

序 文  
伝達状  
位置図  
写真  
図表リスト  
略語集  
要 約

## 目 次

第1章 プロジェクトの背景・経緯	1
1-1 当該セクターの現状と課題	1
1-1-1 現状と課題	1
1-1-2 開発計画	4
1-1-3 社会経済状況	6
1-2 無償資金協力要請の背景・経緯及び概要	10
1-3 我が国の援助動向	11
1-4 他ドナーの援助動向	12
1-4-1 NGO（非政府組織）	12
1-4-2 二国間あるいは多国間の援助	14
第2章 プロジェクトを取り巻く状況	17
2-1 プロジェクトの実施体制	17
2-1-1 組織・人員	17
2-1-2 財政・予算	23
2-1-3 技術水準	26
2-1-4 既存の施設・機材	26
2-2 プロジェクト・サイト及び周辺の状況	28
2-2-1 関連インフラの整備状況	28
2-2-2 自然条件	30
第3章 プロジェクトの内容	37
3-1 プロジェクトの概要	37
3-2 協力対象事業の基本設計	42
3-2-1 設計方針	42
3-2-2 基本計画	48
3-2-2-1 全体計画	48
3-2-2-2 水源地保護計画	75

3-2-2-3	導水管路計画	80
3-2-2-4	揚水ポンプ場施設計画	86
3-2-2-5	送水管路計画	90
3-2-2-6	送水ポンプ場施設計画	92
3-2-2-7	配水池計画	98
3-2-2-8	配水本管計画	102
3-2-2-9	公共水栓計画	109
3-2-2-10		市内既
	存井戸改善計画	112
3-2-2-11		
	<b>Belemtar</b> 地区給水計画	119
3-2-3	基本設計図	124
3-2-4	施工計画	161
3-2-4-1	施工方針	161
3-2-4-2	施工上の留意事項	162
3-2-4-3	施工区分	162
3-2-4-4	施工監理計画	164
3-2-4-5	品質管理計画	166
3-2-4-6	資機材等調達計画	167
3-2-4-7	ソフトコンポーネント計画	169
3-2-4-8	実施工程	178
3-3	相手国側分担事業の概要	180
3-4	プロジェクトの運営・維持管理計画	182
3-5	プロジェクトの概算事業費	194
3-5-1	協力対象事業の概算事業費	194
3-5-2	運営・維持管理費	195
3-6	協力対象事業実施に当たっての留意事項	196
第4章	プロジェクトの妥当性の検証	199
4-1	プロジェクトの効果	199
4-2	課題・提言	200
4-3	プロジェクトの妥当性	202
4-4	結論	203

### 3.2.2.2 水源保護計画

#### (1) 北西部水源地保護計画

本計画の主要水源地である北西部水源地は、ほとんど人の住んでいない地域であり、主要な産業としては放牧が行われているのみである。地下水はあまり開発されておらず、地下水開発可能量の1,280,000m<sup>3</sup>/年に比べて、現在の揚水量は18,000 m<sup>3</sup>/年と非常に小さい。北西部の地下水は50～60mの深井戸により開発されているものの、ペライト（泥質岩）の裂隙に賦存している不圧地下水であり、地表からの汚染を受けやすい。現在は、JF-13A 深井戸において家畜の糞便が原因と思われる大腸菌が検出されているのみであるが、将来水源地が居住地区や産業地区として開発された場合は、容易に地下水が汚染される可能性が高い。

このため、揚水計画井6箇所（JF-2、JF-5A、JF-7B、JF-13A、F-5、F-6）が位置する北西部水源地において、水利局は以下の事項からなる水源保護計画を策定済みである。

- ◆ 深井戸周辺半径500m内の居住禁止（揚水ポンプ場管理宿舎を除く）
- ◆ 深井戸周辺半径500m内の放牧・灌漑を含む農業活動の禁止
- ◆ 深井戸周辺半径500m内のゴミ、廃棄物投棄の禁止
- ◆ 深井戸周辺半径500m内での浅井戸および深井戸の掘削禁止
- ◆ 深井戸周辺半径100m内への家畜の侵入禁止（柵を設ける）

水利局が策定した水源保護計画には水源を保護する方策が網羅されているが、今後実際にこれらの方策が実施されることが重要である。これらの方策を実施するためには、放牧・灌漑を含む農業活動や宅地開発を禁止する水源保護地区を早急に設定する必要がある。

なお、「モ」国水法第21条から27条において、水源保護地区の設定と保護地区内での禁止行為について規定されており、上記の禁止項目は水法でほぼ網羅されている。水法では、水大臣と保健衛生大臣の共同行政命令で水源保護区を設定し、柵で囲む面積についても決めることになっている。ただし、水法では、保護地区内での居住禁止と井戸掘削禁止についてはふれられていない。井戸掘削の届け出・許可については水法で規定されている。

#### (2) 市内での地下水保全計画

キファ市内における多くの既存井戸の現状から判断して、適切に保護・管理されていない井戸が汚染物質の混入源として、帯水層の水質汚染を招いていると考えられる。ハンドポンプを設置し井戸開口部を閉鎖すれば、井戸口からの直接汚染を防ぐことは容易である。しかし、キファ市内には約1000本もの既存井戸があることから、全ての井戸を保護することは困難である。多くの井戸は水質および水量の面で利用する価値が低いことがJICA開発調査において判明しており、市内の地下水水質が更に悪化することを防ぐために、井戸へのゴミ、糞尿、排水等の投棄を禁止するとともに、明らかに地表からの直接汚染を受けている井戸を閉

鎖することを提案する。閉鎖しない井戸については、井戸所有者が自主的に井戸に蓋を設けるよう、啓蒙する必要がある。

また、キファ市の地下水は地表からの影響を受けやすい不圧帯水層であることから、集水域全体における地表からの汚染に対する水源保護を行うことも必要である。しかし、宅地、灌漑地、牧畜地域等の水が必要な場所に元来井戸は設置されており、既存井戸が多い地域での居住、灌漑、牧畜等の禁止は実施できない。集水域全体における地表からの地下水汚染対策として、ゴミ処分場は集水域外に位置する空港西部の指定された区域のみとする。

これらの地下水保全策を以下にまとめる。これらの対策は水利・下水局の協力のもとキファ市役所が実施することとする。

- ◆ 井戸へのゴミ、糞尿、排水等の投棄禁止
- ◆ ゴミ、生活廃水、廃油、糞尿、動物死骸等の投棄井戸の閉鎖
- ◆ ゴミ処分場は空港西部の指定された区域に限定する
- ◆ 水質が良く特に利用の多い井戸についてはハンドポンプを設置する
- ◆ 井戸所有者が自主的に井戸に蓋を設けるよう啓蒙する

これらの方策は、水利・下水局が策定済みの水源保護策にほぼ網羅されているが、「ハンドポンプの設置」と「井戸に蓋を設ける啓蒙活動」については触れられていない。ハンドポンプの設置については、先ず本計画でキファ市内に設置する 12 ヶ所をモデルとして、将来はその他の市内の既存井戸についても「モ」国側でハンドポンプを設置することが望まれる。井戸に蓋を設ける啓蒙活動は、ソフトコンポーネントの衛生教育の中で、自家用井戸の保護として実施する。

なお、水質に影響を及ぼす物質の井戸への投棄の禁止については、水法第 94 条で規定されており、違反した場合の罰則が決められている（2～12 ヶ月の禁錮または 10,000～50,000 ウギヤの罰金）。

### (3) JF-13A 深井戸近隣の既存井戸への対応策

水源地の JF-13A 深井戸から 85m 程離れた場所に、ラクダ、牛、ロバ、羊、ヤギなどの家畜の群れが頻繁に水を飲みにくる既存井戸がある。水源地保護策として、半径 100m 内への家畜の進入禁止柵を設けると、この既存井戸は使用できなくなる。

この付近には、他にも家畜用井戸が幾つか存在するが、塩分濃度が極めて高いために使用できるのはこの井戸だけである。もしこの井戸を強制的に閉鎖すると、最も近い家畜用井戸でも 3.5km 離れており、しかも揚水可能量に限界があるために既得権を持つ住民との間で水争いが発生する可能性が高い。従って、この井戸が使用できなくなると家畜主にとっては死活問題となるために、家畜用の水が確保できるよう考慮する必要がある。

また、この地域の地下水汚染は、主に井戸の開口部からの直接的な汚染と井戸の孔壁に沿って浸透する汚染に起因するものと思われる。この既存井戸は居住地域から遠く離れた家畜

用であるため、井戸の構造に対して水質保護策がとられていない。従って、この井戸をこのまま放置すると、この井戸が地下水の汚染源となってJF-13Aの水質が悪化する可能性がある。

これらのことから、JF-13A 付近の既存井戸については、家畜の水飲み場を半径 100mの柵の外に設置し井戸から水飲み場までの20m間に水路を設置するとともに(図 3.2.2.2-1 参照) 井戸にはハンドポンプを設置し地下水を汚染しない井戸構造(図 3.2.2.2-2 参照)に改修することとする。

