

## (3) 気象

ウングジャ島の年平均降雨量は 1,649 mm (1995-2004 の 10 年間平均) である。年間を通じて、3月～5月 (平均月雨量 269mm) と 10月～12月 (平均月雨量 156mm) の2つの多雨期があり、それ以外の月の平均月雨量は 62mm である。表 2-11 に ウングジャ島の月降雨量を示す。

表 2-11 ウングジャ島の月別降雨量 (単位 : mm)

観測年	観測月											
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1995	52.9	136.7	232.0	372.5	386.5	2.1	30.7	83.8	42.5	54.8	95.2	171.1
1996	61.4	62.7	207.6	311.1	544.8	13.5	10.4	11.6	4.8	34.5	76.1	29.9
1997	TR	5.9	425.0	271.7	245.7	199.8	18.9	7.5	0.7	512.7	334.2	389.3
1998	311.2	177.4	81.4	595.7	208.4	44.4	25.9	3.8	95.5	318.4	354.7	44.2
1999	69.1	51.1	204.0	316.0	186.2	162.1	55.5	80.9	25.2	17.9	241.3	178.5
2000	1.4	TR	269.0	352.3	86.9	156.9	40.6	47.3	7.3	6.2	193.3	217.4
2001	88.2	47.0	63.4	642.8	290.3	34.6	26.8	16.2	17.3	9.7	31.4	64.2
2002	123.1	144.6	109.6	705.4	78.3	19.4	87.6	104.6	77.7	133.8	204.9	176.4
2003	4.1	3.0	43.4	32.0	209.7	38.4	42.3	15.3	23.7	108.7	98.2	83.5
2004	165.0	257.6	204.9	549.2	31.6	53.0	22.8	22.3	20.8	177.3	-	
平均	97	98	164	415	227	72	36	39	32	137	181	151

(原資料 : Tanzania Meteorological Agency, ザンジバル Zonal Office, 2004)

(TR : 痕跡程度、月降雨量 0.1mm 以下)

ウングジャ島の平均月最高気温は 28.6℃～32.7℃の範囲にあり、平均月最低気温は 19.2℃～23.2℃の範囲にあり、年間を通じて比較一定である。そのうちでも、比較的気温の高い月は、10月～4月であり、その平均最高気温は 31.4℃である。その他の月の平均最高気温は、29.1℃であり、海風があるために比較的涼しい。

表 2-12 ウングジャ島の月別最高気温 (単位 : °C)

観測年	観測月											
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1995	31.9	32.7	32.1	30.3	28.8	29.3	29.2	28.9	30.6	31.3	31.3	32.4
1996	33.2	32.9	31.8	29.8	28.9	29.3	28.7	29.3	30.3	30.5	30.8	33.1
1997	33.8	33.4	31.6	30.5	29.4	28.1	28.3	29.8	30.7	31.0	30.3	30.5
1998	31.3	33.3	32.8	31.0	30.5	29.5	29.5	30.3	30.4	30.8	30.4	32.0
1999	32.3	33.1	31.7	29.9	29.1	31.8	28.0	28.2	29.9	30.8	30.8	30.5
2000	32.9	33.9	31.5	29.9	29.4	28.4	28.1	28.7	30.5	31.5	31.2	31.3
2001	31.6	32.1	32.4	30.5	29.6	28.6	28.3	29.3	30.1	31.6	32.0	32.7
2002	32.2	32.7	31.9	29.1	30.0	29.3	28.7	28.2	28.8	30.2	30.6	31.4
2003	32.5	33.6	32.8	32.9	30.9	29.1	28.4	29.5	30.8	31.1	31.1	32.6
2004	32.6	31.1	31.9	30.1	30.5	29.3	29.0	29.6	30.3	30.6		
平均	32.4	32.9	32.0	30.4	29.7	29.2	28.6	29.1	30.2	30.9	30.9	31.8

(原資料 : Tanzania Meteorological Agency, Zanzibar Zonal Office, 2004)

表 2-13 ウングジャ島の月別最低気温 (単位 : °C)

