく 1 m² 当り 300 タカとする。地区別に所要の費用を算出すれば次のとおりとなる。

Table 6-11-1 土地取得費用及び整地費用

| 地区 | 浄水場 | 給水塔 | 計 |
|-----|---|--|--------------|
| 西地区 | DPHE 用地 | $(1,000 \text{ m}^2 \times 4 + 500 \times 2) \times 300 = 1,500,000$ | 1,500,000 |
| 東地区 | $10,000 \text{ m}^2 \times 300 = 3,000,000$ | $1,000 \times 2 \times 300 = 600,000$ | 3,600,000 |
| 合計 | 3,000,000 | 2,100,000 | 5,100,000 タカ |

② 日本からの輸入資機材に対する関税等の費用

地区別の関税等の費用は次のとおりである。

| | |
|-----|-----------------|
| 西地区 | 1 03,594,797 タカ |
| 東地区 | 45,985,228 " |
| 合計 | 149,580,025 " |

③ 維持管理施設及び設備費

浄水場内のポンプ室は、建設費用に含まれている。施設の維持管理のために必要な事務所、設備については8-4項に述べてある。新たに建設するものとすれば、その費用は次のとおりである。

(施設)

| | | |
|-------------|--|--------------|
| 主 管 理 事 務 所 | $92.9\text{ m}^2 \times 2\text{ 棟} \times 3,250\text{ タカ/m}^2 =$ | 603,850 タカ |
| 予 備 品 貯 蔵 所 | $278.7\text{ m}^2 \times 1\text{ 棟} \times 1,620\text{ 〃} =$ | 451,494 タカ |
| 浄水場管理事務所 | $46.45\text{ m}^2 \times 2\text{ 棟} \times 3,250\text{ 〃} =$ | 301,925 タカ |
| | 小 計 | 1,357,269 タカ |

(車輛等)

| | | |
|-----------------|--------------------------------|------------|
| 普 通 シ ー ブ | 1 台 (西) | 219,407 タカ |
| 小 型 シ ー ブ | 2 台 (東西各1) $\times 106,888 =$ | 213,776 タカ |
| モ ー タ ー サ イ グ ル | 4 台 (東西各2) $\times 14,982.5 =$ | 59,930 タカ |
| | 小 計 | 493,113 タカ |

(車輛等の輸入のための関税費用) 493,113 タカ

(水質試験器輸入のための関税費用) 228,054 タカ

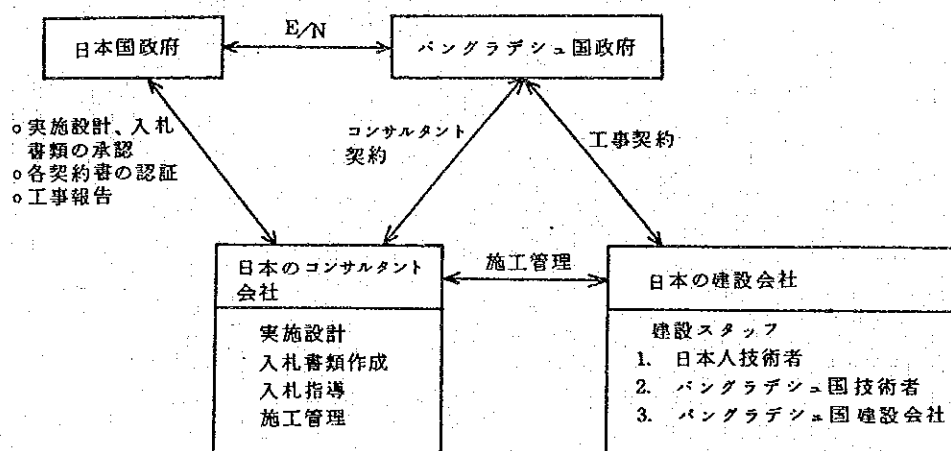
合 計 2,571,549 タカ

第7章 事業の実施体制

7-1 実施組織

(1) 全体的な関係

本計画は日本の無償資金協力により実施され、実施組織の全体的な関係を図示すると下図のようになる。



(2) バングラデシュ国側の実施組織

本計画の実施は、バングラデシュ国政府、Ministry of Local Gov., Rural Development & Cooperatives, Local Government Division, Department of Public Health Engineering (DPHE) が担当することになる。

DPHEの Planning Circle が直接の担当窓口となり、中央 (Dhaka) での各種協議、交渉は、ここを通して行なうこととなる。

Narayanganj Town には DPHEの地方事務所と Poroushoava 内には、既に Water Works Department がある。建設工事期における現場側での窓口は DPHEの地方事務所となる。

DPHEは日本のコンサルタントと建設会社を補助するために工事実施とその管理及びその後の維持管理のために Narayanganj に専従の職員 (高級技術者) を派遣するものとする。