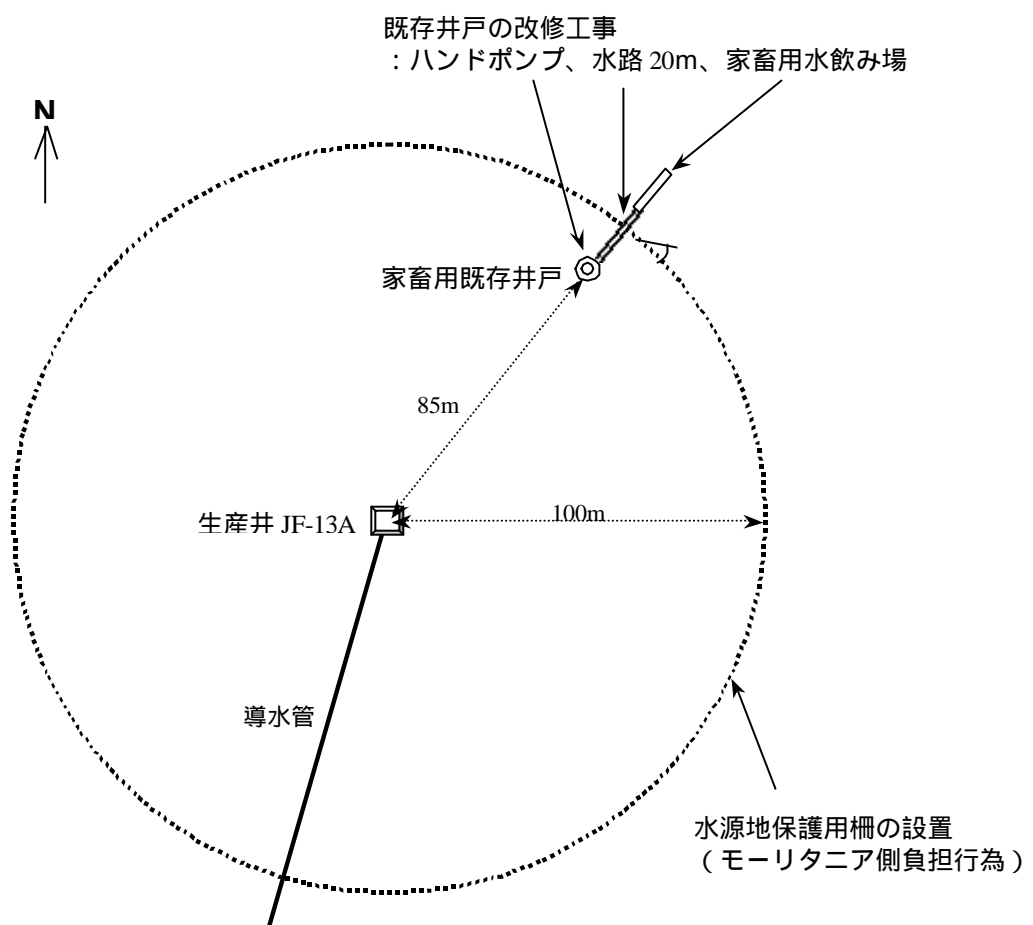
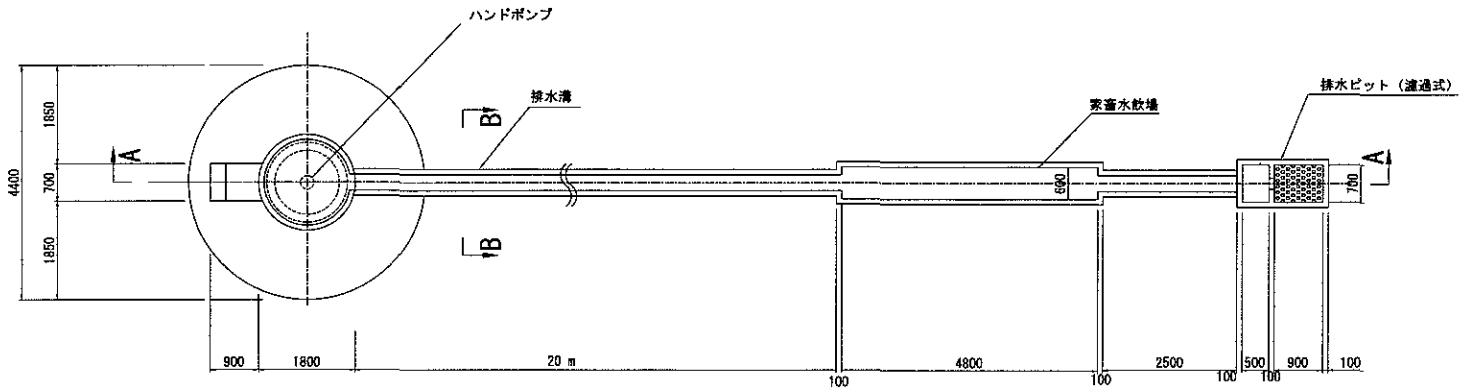
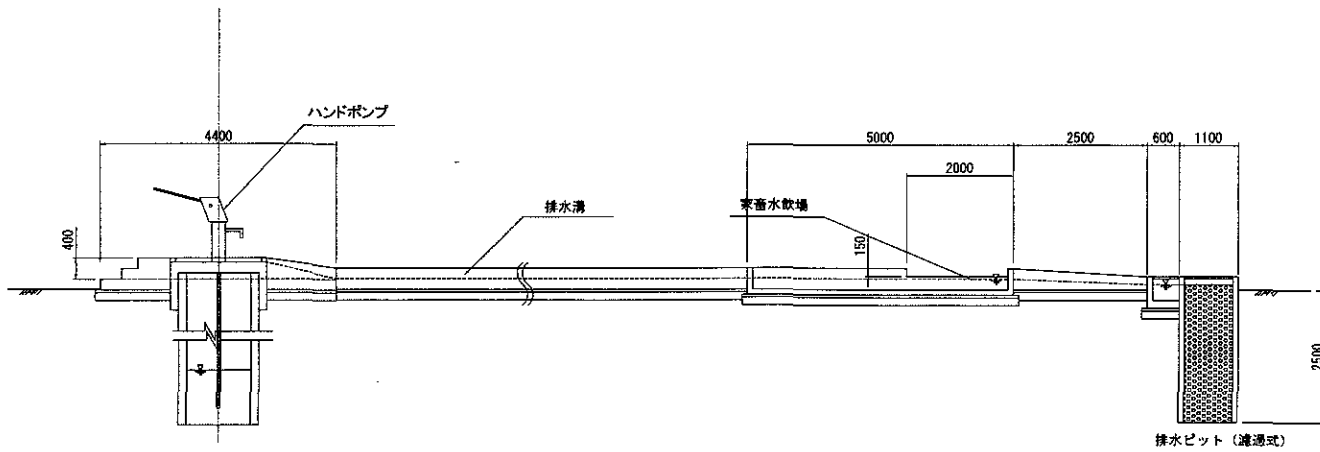


図 3.2.2.2-1 JF13A 深井戸近隣の既存井戸への対応策概念図

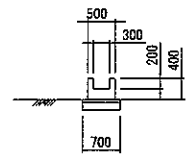
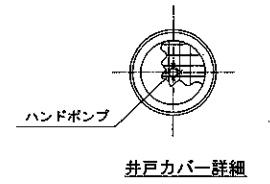
図 3.2.2.2-2 JF-13A 深井戸近隣の既存井戸改修図



平面図



A-A 断面



B-B 断面

#### (4) 地下水モニタリング計画

上記の水源保護策を実施し、水源を管理するうえで、地下水をモニタリングすることが不可欠である。

また、本地域の地下水は、水平的に均質で広範囲な広がりを持つ帯水層ではなく、ペライト（泥質岩）の亀裂が多い部分に賦存しているため、その揚水可能量と水質の変化を正確に予測することは出来ない。地下水の水位や水質の変化を注意深く監視し、適宜揚水計画を見直す必要がある。

従って、地下水を水量と水質の面で保全し本計画の持続性を確保するためには、水源である地下水の揚水量、水位及び水質をモニタリングしながら、水位低下や水質悪化等の問題が発生した場合には揚水計画や水源保護対策を適宜修正し、持続的な地下水の開発を行う必要がある。

##### 1) 水位

水位観測は、水位検知器による定期観測と自記水位計による連続観測からなる。

定期観測は、各揚水井戸において揚水による帯水層への影響を管理するために実施する。測定は、本計画で生産井に転用する試掘井 6 カ所と特定地域給水の水源となる市内の既存井 1 カ所（現在は給水車の水源となっている）の計 7 カ所において SNDE が実施する。測定間隔は、1 週間毎とし各井戸において揚水開始直前の静水位と揚水停止直前の動水位を測定する。将来揚水ポンプが 24 時間運転となった場合は、運転時の動水位のみを記録する。

連続観測は、より広域の帯水層管理のために実施する。観測は、試掘井 4 カ所にデータロガー式自記水位計を設置して水利・下水局が実施する。連続観測により帯水層の広域な水位変動を把握する。

これらの水位観測井戸には、識別番号を記入した名盤を取り付け、水位観測の基準点をケーシングにマークすることとする。

##### 2) 揚水量

揚水量の測定は、帯水層の管理及び送水ネットワークの管理のために実施する。

各生産井の口元に本計画で流量計を設置し、SNDE が測定を実施する。揚水量は月毎の生産量として記録する。揚水量の観測データは水位の観測データと比較検討し適宜揚水計画の見直しを行う。また、送水ロス算出の基本データとして使用する。

##### 3) 水質

水質検査は、現場で測定する簡易水質検査とヌアクシヨットにある SONELEC(SNDE)の水質分析所で行う精密水質検査とからなる。水質検査は、水源である帯水層の管理と送水ネットワークの管理のために実施する。

簡易水質検査の分析項目は、電気伝導度、pH 及び大腸菌とする。生産井 7 カ所（内 1 カ所は市内 Belemtar 地区の既存井）、配水池 1 カ所、公共水栓 4 カ所については、SNDE が 1 週

間毎に測定する。市内のハンドポンプを設置する12カ所の内の4カ所について、水利・下水局が2ヵ月毎に測定し、検査項目に硝酸性窒素を加えて実施する。

精密水質検査の分析項目は、飲料水水質基準項目について実施することを基本とするが、濃度変化が予想される項目とSONELEC(SNDE)の分析所で分析可能な項目に留意して、当面はpH、電気伝導度、カルシウム、マグネシウム、鉄、塩素、硝酸性窒素、亜硝酸性窒素、硫酸塩、硬度、全蒸発残留物の11項目とする。生産井7カ所、配水池1カ所、公共水栓4カ所において6ヵ月毎にサンプリングする。

表3.2.2.2-1 地下水モニタリング方法

観測項目		観測ヶ所	観測機器	観測頻度	実施機関
水位	定期観測	生産井7カ所 : JF-2, JF-5A, JF-7B, JF-13A, F-5, F-6, No.127	-水位検知器	1週間毎(揚水開始直前と揚水停止直前)に現場測定	SNDE
	連続観測	試掘井4カ所 : JF-3, JF-5, JF-7A, JF-8,	-デジタルロガー 式自記水位計	自記水位計による連続観測	水利・下水局
揚水量		生産井7カ所	-流量計	月毎の生産量を計測	SNDE
水質	簡易検査 : 電気伝導度、pH、大腸菌、(硝酸性窒素)	-生産井7カ所 -配水池1カ所 -公共水栓4カ所 -ハンドポンプ4カ所	-電気伝導度計 -pHメーター -大腸菌検出紙 -バックテスト	1週間毎に現場測定、ハンドポンプについては2ヵ月毎	SNDE ハンドポンプについては水利局
	精密検査 (11項目)*	-生産井7カ所 -配水池1カ所 -公共水栓4カ所	ヌアクシヨットにあるSNDEの分析所	6ヵ月毎に採水しヌアクシヨットに送付する	SNDE