観測年	観測月											
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1995	24.1	23.7	23.9	24.1	23.0	21.5	21.6	20.1	19.9	21.3	21.1	24.0
1996	24.0	24.1	23.8	24.0	23.3	22.4	20.9	18.6	19.8	20.4	21.4	23.1
1997	24.4	23.5	23.7	24.3	23.2	22.7	21.9	20.3	19.4	22.1	23.2	23.2
1998	24.1	25.1	24.5	24.9	23.3	22.9	22.3	20.7	20.8	20.1	21.5	22.7
1999	23.7	23.3	23.9	23.9	23.3	22.1	21.5	20.0	20.8	20.4	21.9	22.5
2000	23.9	23.0	23.3	23.7	23.3	22.6	21.3	20.8	19.3	20.9	23.0	24.2
2001	24.2	23.4	24.1	24.3	24.0	22.9	20.7	20.6	19.4	21.2	22.0	24.2
2002	24.7	23.9	24.6	24.1	23.5	23.1	21.3	21.1	20.7	21.9	23.0	24.3
2003	24.3	24.2	24.8	25.3	24.3	23.6	22.4	20.8	21.2	21.8	22.8	24.4
2004	24.8	23.9	24.4	24.2	24.3	23.0	21.7	20.2	20.7	22.6		
平均	24.2	23.8	24.1	24.2	23.5	22.6	21.5	20.3	20.2	21.2	22.2	23.6

(原資料 : Tanzania Meteorological Agency, Zanzibar Zonal Office, 2004)

#### (4) 地下水

##### 1) 地下水特性

ウングジャ島は、西側をザンジバル海峡、東部をインド洋に囲まれた島の特性として、海岸付近では、塩水浸入が見られる。わが国のように、同じ島国でも中心部に火山噴出物があり、その侵食・堆積物が海岸付近に厚く堆積している場合には、地下水の被圧帯水層が存在し、その水圧により、塩水浸入の仕方も様々な様相を呈するが、ここウングジャ島では、内陸まで固結した石灰岩層及び一部に砂岩層・粘土層が見られるが、その大部分を占めるのは、石灰岩層である。そのため、自然現象として塩水浸入が海岸から内陸に向かって生じている。この範囲は、UNDP(1987)の調査により、明らかになっており、ザンジバル・タウン付近においては、海岸から1～4 kmとなっている。

地下水の塩水化は、島上に降った降雨が地下に浸透し、淡水レンズを形成し、その地下に塩水が潜る形で存在する。その塩水化の模式図を図 2-6 に示す。塩水浸入は、海水と淡水の密度差に基づいたGhyben-Hertzberg 式によって、支配されており、砂層・粘土層からなる帯水層が本邦のように発達しているところでは、必ずしもそのまま、適用できないが、砂層・石灰岩層からなる地下水の浸透性の高い地層が一様に分布している所では、本式に支配される。ウングジャ島での地層は、大部分石灰岩層であるので、この理論通りの塩水浸入の仕方で、地下水が支配されていると考えられる。