\*: pH、電気伝導度、カルシウム、マグネシウム、鉄、塩素、硝酸性窒素、亜硝酸性窒素、硫酸塩、硬度、全蒸発残留物

### 3.2.2.3 導水管路計画

#### (1) 計画ルート

6箇所の揚水ポンプ場から送水ポンプ場までの導水管路の計画ルートは、以下の点を念頭におき現地踏査を実施し選定した。

- λ 送水ポンプ場までの距離が極力短くなるようなルートとする。
- λ 線形がなるべく直線になるようなルートとする。
- λ 地面の起伏が少ないルートとする。
- λ 道路があれば、道路の測道をルートとして利用する。



以上の点を考慮して選定した計画ルートは、図3.2.2.3-1のとおりである。

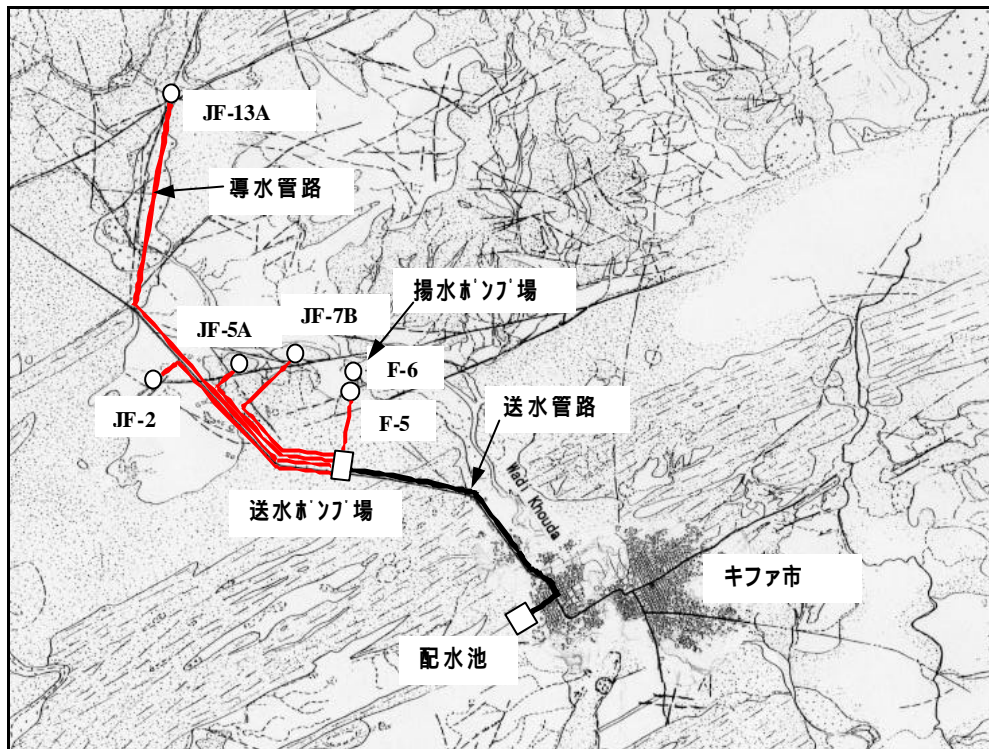


図3.2.2.3-1 導水管路計画ルート

揚水ポンプ場と送水ポンプ場の間は、岩が地上に露出した地域であり、地下への埋設が困難な箇所が多い。したがって、ルート選定上、このような地域を通ることが避けられない場合は、地上配管とする。各導水管路の管布設方法は、表3.2.2.3-1のとおりである。

表3.2.2.3-1 各導水管路の管布設方法

ルート	布設方法	布設延長 ( m )
JF-13A PS	砂層または粘土層であり、地下埋設とする。	13,500
JF-2 PS	井戸から国道までは、岩が地上に露出しており、地上配管とする。国道から送水ポンプ場までは砂層または粘土層であり、地下埋設とする。	5,900
JF-5A PS	井戸から国道までは、岩が地上に露出しており、地上配管とする。国道から送水ポンプ場までは砂層または粘土層であり、地下埋設とする。	4,700
JF-7B PS	井戸から国道までは、岩が地上に露出しており、地上配管とする。国道から送水ポンプ場までは砂層または粘土層であり、地下埋設とする。	4,300
F5/F6 PS	砂層または粘土層であり、地下埋設とする。	2,430

PS：送水ポンプ場

(2) 計画導水量

各揚水ポンプ場で揚水され、導水管路によって送水ポンプ場に流入する1時間当たりの導水量は、表3.2.2.3-2のとおりである。

表3.2.2.3-2 計画導水量

導水管路	計画導水量 (m <sup>3</sup> /h)
JF-13A PS	25
JF-2 PS	8
JF-5A PS	5
JF-7B PS	10
F5/F6 PS	37 (F5)
	15 (F6)
合計	100

(3) 水理解析による管径の決定

1) 水理解析データ

導水管路の管径は、計画導水量、井戸の標高・水位変動、揚水ポンプの適正な揚程等を考慮するとともに、導水先の送水ポンプ場受水槽に確実に流入するのに必要な有効水頭が確保されることを考慮して水理解析により決定する。

水理解析に使用するデータは、表3.2.2.3-3に示すとおりである（なお、管路延長は表3.2.2.3-1を、計画揚水量は表3.2.2.3-2を参照）。

表3.2.2.3-3 水理解析用のデータ

井戸名	井戸の標高 (m)	井戸水位 (m)
		HWL/LWL
JF-13A	120.4	116.3/102.3
JF-2	137.1	122.8/113.8
JF-5A	135.8	122.2/115.2
JF-7B	128.3	120.6/113.1
F5	129.2	121.2/120.9
F6	129.2	121.2/120.9

## 2) 流量公式

本計画の水理解析において適用される流量公式は、一般的に広く用いられているヘーゼン・ウィリアムズ（Hazen・Williams）公式とする。同公式は、以下のとおりである。

$$H = 10.666 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L$$

ここに、

H：摩擦損失水頭（m）

C：流速係数（= 110）

D：管内径（m）

Q：流量（m<sup>3</sup>/s）

L：延長（m）

一般に埋設された管路のC（流速係数）の値は、管内面の粗度と管路中の屈曲、分岐部等の数により異なる。新管を使用する設計においては、屈曲部損失などを含んだ管路全体として一般に110が適用されているので、本計画でも110を用いることとする。

## 3) 解析結果

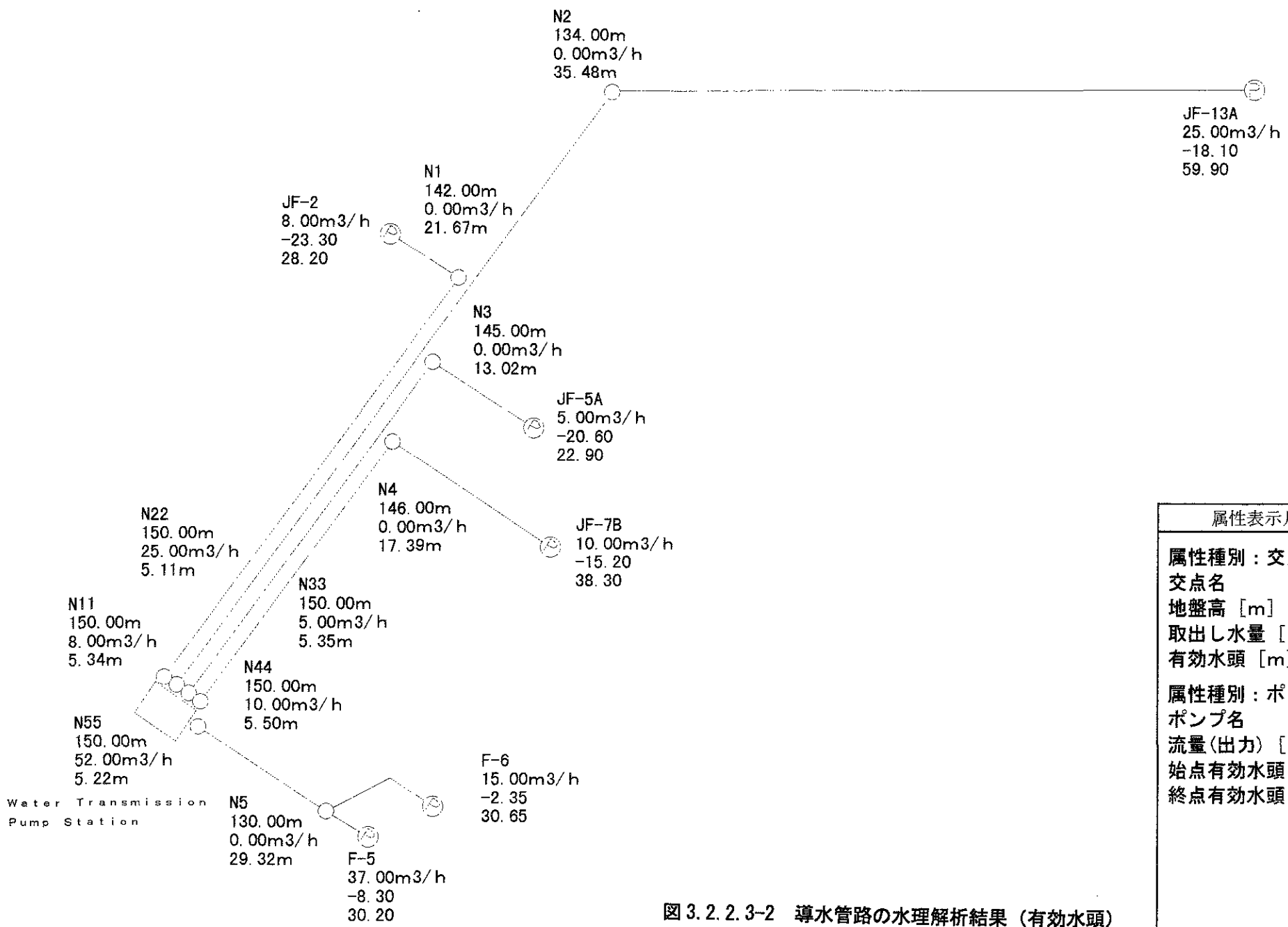
上記の設計データ及び流量公式を用いて実施した、導水管路の水理解析結果のアウトプットを図3.2.2.3-2及び図3.2.2.3-3に示す。