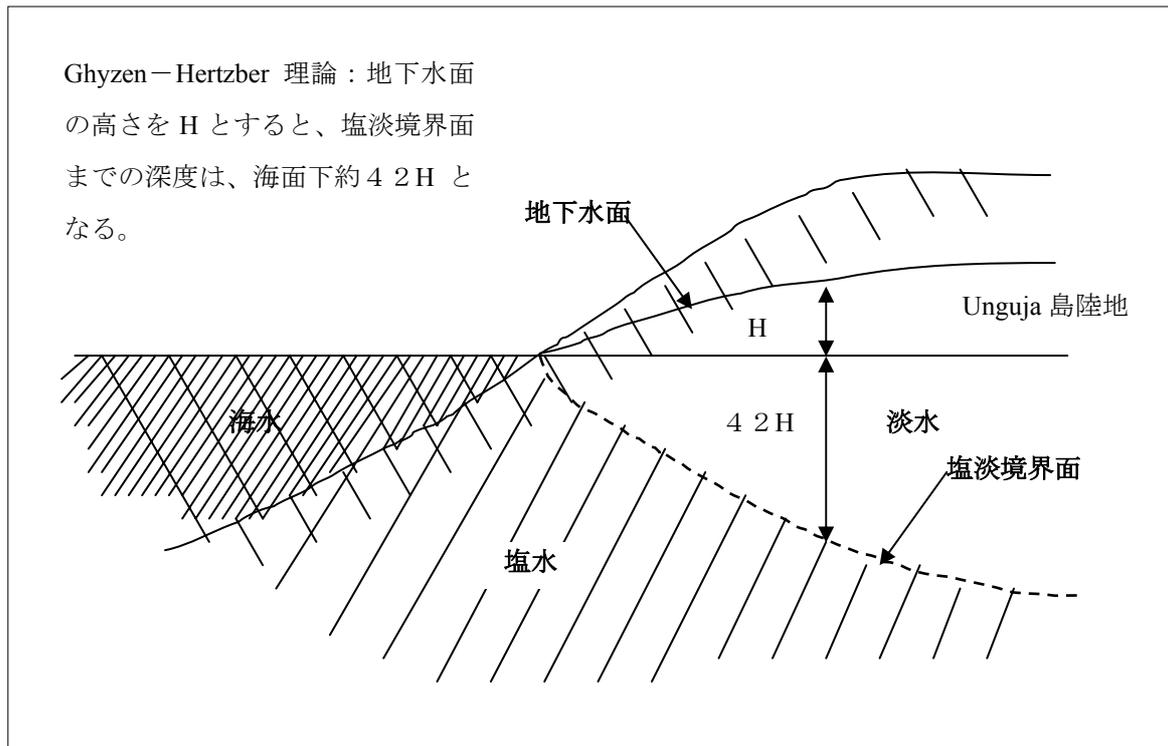


図 2-6 塩水浸入模式図

ウングジャ島の大部分を占める石灰岩層は、地下水の保水性が少なく、降水は、大部分が地下に浸透するか、植物・地表面からの蒸発散により失われ、河川への流出は、第四紀の土壌層によって被覆された地域で大部分降雨期にみられるのみである。したがって、地下に浸透した地下水は海岸に向かって徐々に流失しているものとみられる。内陸部には東西方向に伸びる標高 70 m ほどの 2 つの丘陵があり、その間の Bwmbi 縦走地形 と称される低地帯があり、地表面は第四紀の土壌層により被覆されているために、雨季には、膝下まで地表水が湛水する。このような内陸部で地下水面は高く、海岸に向かって緩やかに傾斜した形状をとっている。

## 2) DWD 水道水源用既存井及び湧水

ザンジバル市内及びその周辺部に、ザンジバル市内水道水源として、約 30 本の深井戸が建設され、湧水が利用されている。図 2-8 に既存水道用水源分布図を示す。表 2-14、表 2-15 に既存水道水源諸元を示す。このうち、湧水は 3 箇所であり、ブブブ湧水とムトニ湧水には、コンクリート製取水施設があり、周囲を金網で囲み、重要水源施設であるため、軍によって検問・管理が行われている。湧水流量は、SATENI ポンプ場で流入水量が測定されている。これらの既存井の柱状図を基にした地質断面図 (A-A 断面図、B-B 断面図) を図 2-9、図 2-10 に示す。地質断面図によれば、井戸位置によって一部砂質粘土層や砂層を挟在するが、大部分は石灰岩層であり、既存井は、石灰岩層中にスクリーンを挿入して地下水を取水している。石灰岩層には、破碎部分の多い部分と固結した部分があり、既存井は、例外なく石灰岩層中の破碎部分の多い部分にスクリーンを設置して採水している。即ち、破碎部分の多い石灰岩層が帯水層となっている。また、砂質粘土層や砂層は不連続で、層相の変化が激しい。このため、UNDP(1987)等の報告書にも記載されているように、地下水は、不圧ないし、被圧されていても不圧に変化しやすい条件となっている。

また、各所で、浅い深度に分布する砂質粘土層や砂層中の宙水を利用する浅井戸が存在し、すぐ傍に存在する深井戸とは地下水面が異なっていることを経験した。既存井の地下水位は、石灰岩地域特有の状況を示し、海岸に近い標高+20 m 付近（既存チュンガ井戸 U-008）では、地下水位は、海面上+11.35m と低く、その後内陸側になるにつれて、地盤の標高は高くなるが地下水位はそれほど上昇せず、なだらかな地下水面を描く。例えば、ムウエンベ・ムチョメケ地区の既存井(U-019)付近では標高が+42 m に対し地下水位は 23.33m であり、チュンガ井戸 U-009 との標高差は 23 m 高くなっているにもかかわらず、地下水位は約 12 m 上昇するのみである。この概念を図 2-7 に示す。なお、ここで例として示した既存井の地下水位は、今回の実測データに基づいている。

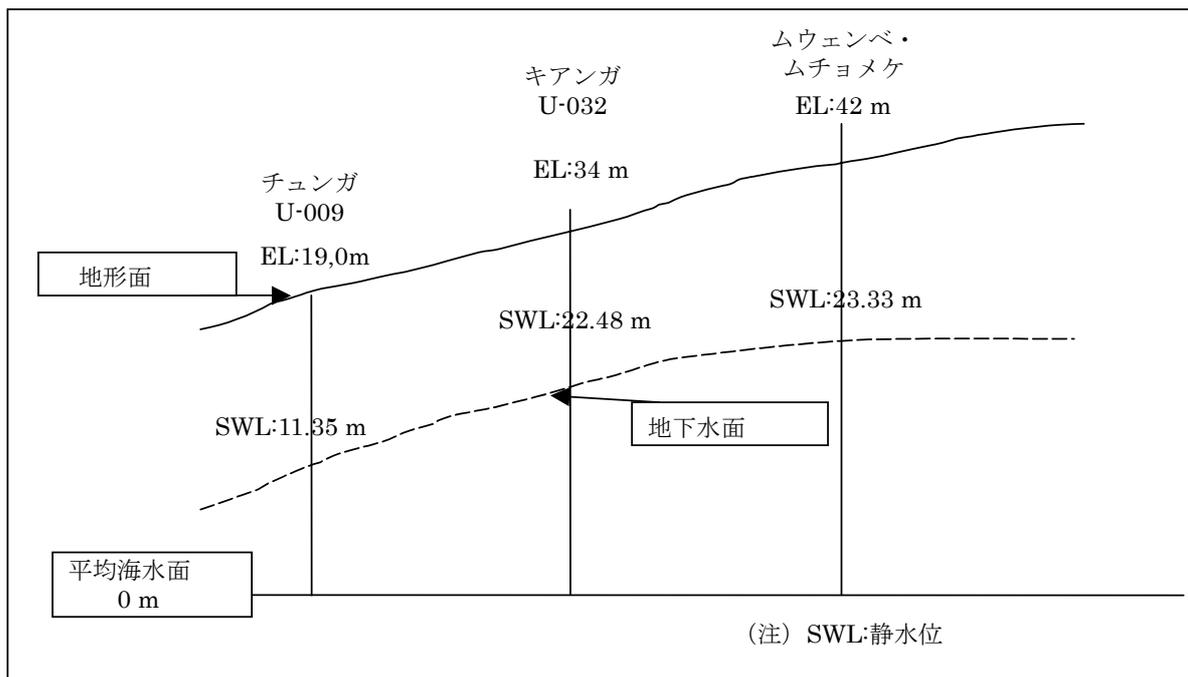


図 2-7 地盤と地下水位の関係

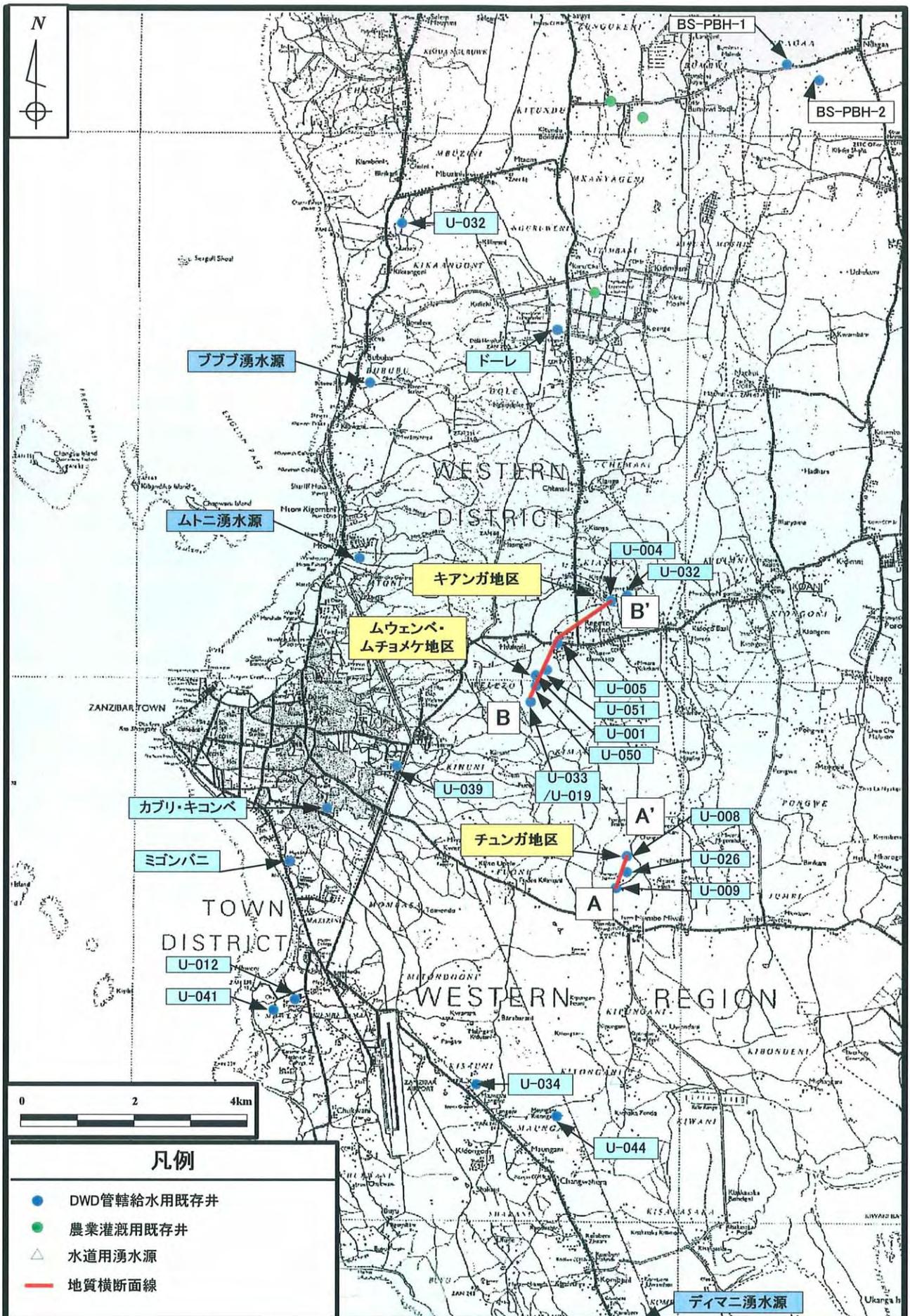


図 2-7 水道用既存水源分布図

表 2-14 既存水道用水源緒元

No	水源の名称 (場所)	水源番号	井戸深度 (m)	ケーシング径 (mm)	DWL (m)	SWL (m)	標高 (m)	揚水量 (m <sup>3</sup> /hr)		井戸建設年	水質				
								設計	実際		pH	水温 (°C)	EC (μS)	TDS (mg/L)	Cl (‰)
1	ブブブ湧水														
2	チュンガ	U-008	45.20	250	7.22*	11.86	20.00	100		1974	7.8	27.8	466	221	0.2
3	チュンガ	U-026	46.00	250	5.86*		20.00	60		1995	7.7	28.3	503	242	0.2
4	チュンガ	U-009	45.20	250	13.86*	11.35*	20.00	80	88	1979	7.3	27.9	545	259	0.3
5	カブリキコンベ	U-002	27.50	250				AB		1982					
6	カブリキコンベ	U-003	28.50	250				AB		NA					
7	カブリキコンベ	U-014	42.10	250				30		1988					
8	カブリキコンベ	U-027	50.00	250				60		1996					
9	カブリキコンベ	U-035	48.00	200		15.75		40		2000					