## (4) 管種

導水管路の管種としては、ダクタイル鋳鉄管、PVC管、コンクリート管等が考えられるが、以下の理由からダクタイル鋳鉄管を採用する。

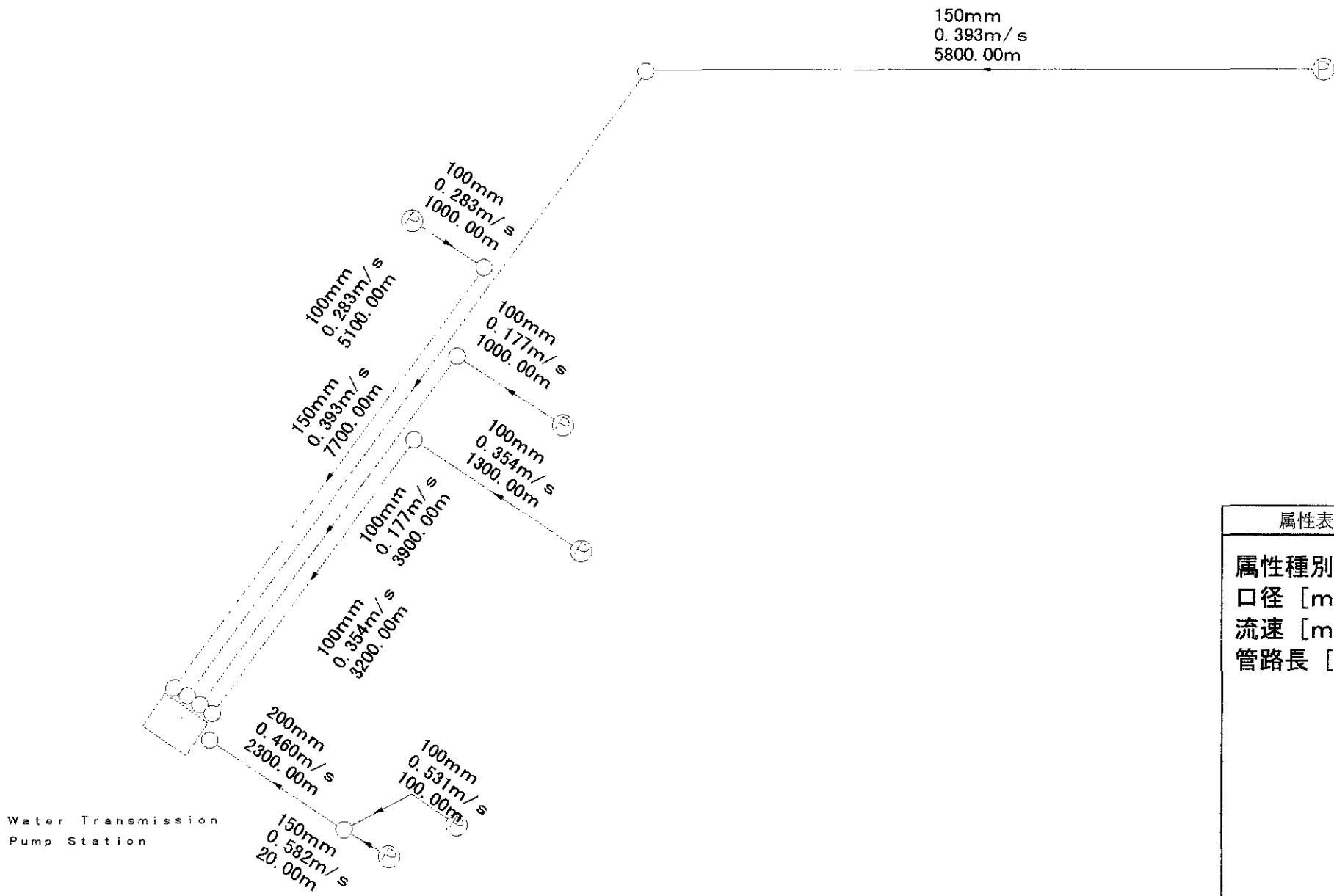
λ ルート上に岩が露出している地域が多い。これらの地域では地上配管が必要となり、耐久性、耐候性に優れた管材を選定する必要がある。

λ 「モ」国で一般的に導水管として採用されている。



属性表示凡例	
属性種別 : 交点	
交点名	
地盤高 [m]	
取だし水量 [m³/h]	
有効水頭 [m]	
属性種別 : ポンプ	
ポンプ名	
流量(出力) [m³/h]	
始点有効水頭	
終点有効水頭	

図 3. 2. 2. 3-2 導水管路の水理解析結果 (有効水頭)



属性表示凡例

属性種別：配水管  
口径 [mm]  
流速 [m/s]  
管路長 [m]

図 3. 2. 2. 3-3 導水管路の水理解析結果 (管径・流速)

### 3.2.2.4 揚水ポンプ場施設計画

揚水ポンプ場施設計画は揚水ポンプの据付け、電気設備、および揚水ポンプ建家の建設により計画される。各施設内容は以下に示すとおりである。

#### (1) 揚水ポンプ設備計画

##### 1) ポンプ設備の計画条件

揚水ポンプは計画流量と全揚程によって計画され、各揚水ポンプの計画条件は表 3.2.2.4-1 に示すとおりである。

##### 計画流量

揚水試験から求められた安全揚水量を計画揚水量とする。

##### 全揚程

ポンプの全揚程は次式によって求められる。

$$\text{全揚程} = \text{実揚程 (ポンプ運転時の地下水位 - 受水槽の HWL)} + \text{導水管の損失水頭} + \text{その他の損失水頭 (受水槽まわり配管損失水頭ほか)}$$

表 3.2.2.4-1 揚水ポンプの計画条件

井戸番号	計画揚水量 (m <sup>3</sup> /時)	全揚程 (m)
JF-13A	25	78
JF-2	8	52
JF-5A	5	44
JF-7B	10	54
F-5	37	39
F-6	15	33
合計	100	-

##### 2) ポンプ仕様

ポンプ形式は深井戸用水中ポンプで、井戸ごとに1台のポンプを設置する。深井戸用水中ポンプ容量は井戸のケーシングサイズにごとに異なり、本計画では、F-6の井戸を除き150mmである。F-6のみケーシングサイズは100mmとなる。

##### 3) 運転および制御方式

揚水ポンプ場には監視員が駐在することになるが、送水ポンプ場のように操作員が常駐することはなくポンプ操作のすべてを手動に頼るのは適切ではない。通常は、送水ポンプ場の操作員が定期的に各揚水ポンプ場を見回り、維持管理に努めることになる。また、揚水ポンプ場は四方に散在しており、送水ポンプ場と密に連絡を取り合いながら揚水ポンプの運転操作を行うことも困難である。

したがって、揚水ポンプの運転および制御法は完全自動運転が理想的であるが、運用後の維持管理等を考慮すると、複雑な運転制御法を採用することには問題が残り、本計画ではできるだけ簡易で確実な方法を適用するものとする。揚水ポンプの運転制御目的は、

送水ポンプ場の受水槽が高水位（HWL）になり、各揚水ポンプ場からの導水量を0にしなければならないとき揚水ポンプの停止

受水槽の水位が下がり揚水ポンプを再起動

という操作であり、上記目的を達するため本計画では下記に示す制御方式を適用するものとする。

#### 揚水ポンプの制御方式

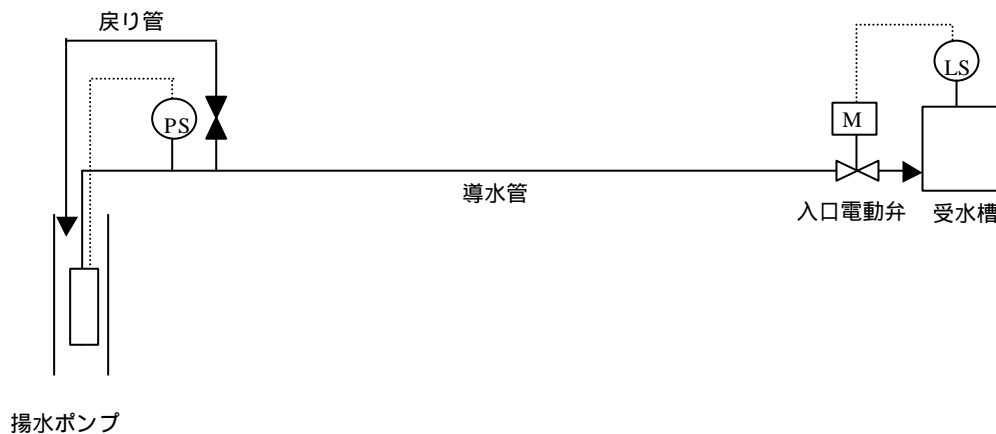


図 3.2.2.4-1 揚水ポンプの運転制御法模式図

#### 揚水ポンプの停止法

受水槽の水位が高水位(HWL)に達したことをレベルスイッチ(LS)が感知、信号を受水槽入口の電動弁に送り、入口弁が閉。

導水管内の圧力が上昇、揚水ポンプ出口部に取付けた圧力スイッチがポンプ停止の設定圧力(P1)を感知、信号を揚水ポンプに送り揚水ポンプは停止。

## 揚水ポンプの起動法

受水槽の水位が降下、低水位(LWL)に達したことをレベルスイッチ(LS)が感知、信号を受水槽入口の電動弁に送り、電動弁が開。

導水管内の圧力が降下、揚水ポンプ出口部に取付けた圧力スイッチがポンプ起動の設定圧力(P2)を感知、信号を揚水ポンプに送り揚水ポンプは起動する。なお、逆止弁からの漏水等による管内圧力の自然降下を見込み、タイマーを設置することによって一定時間が経過し、かつ、起動設定圧(P2)に達した時ポンプが起動するようなAND回路を設けて、揚水ポンプの起動-停止頻度の増加を防止する。

## 運転制御システムの補助装置

本システムの補助装置として、ポンプ出口から井戸への戻り管を設ける。圧力スイッチ等のメンテナンス時にポンプの起動-停止制御ができない場合、揚水ポンプは連続運転を行い、受水槽の入口弁が閉じた時にポンプを停止する代わりに、揚水ポンプの持つ最小流量分（定格流量の約30%）を井戸へ戻すこととする。

### (2) 導水管路との接続法

6箇所の揚水ポンプからの揚水を送水ポンプ場へ送るにあたっては、各揚水ポンプからの導水管を一本にまとめて送水する方法（コモン管方式）と、1つの各揚水ポンプは1つの導水管で送水する方法（単管方式）が考えられる。両者の方式の比較を表3.2.2.4-2に示す。

表3.2.2.4-2 導水管の接続法の比較

項目	単管方式	コモン管方式
導水管コスト	送水距離が長くなると、コモン管方式に比べ割高である。	送水距離が長くなると、単管方式に比べ割安である。
運転制御法	1台のポンプの運転制御を考慮すればよく、簡易な方式である。	全体の圧力バランスを考慮して各運転制御を行わなければならない、複雑な方式となって、高度な運転操作が求められる。
管理維持法	1台のポンプのメンテナンス時に、他のポンプの運転に影響を与えない。	1台のポンプをメンテナンスする場合、導水管全体の圧力バランスがくずれ、他のポンプ運転に影響を与える可能性がある。
井戸配置	広域な範囲に散らばった井戸からの集水に適する。	狭い範囲の井戸群からの集水に適する。