10	キアング	U-004	37.00	200	NM	12.70	32.08	80	80	1994					
11	キアング	U-032	49.00	200	NO	11.52*	34.0			2000					
12	ミゴンバニ	U-047	38.40	150						2002					
13	ムウェラ警察署	U-007								NA					
14	M.ムチョメケ	U-001	70.03	250	29.43*	25.52	40.00	100		1961	7.8	28.0	417	198	0.2
15	M.ムチョメケ	U-005	50.90	250		23.72	40.56	AB		1961					
16	M.ムチョメケ	U-006	46.43	300			41.17	AB		1962					
17	M.ムチョメケ	U-019	64.50			18.70	42.00	55	36	1993					
18	M.ムチョメケ	U-033	52.97		17.84*					2000	7.8	28.5	392	183	0.2
19	M.ムチョメケ	U-050	63.00	200	31.32*	21.32		46	37	2002					
20	M.ムチョメケ	U-051	69.00	250	28.40*	26.25*		46	84	2002	7.6	28.2	523	248	0.2
21	M.ムチョメケムピャ							30	43						
22	ディマニ (湧水)									NA	7.3	28.0	735	351	0.4

(注)DWL (動水位) \*、SWL (静水位) \* : 調査時実測 ; 揚水量 (実際は、超音波流速計又は既存流量計での測定値、AB : 廃棄井 ; 井戸建設年、NA : データなし ; NM水位測定不可 ; NO : 休止)

表 2-15 既存水道用水源緒元

No	水源の名称 (場所)	水源番号	井戸深度 (m)	ケーシング径 (mm)	DWL (m)	SWL (m)	標高 (m)	揚水量 (m <sup>3</sup> /hr)		井戸建設年	水質				
								設計	実際		pH	水温 (°C)	EC (μS)	TDS (mg/L)	Cl (‰)
23	ディマニ	U-044	NA	200	7.66*			70		NA	7.4	29.2	961	464	0.5
24	マウガニ	U-034	30.00	200	20.84*			50		2000					
25	ムブウェニ (TRW)	U-012	22.00	300	15.08*			48		NA	7.6	31.0	459	214	0.3
26	ムブウェニ	U-041	38.20	200	13.15*			48	60	2001	7.3	30.8	637	302	0.3
27	モンバサ														
28	ムトニ湧水														
29	セムソ	U-039	37.87	250	14.19*					2000	7.6	28.4	483	232	0.2
30	キトサニ	U-037	40.00	200				40	66	2000	7.6	28.7	580	275	0.3
31	ムフェネシニ	U-011	46.36							1963					
32	キジトウペレ	U-013						AB		NA					
33	ムバオステーション							5							
34	ドーレ	U-52	56.00	200	7.03*	6.45*	55.0	30	24	2003	8.0	27.9	464	221	0.2
35	Ndagaa														
36	Ndagaa														

(注)DWL (動水位) \*、SWL (静水位) \* : 調査時実測 ; 揚水量 (実際は、超音波流速計又は既存流量計での測定値、A B : 廃棄井 ; 井戸建設年、NA : データなし ; NM水位測定不可 ; NO : 休止)