前述したように本計画では、維持管理を考慮して高度なポンプの運転制御法はとらずに、できるだけ簡易で確実な方式を適用する。コモン方式は建設コストが割安になるという利点



はあるが、本計画のように広範囲に位置する条件の異なった揚水ポンプ（各ポンプの流量と揚程が異なる）を運転制御しなければならないという点を考慮すれば、コモン方式を採用することは危険があり、簡易で確実な運転方法が可能な単管方式を採用するものとする。

### (3) 電気設備計画

動力用、ポンプ建家内電源用（照明等）、監視・制御用、計装設備電源設備として、受電設備、および操作盤を設置する。「モ」国側は電源の所内引込み工事までを担当し、受電盤で日本側と取り合うものとする。

### (4) 揚水ポンプ場建家計画

揚水ポンプ設備の保守、風雨からの保護を目的として揚水ポンプ場の建家を設置する。施設配置図は基本設計図 KWS-16 に示し主要な仕様は次のとおりである。

#### 建家仕様

- 基礎	直接基礎
- 上部構造体（梁、柱等）	鉄筋コンクリート
- 床	鉄筋コンクリート
- 間仕切り	コンクリートブロック
- 外壁	鉄筋コンクリート

#### 建築設備仕様

- 照明設備	照度基準は JIS 規格。蛍光灯または水銀灯。
- 換気設備	換気扇もしくはガラリによる自然換気
- 消火設備	ABC 消火器（3kg タイプ）

### 3.2.2.5 送水管路計画

#### (1) 計画ルート及び管路延長

送水管路は、送水ポンプによって市内の高台にある配水池に圧送される水を送水する役割をもつ。送水ポンプ場は、市内から北西約7kmの地点で、国道3号線（希望の道）に近接して建設される。したがって、送水管路ルートは、送水ポンプ場から同国道に沿ったルートとする。現地踏査による詳細な計画ルートは、図 3.2.2.3-1 及び基本設計図 KWS-20~KWS-22 に示すとおりである。この計画ルートでの管路延長は、8,770mである。

#### (2) 計画送水量

送水ポンプ場から配水池までの送水は、給水区域での時間給水の有無にかかわらず、配水池が緊急時でも対応できる機能を果たすため、常時貯水しておく必要があることから24時間連続とする。

計画送水量は、給水区域での水需要量から決定される。計画目標年次（2008年）までの計画送水量は、表 3.2.2.5 -1 のとおりである。

表 3.2.2.5 -1 計画送水量

年	2005	2006	2007	2008
時間送水量 (m <sup>3</sup> /h)	85.0	88.8	92.9	96.7
日送水量 (m <sup>3</sup> /日)	2,040	2,130	2,230	2,320

#### (3) 管径

前述の導水管路と同様に水理解析を実施し、送水管路の管径を決定する。水理解析結果を図 3.2.2.5-1 に示す。

#### (4) 管種

送水管路の管種としては、ダクタイル鋳鉄管、PVC 管、コンクリート管等があるが、以下の理由により、ダクタイル鋳鉄管を採用する。

- λ 給水システムにおける根幹施設であり、管路延長が 8.8 km と長く、単線であることから十分な耐久性をもった管材を採用する必要がある。
- λ 「モ」国で一般的に適用されている。

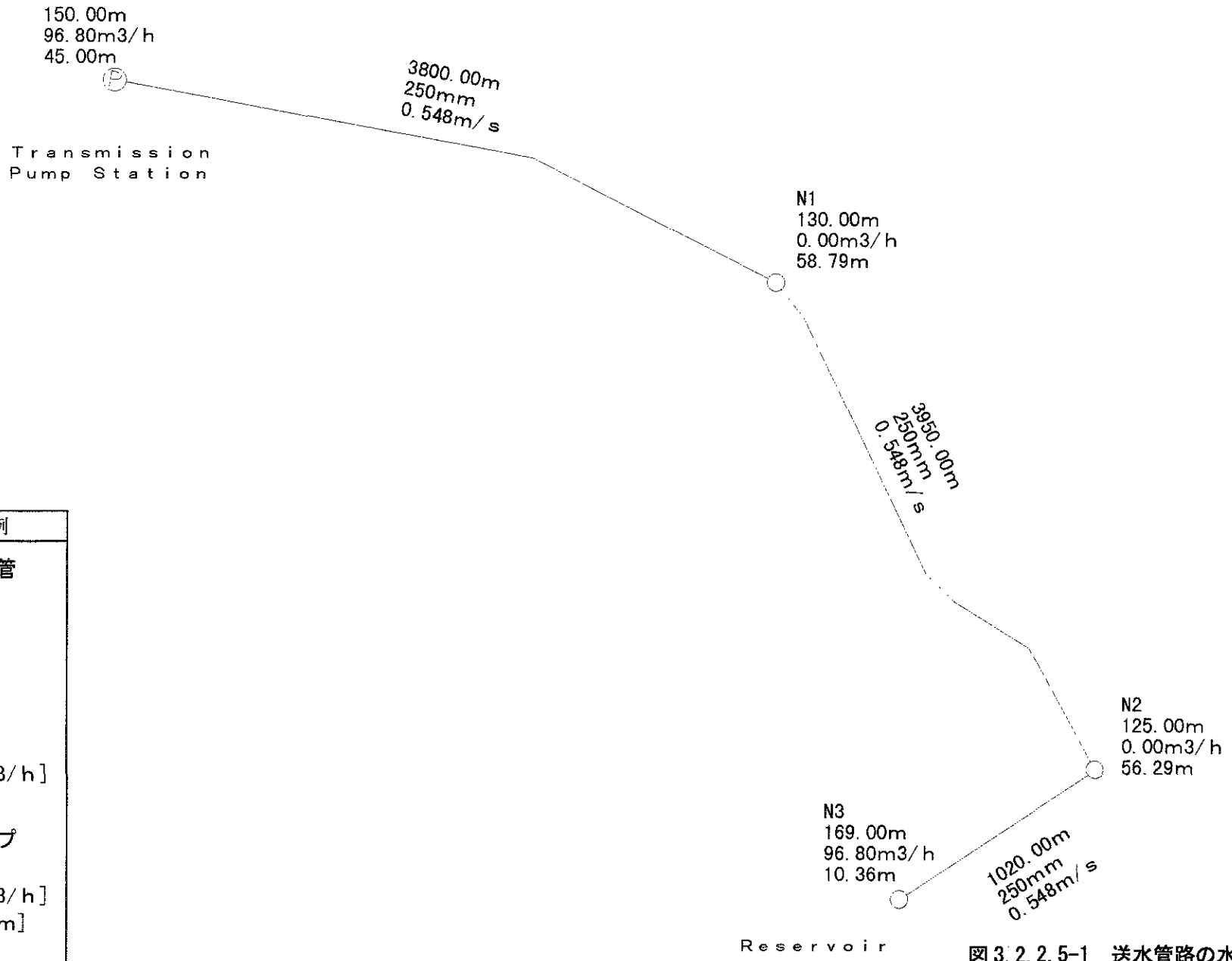


図 3.2.2.5-1 送水管路の水理解析結果

属性表示凡例	
属性種別：配水管	
管路長 [m]	
口径 [mm]	
流速 [m/s]	
属性種別：交点	
交点名	
地盤高 [m]	
取出し水量 [m <sup>3</sup> /h]	
有効水頭 [m]	
属性種別：ポンプ	
地盤高 [m]	
流量(出力) [m <sup>3</sup> /h]	
全揚程(出力) [m]	

### 3.2.2.6 送水ポンプ場施設計画

送水ポンプ場は、送水ポンプ設備、受水槽、電気設備、塩素注入設備および土木建築施設によって構成され、本計画の全体施設が完成後、運用、管理、維持運営の中心となって運用されることになる。各施設内容は以下に示すとおりである。

また、送水管路を含めた送水システムの断面図を図 3.2.2.6-1 に示す。

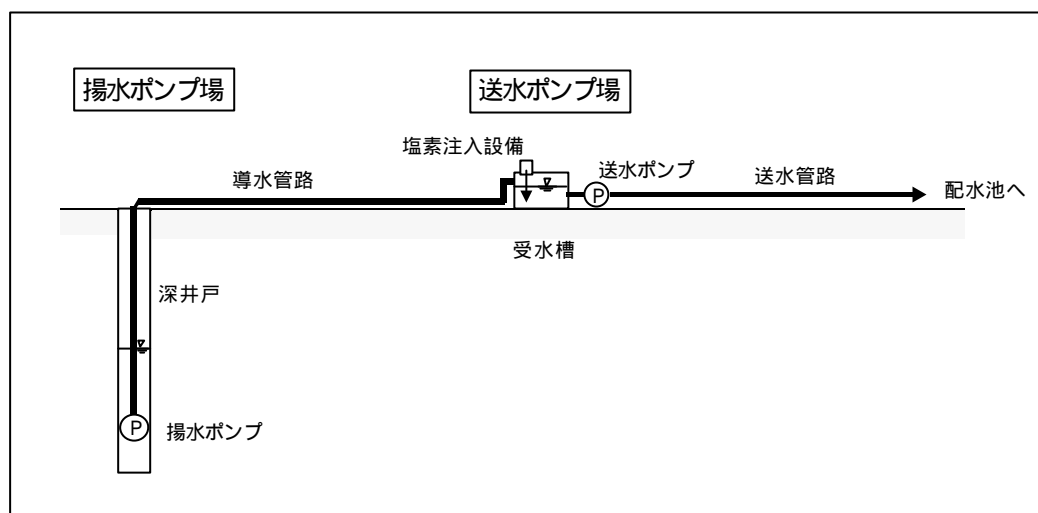


図 3.2.2.6-1 送水システム断面図

#### (1) 送水ポンプ設備計画

##### 1) ポンプ設備の計画条件

ポンプ設備は計画流量と計画揚程によって計画され、計画流量と計画揚程は次のように決定される。

##### 計画流量

送水ポンプの計画流量は、目標年次 2008 年のキファ市配水地域への一日あたりの給水量を送水ポンプの 24 時間連続運転で配水池に送水するものとして求める。

$$\text{計画流量} = 1 \text{ 日あたりの給水量} / 24 \text{ 時間} = 2,320\text{m}^3 / 24 = 96.7\text{m}^3 / \text{時間}$$