A

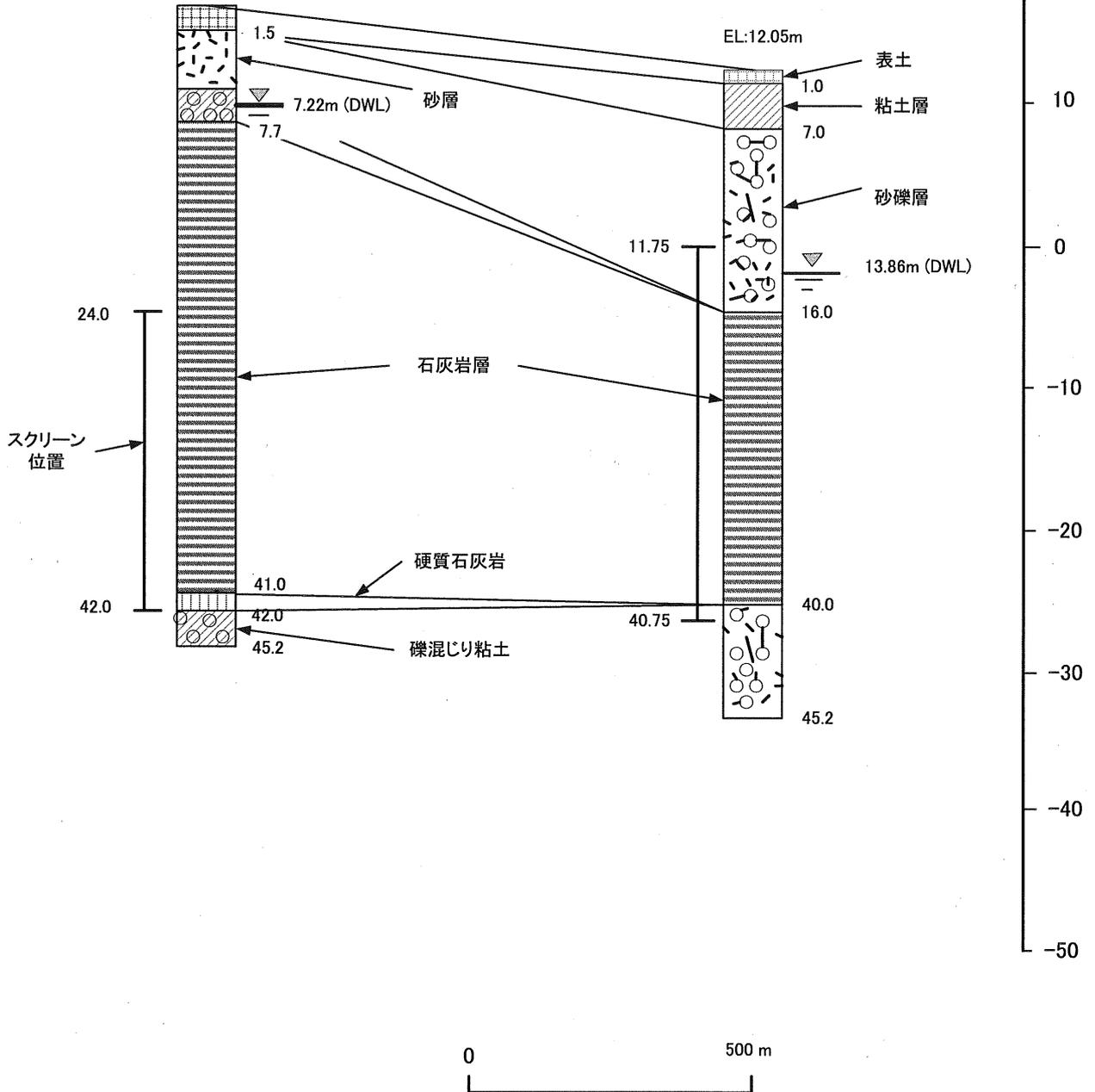
U-008

EL: 16.54m

A'