##### 計画揚程

ポンプ揚程は次式によって求められる。

$$\begin{aligned} \text{計画揚程} &= \text{実揚程 (配水池の HWL - 受水槽の LWL)} + \text{送水管の損失水頭} \\ &\quad + \text{その他損失水頭 (ポンプ場内配管、配水池廻り配管など)} \\ &= 23\text{m} + 16.5\text{m} + 5.5\text{m} = 45\text{m} \end{aligned}$$

## 2) ポンプの台数と仕様

### ポンプ台数

ポンプの数は計画流量から求める。計画流量が増加すれば、並列運転を行って1台あたりの流量を抑えるようポンプ台数を設定する。ポンプ設備にかかるコストは計画流量によって決まり、ポンプ台数にはほとんど左右されない。

本計画では運転台数を2台、ポンプのメンテナンス時の予備ポンプ1台を加え、計3台をポンプ台数として計画する。従って、1台あたりのポンプの計画流量は次のようになる。

$$1 \text{ 台あたりのポンプの計画流量} = 96.7\text{m}^3/\text{時間} \times 1/2 = 48.4\text{m}^3/\text{時間}$$

### ポンプ仕様

1台あたりの計画流量、計画揚程から、送水ポンプの形式はもっとも汎用性があり、操作性が高い渦巻きポンプを採用する。3台のポンプとも同一形式のポンプを採用して、パーツの共有化をはかるものとする。

## 3) 運転および制御方式

送水ポンプは基本的に24時間の連続運転を行い、ポンプ場には操作員が常駐していること、また、運用後の維持管理を考慮するとできる限り簡易で確実性の高い運転・制御方式を採用することが好ましく、高度な自動化をはかった運転・制御方式を適用する必要はない。しかしながら、人為的、あるいは緊急時におけるポンプの誤動作を避けるため、最小限の方策は採用するものとする。

### ポンプの起動・停止操作

通常のポンプの起動・停止は人がその判断を行い、操作ボタンを1回操作するだけで、起動 運転 送水 停止がなされる、自動操作方式を採用する。

### 緊急時のポンプの自動停止

#### 配水池の高水位（HWL）時

配水池の水位が高水位（HWL）を超えた場合、次の順序でポンプの自動停止が行なわれる。

配水池入口の定水位弁が閉

送水管内の圧力上昇

送水ポンプ出口の圧力感知

ポンプの自動停止

なお、ポンプの再起動は、配水池入口弁が開き送水管内の圧力が低下したことを操作員が確認した後、手動にて行う。

#### 受水槽の低水位（LWL）時

受水槽の水位が低水位（LWL）を下回った場合、ポンプの空運転を避けるため次の順序でポンプを自動停止する。

受水槽の水位がLWL

受水槽に設置したレベルスイッチがレベルを感知

ポンプの自動停止

なお、ポンプの再起動は、受水槽の水位が回復したことを操作員が確認した後、手動にて行う。

### (2) 電力設備計画

動力用、所内電源用（照明、ヒーター等）、監視・制御用、計装設備電源設備として、受電設備、および低圧配電盤を設置する。「モ」国側は電源の所内引込み工事までを担当し、受電盤で日本側と取り合うものとする。

### (3) 受水槽計画

#### 1) 受水槽の機能

揚水ポンプ場からの導水を一時貯え、送水ポンプへ円滑に送り込むことを目的として受水槽を設置する。受水槽にはキファ市の配水量を貯水するための能力はなく、その目的は配水池が保有するものとする。

受水槽は揚水ポンプのメンテナンス等による一部揚水ポンプ停止時、配水池での水位の

オーバーフロー等の緊急時に、導水量と送水量の流量調整を行うことを主な目的とする。また、目標年の 2008 年までは、受水槽への時間導水量が送水ポンプの時間送水量を上まわり、導水量を調整する必要がある。その流量調整は基本的には揚水ポンプの台数制御によって行われるが、受水槽もその機能の一端を担うことになる。受水槽による導水量の流量調整は前出の揚水ポンプ施設計画（3.2.2.4）で詳述した。

## 2) 受水槽の施設内容

受水槽の施設内容は次のとおりとする。

容量： 40m<sup>3</sup>

構造： ポンプ場建家と一体とした鉄筋コンクリート(RC)製

付帯設備： 流入管、流出管、越流管、排泥管、通気孔、水位計、点検孔他

## (4) 塩素注入設備

「モ」国では、ヌアクショット以外では、水源から消費者までが比較的近いこともあり塩素滅菌は行われていないのが現状である。

本計画の水源は深井戸であり、水質は飲料水規準をほぼ満足しているが、水源地から消費者までの距離が最大で 30 km と遠く、消費者に水が届くまでに途中で汚染される可能性がある。したがって、塩素剤による殺菌が必要である。

塩素注入設備の設置場所は、運転員が常駐する送水ポンプ場とし、注入箇所は受水槽とする（図 3.2.2.6-1 参照、詳細は基本設計図 KWS-19 参照）。塩素剤は、「モ」国で入手可能な次亜塩素酸ナトリウム（塩素濃度 3.6 %）とする。

次亜塩素酸ナトリウムの注入量は、日本の「水道施設設計指針・解説」に従って、以下の式により算定する。

$$V = Q \times R \times 100 / C \times 1/d \times 10^{-3}$$

ここで、

V：容積注入量（L/h）

Q：処理水量（m<sup>3</sup>/h）

R：液化塩素注入率（mg/L）

C：有効塩素濃度（%）

d：C%の時の密度（kg/L）

この算定式は、塩素剤として液化塩素以外を使用する場合に、水道システムにおける管路末端の残留塩素が標準値（0.1 mg/L）を保持するように設定した液化塩素注入率[塩素剤注入時の浄水の塩素濃度]（原水の水質により異なるが、本計画の場合、水源が地下水であり水質が良いことから 1 mg/L の濃度とする）にするための塩素剤（この場合、次亜塩素酸ナトリウム）の量を算定するものである。

すなわち、液化塩素注入率が R が 1 mg/L になるような、次亜塩素酸ナトリウムの注入量 V は、市販されている次亜塩素酸ナトリウムの有効塩素濃度 C を 3.6%、密度 d を 1.08kg/L、処理水量 Q を 96.7m<sup>3</sup>/h とすると、

$$V = 96.7 \times 1 \times 100 / 3.6 \times 1 / 1.08 \times 10^3 = 2.5 \text{ L/h}$$

となる。

以上の塩素殺菌に関わる設計条件及び設備仕様等を、表 3.2.2.6-1 にまとめて示す。

表 3.2.2.6-1 送水ポンプ場の塩素注入設備概要

項目	仕様	備考
残留塩素	0.1 mg/L	標準値
殺菌剤	次亜塩素酸ナトリウム	「モ」国で入手可能
塩素注入箇所	受水槽	
塩素注入設備の取付場所	受水槽の屋上に 2 基	各池に 1 基ずつ
塩素注入量	2.5 L/h	1 基あたり 1.25L/h
注入型式	重力式注入	受水槽上部より注入

(5) 土木建築施設計画

1) 計画内容

送水ポンプ場に整備する土木・建築施設は以下のとおりである。

- 送水ポンプ場建家（1 棟）
- 管理棟（守衛室、スペアパーツ室）（1 棟）
- ポンプ設備基礎
- 所内道路および舗装
- 排水設備

2) 施設配置計画

送水ポンプ場内の施設配置計画を基本設計図 KWS-17 に示し、主要施設の建家面積は次のとおりである。

- 送水ポンプ室                      約 38 m<sup>2</sup>
- 管理室                              約 10 m<sup>2</sup>
- スペアパーツ保管用倉庫      約 10 m<sup>2</sup>

3) 主要施設の内容



各施設の計画は、本計画で建設される送水場設備の機能を充分発揮させるための平面計画、立面計画をもとに策定された。

## 送水ポンプ建家

### 建家仕様

- 基礎	直接基礎
- 上部構造体（梁、柱等）	鉄筋コンクリート
- 配管、ケーブルピット等	鉄筋コンクリート
- 床	鉄筋コンクリート
- 間仕切り	コンクリートブロック
- 外壁	鉄筋コンクリート
- 建具	鋼製

### 建築設備仕様

- 照明設備	照度基準は JIS 規格。原則として蛍光灯または水銀灯。
- 換気設備	換気扇もしくはガラリによる自然換気
- 消火設備	ABC 消火器（3kg タイプ）

## 外構工事

### 構内道路

送水ポンプ建家を周回する形状で、運転・維持管理用車両のための構内道路を設ける。構内道路は砂利敷きとする。

### 外灯設備

夜間の保守点検用に構内に外灯を設ける。

### 排水設備

受水槽の越流水と底部清掃用排水を、自然流下式により場外まで排水して浸透升から地下浸透させる。浸透升は排水量を考慮した容量とする。

### 3.2.2.7 配水池計画

#### (1) 配水方式の検討

本計画に適用可能な配水方式としては、表 3.2.2.7-1 のような 3 方式が考えられるが、地形的特徴を考慮し、維持管理の容易な方式を選定する。

表 3.2.2.7-1 配水方式の模式図

ケース	特徴	模式図
ケース 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 給水区域近くに高所がある。</li> <li>- 配水池から自然流下方式により給水区域に配水する。</li> </ul>	
ケース 2	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 給水区域近くに高所がなく、平坦な地形である。</li> <li>- 配水池からポンプ加圧方式により給水区域に配水する。</li> </ul>	
ケース 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 給水区域近くに高所がなく、平坦な地形である。</li> <li>- 高架水槽から自然流下方式により給水区域に配水する。</li> </ul>	

上記の方式を比較検討した結果、以下のようにケース 1 が総合的に最も有利であることから、ケース 1 の配水池（高所）+ 自然流下方式を採用する。

表 3.2.2.7-2 配水方式の選定

	建設費	維持管理費	総合評価
ケース 1			
ケース 2		×	
ケース 3	×		

## (2) 配水池容量の設定

配水池は、水需要量の変動調節及び緊急時での所定の水量・水圧の確保という機能を有している。

配水池の容量は、「モ」国においては計画一日最大給水量の12時間分が一般的であるので、本計画においても12時間分の容量とする。したがって、配水池容量は以下のように算定される。

$$\begin{aligned}\text{配水池容量} &= \text{計画人口} \times \text{給水原単位} \times 12/24 \\ &= 83,000 \times (0.8 \times 0.03 + 0.2 \times 0.02) \times 0.5 \\ &= 1,160 \text{ m}^3\end{aligned}$$

## (3) 基礎・構造

### 1) 基礎

配水池予定地において、「モ」国公共事業省の土質試験所に委託し、「モ」国で実施可能な原位置試験として動的貫入試験を行った。これは、AFNOR（フランス規格協会）P94-114STANDARDに基づき、コーンを直接貫入させ地盤の地耐力（貫入抵抗）を求める方法である。土質調査結果は、添付資料8に示すとおりである。

合計4ヶ所、各々深度15mまで調査した結果、計画地の土質は地表下15mまで砂層であることが確認された。

配水池は鉄筋コンクリート造の水槽であることから、不等沈下に起因するクラックによる水漏れに対し十分に設計されなければならない。従って、配水池の基礎形式は、地盤の地耐力のみならず、沈下に対して安全な形式を採用するものとする。以下に、配水池の基礎形式について検討を行う。

#### 地盤反力

##### 長期（常時：満水時）

長期における鉛直荷重は、配水池自重、配水池内の水重量及び頂版上載荷重（100kg/cm<sup>2</sup>）の合計である。

##### 短期（清掃時）

水槽の清掃時に短期的に水槽片側が満水状態で、他の水槽が空虚の状態が想定されるのでこの時の検討を行う。この場合、許容支持力は短期の値を用いることができる。

地盤反力は表3.2.2.7-3に示すとおりである。

表 3.2.2.7-3 配水池の地盤反力

荷 重	長期(常時:2槽満水時)	短期(清掃時:1槽満水、 1槽空虚時)
自重(t)	892.9	892.9
水重量(t)	611.3×2=1222.6	611.3
頂版上載荷重(100kg/cm <sup>2</sup> )	30.0	30.0
鉛直荷重合計(t)	2145.5	1534.1
底板面積(m <sup>2</sup> )	20.0×15.0=300.0	300.0
地盤反力(t/m <sup>2</sup> )	7.58	Qmax=8.11、Qmin=2.12

#### 沈下

配水池下部は、締まった砂質土層で沈下対象となるような粘土層やシルト質土層を挟在しておらず、沈下の恐れは全くない。

#### 地盤の支持力

配水池の敷地の地表面には凹凸があるため1m程度の整地作業を行う必要があり、「モ」国が整地を行う。

したがって、整地後のGL面は土質調査時の地表から1m深さの面となる。

表 3.2.2.7-4 配水池の許容支持力(長期)

深度(m)	許容支持力 q a(t/m <sup>2</sup> )	
	動的貫入試験による値	Terzaghiの支持力式による値(建築基礎 構造設計指針)
1.0	16.1	54.9

注) 短期の許容支持力は、上記の値の1.5倍である。

地盤の許容支持力は、長期及び短期の配水池の地盤反力の値を上まわっており、安全である。

#### 採用基礎形式

配水池の地盤反力は、地盤の許容支持力以下であり、また、沈下の恐れもなく、不等沈下等により配水池躯体にクラック等が発生し重大な機能障害に陥る恐れがないため、特に、地盤改良等の基礎の補強工事を行う必要はない。

基礎形式としては、地盤中に平均的に荷重の伝わり易い構造としベタ基礎とする。

## 2) 構造

配水池の構造形式としては、鉄筋コンクリート（RC）構造とプレストレスト・コンクリート（PC）構造が考えられる。以下の理由でRC構造を採用する。

- λ PC 構造は主に 10,000m<sup>3</sup> 以上の大容量の配水池に適用されている。
- λ 「モ」国では PC 構造の配水池建設の経験がない。
- λ 「モ」国では配水池の容量は最大でも 5,000m<sup>3</sup> 程度であり、RC 構造が適用されている。

形状は、円形と矩形が一般的であるが、施工が容易な矩形を適用する。

### 3.2.2.8 配水本管計画

#### (1) 配水本管ルート

配水本管ルートの選定にあたっては、以下の点に留意する。

- λ 安定した給水圧が得られるよう、配水本管を市内全体にループ状に配置する。
- λ 配水本管が布設できるだけの幅をもった道路を選定する。
- λ 市内で既に電線が通っている道路は、比較的重要な道路であり、配水本管ルートとして検討する。

以上の条件をもとに現地踏査を行い、配水本管のルートを選定したが、その結果を図3.2.2.8-1に示す。

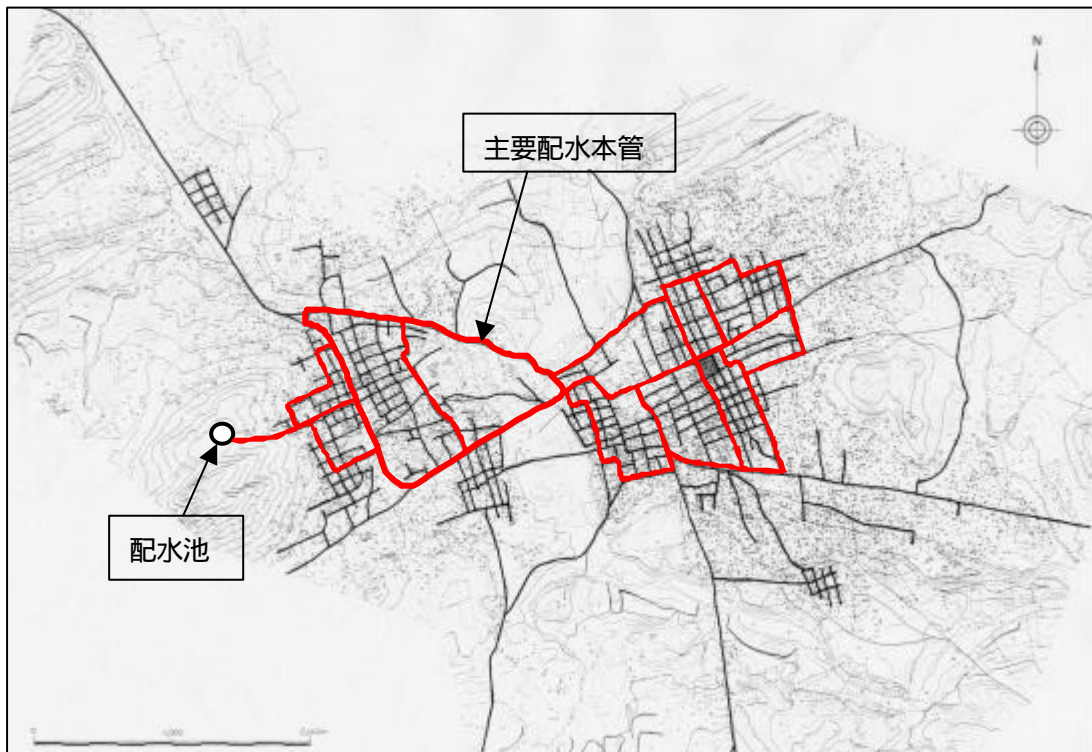


図3.2.2.8-1 主要配水本管ルート図

#### (2) 配水管網の設定

配水管網は、時間給水がより確実に実行できること、両地域への正確な配水量の監視ができること、またバルブ開閉作業を極力少なくし、維持管理にかかる労力・費用が最小限にできること等を考慮し、西側地域と東側地域を完全に分離できる構成とする。ただし、緊急時等における両地域間相互の水の融通を確保するため、両地域の管網を接続する配水本管を設

け、平常時は同接続管に設置されたバルブを閉じておく。

このようにして設定した配水管網は、図 3.2.2.8-2 に示すとおりである。

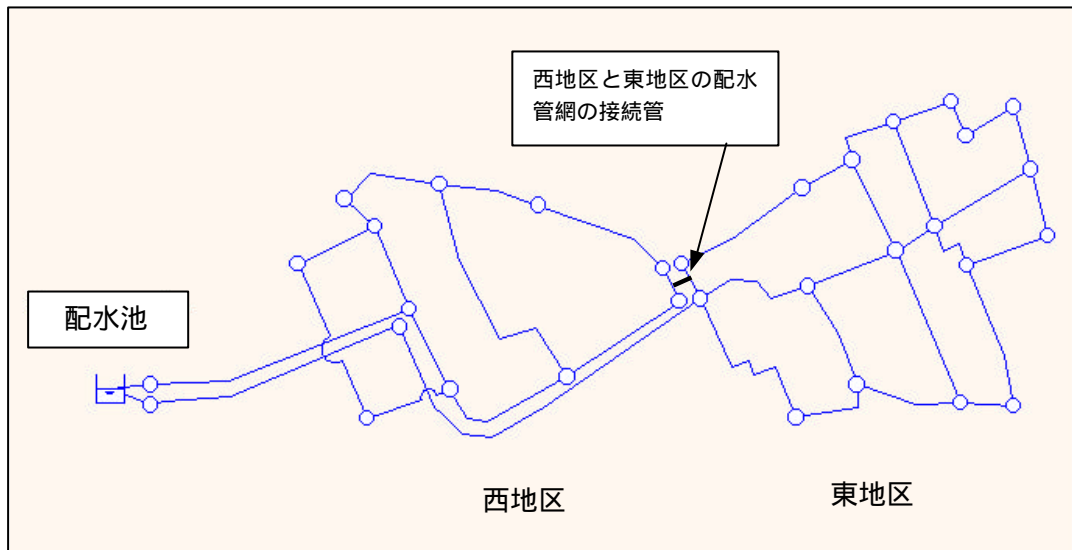


図 3.2.2.8-2 配水管網図

### (3) 水理解析による管径の設定

#### 1) 計画給水量

水理解析による管径の検討に適用する計画給水量は、計画時間最大給水量である。本計画では7時間給水を適用することから、給水量の時間的変動はないものとみなし、時間係数を 1.0 とする。

目標年次(2008年)における計画時間最大給水量(配水池から給水区域に配水される、時間当たりの最大給水量)は、以下のように算定される。

$$\begin{aligned} \text{計画時間最大給水量} &= \text{計画一日給水量} \div 7 \text{時間} \times \text{時間係数} \\ &= 2,320 \text{ m}^3/\text{日} \div (7 \times 60 \times 60) \times 1.0 = 0.0921 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

#### 2) 検討ケース

本計画の配水管網は、通常の状態のみならず、予期せぬ要因により配水本管が破損した場合でも配水支管の末端に所定の水量・水圧が確保できるよう、配水管網の管径を設定する必要がある。本計画では以下の2ケースについて検討する。

λ ケース1：通常時

λ ケース2：西地区と東地区で主要配水本管が破損した場合

### 3) 水理解析結果

前述の設計条件をもとに、配水本管の水理解析を行った。その結果は、図 3.2.2.8-3 から図 3.2.2.8-6 に示すとおりである。

2 ケースの水理解析の結果の考察は、表 3.2.2.8-1 に示すとおりである。配水支管末端での給水圧はケース 2 で最も小さくなり、東地区の東部地域において所定の必要給水圧 (1.0 kg/cm<sup>2</sup> : 水頭 10 m) を若干下回るが、所定給水圧の 80% 以上が確保され、かつケース 2 は管路破損時の給水圧で短期的なものであることから、許容しうる値である。

表 3.2.2.8-1 水理解析結果の考察

ケース	地区	配水本管の有効水頭の最低値 (m)	本管から支管までの損失水頭 (m)	配水支管の末端給水圧 (m) = -
1	西地区	22.84	5	17.84 > 10 (必要給水圧)
	東地区	18.45	5	13.45 > 10
2	西地区	17.20	5	12.20 > 10
	東地区	13.22	5	8.22 < 10

注) は、支管の管径 50mm、支管長さ 400m、消費量 0.001m<sup>3</sup>/s とした場合の損失水頭

### (4) 管種

配水本管の管種としては、「モ」国ではダクティル鑄鉄管と PVC 管が一般的であり、本計画においてもこれらの管種を適用する。配水池から市内の配水管網へ送水する配水本管は、配水管網の中でも最重要の管路であり、剛性が高く、耐久性に優れたダクティル鑄鉄管を採用する。その他の配水本管は、PVC 管とする。

### (5) 管路延長

配水本管の管路延長は、表 3.2.2.8-2 に示すとおりである。

表 3.2.2.8-2 配水本管の管路延長

管径 (mm)	管種	延長 (m)	備考
250	ダクティル鑄鉄管	4,290	} 管径は外径寸法
250	PVC 管	600	
200	PVC 管	3,800	
160	PVC 管	8,960	
110	PVC 管	5,540	
63	PVC 管	19,320	
合計		42,510	





属性表示凡例

- 属性種別：交点
- 交点名
- 地盤高 [m]
- 取出し水量 [m³/s]
- 有効水頭 [m]
- 属性種別：水源
- 水源名
- 地盤高 [m]
- 流出量 [m³/s]

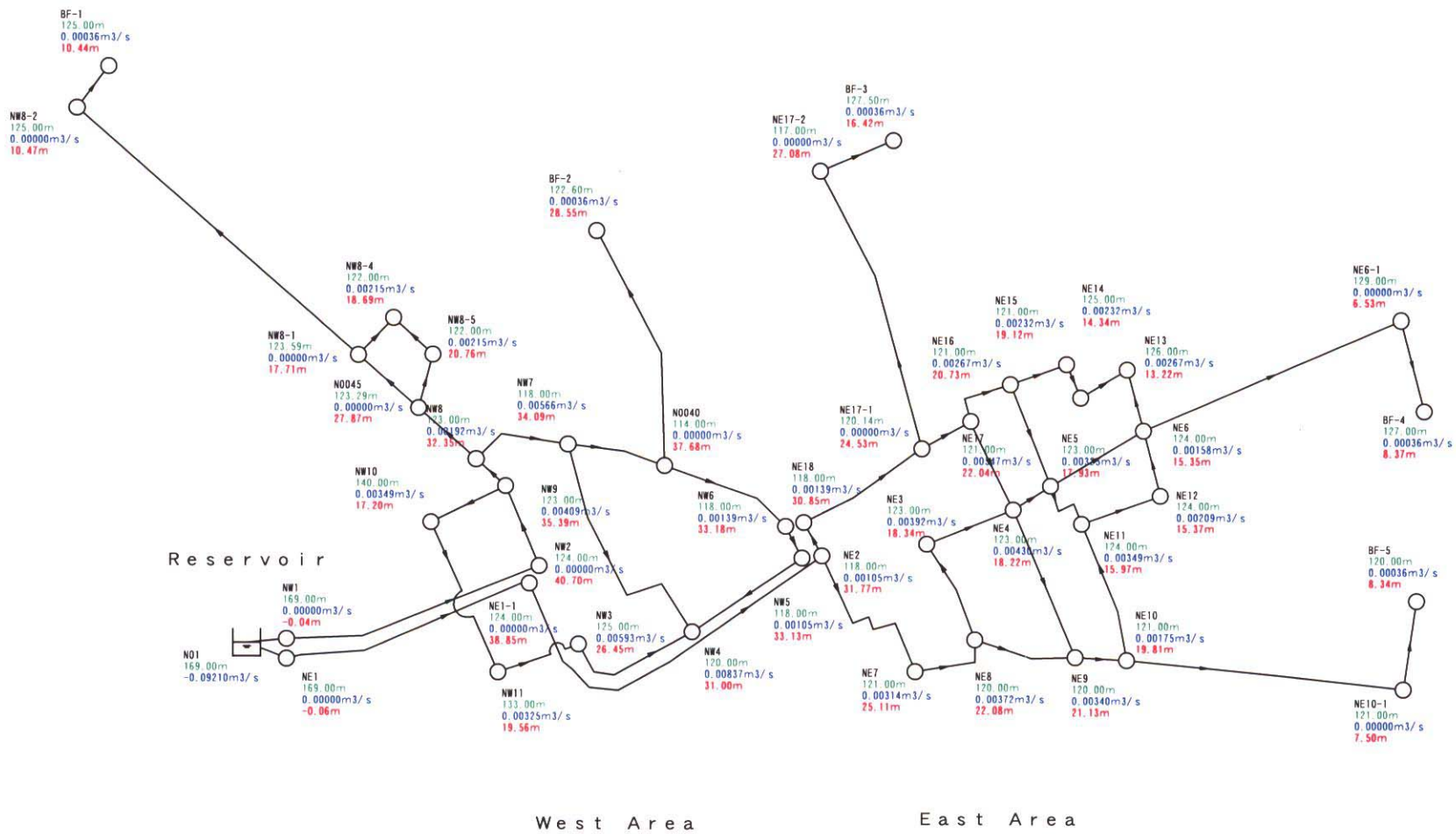
図 3.2.2.8-3 配水管の水理解析結果 ケース 1 (有効水頭)



属性表示凡例

- 属性種別：配水管
- 管路名
- 管路長 [m]
- 口径 [mm]
- 流速 [m/s]

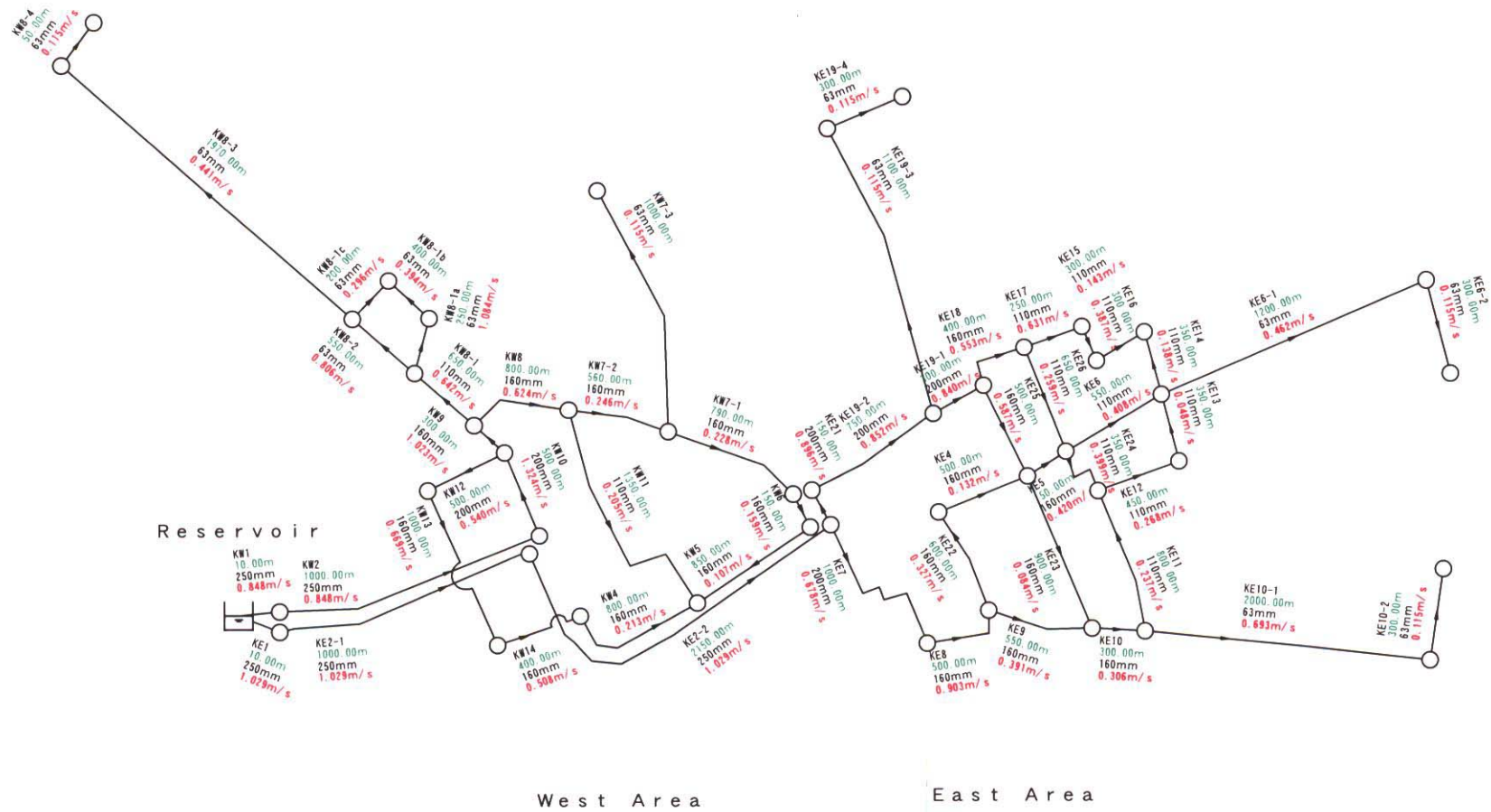
図 3.2.2.8-4 配水本管の水理解析結果 ケース 1 (管径・管内流速)



属性表示凡例

- 属性種別：交点
- 交点名
- 地盤高 [m]
- 取出し水量 [m<sup>3</sup>/s]
- 有効水頭 [m]
- 属性種別：水源
- 水源名
- 地盤高 [m]
- 流出量 [m<sup>3</sup>/s]

図 3.2.2.8-5 配水本管の水理解析結果 ケース 2 (有効水頭)



属性表示凡例

属性種別：配水管
管路名
管路長 [m]
口径 [mm]
流速 [m³/s]

図 3.2.2.8-6 配水本管の水理解析結果 ケース 2 (管径・管内流速)