U-009

EL: 12.05m



(注) A-A' 断面線は、図-1 給水用既存水源分布図に示す。U-008: 既存井番号

図 2-8 A-A' 地質断面図

A-A' 地質断面図

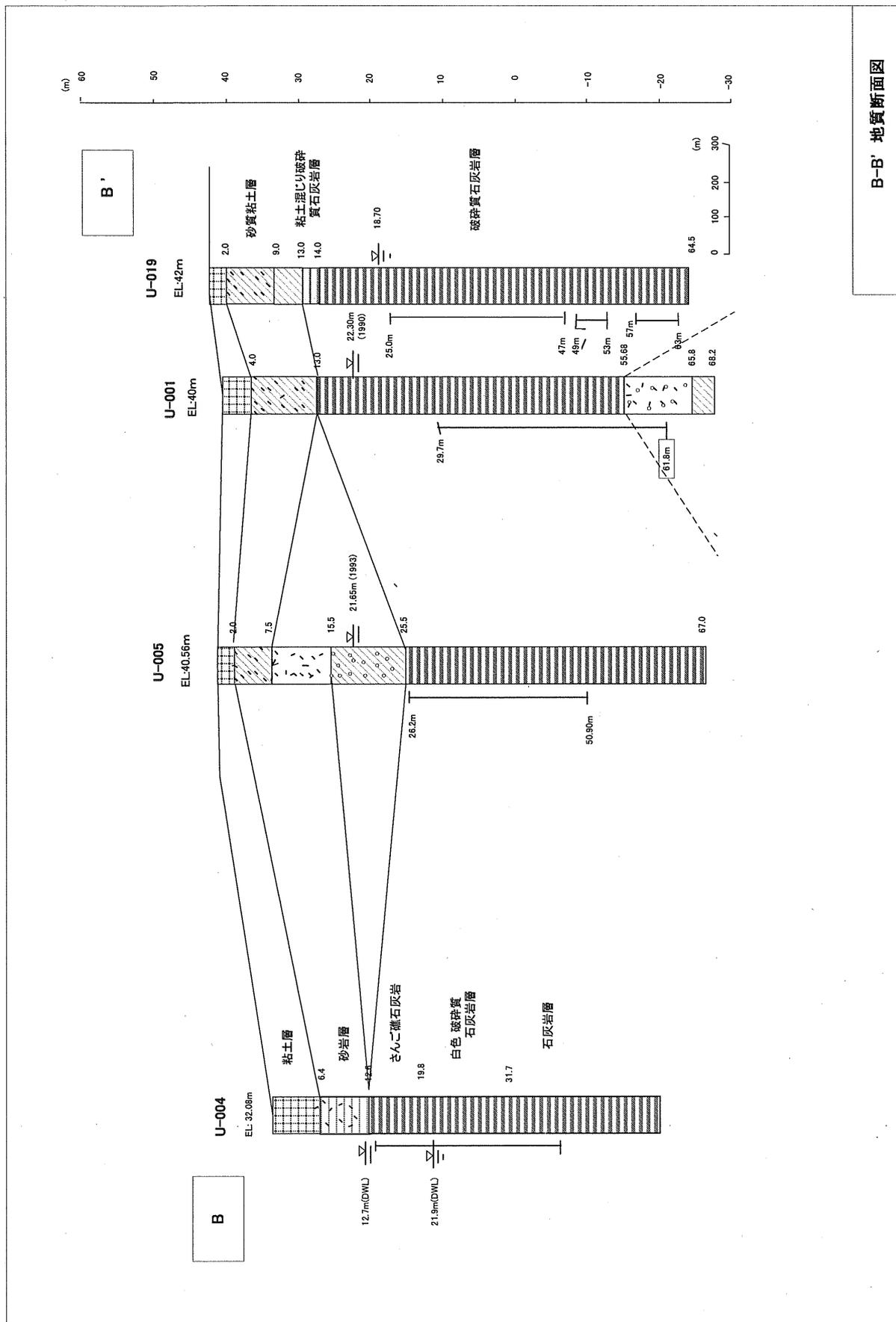


图 2-9 B-B' 地质断面图

## 2-2-3 下水道・廃棄物及び環境衛生の状況

### (1) 下水道・廃棄物

計画対象地域における下水道事業は国家・地方自治・地方政府省 (Ministry of State, Regional Administration and Local Government: MSRALG)とザンジバル市役所 (Zanzibar Municipal Council: ZMC)が所管している。各地域の下水道に係わる状況は次の通りである。

#### 1) 市街化地域

下水道が整備されているのはストーンタウン内のみである。

- a. 下水道方式 : 合流式
- b. 対象人口 : ストーンタウンの約 90%
- c. 既設下水管 :  $\phi 150 \sim \phi 450$ 、 $L = \text{約 } 25.3\text{km}$
- d. 下水処理 : 未処理で直接海中放流であり、ストーンタウン周辺に既設放流管は現在 17 本ある。海岸線から 50~170m 沖合で放流されている。このため最近沿岸部での水質汚濁が問題となっており、市役所は空港南方に処理場建設を考えているが資金不足のため実施のめどは立っていない。
- e. 建設年 : 当初 1930 年代に建設され、その後 1994~1995 年にかけて KfW の援助により既設管の補修が行われた(Zanzibar Sanitation and Solid Waste Programme-Phase I)。この補修は管閉塞部のクリーニングや破損部の更新のみで管の延長および処理区域拡大は行われていない。
- f. 料金徴収 : 今のところ下水道料金は徴収されていないが、KfW の上記の Programme -Phase II で料金徴収システムの構築が検討される予定である。

この他では、一部集合アパートに単独の下水道システムが整備されており、これも直接海中放流である。下水道が整備されていない地区では殆どが腐敗槽式である。腐敗槽の汲み取り費用として Tsh13,000/1 回(頻度数年に 1 回)が徴収されている。汲み取りされた腐敗槽汚泥はムトニ地区にある汚泥処分場で埋立られているが、ここは満杯状態なので Programme-Phase II で計画される新廃棄物処分場で共同処分を行う計画である。

今回計画で上水給水量が増加するとその分下水量が増えることになるが、ヒアリングによると既存下水道管網能力で支障ない。

#### 2) 準市街化地域及び周辺農村地域

下水道施設は整備されておらず、概ね 20%が腐敗槽であり、残り 80%が堅穴式便所である。これらからの浸出水が地下水汚染の要因の一つとなっている。

- ・市街化地域及び準市街化地域で廃棄物収集処分が行われている。概要は次の通りである。

- a. 廃棄物収集処分量 : 現況約 200Ton/日
- b. 分別の有無 : 無し
- c. 収集回数・収集ポイント : 1 回/1 日、70 箇所
- d. 保有車両 : 収集車 6 台、コンテナスキッパー 2 台
- e. 廃棄物処分場 : 現在、ジュンビ地区にあり埋立処分されている。ここは近いうちに満杯となるので新規処分場が計画される予定である。

・ Zanzibar Sanitation and Solid Waste Programme-Phase II の内容

2003 年 6 月に MSRALG、ZMC および KfW で合意された内容は次の通りであり、2005 年度から実施される計画である。

a. 下水システムの改善・補修：

- ・ 新市街地に新規下水管(L=3,500m)の建設（オールドストーンタウン内の既設下水管に接続する）
- ・ 腐敗槽および縦穴式便所汲み取り汚泥処分場の設置

b. 雨水排水システムの改善・補修

- ・ 新市街地にオープン式石張り排水路(L=5,500m)の建設
- ・ コンクリート排水路(L=200m)の建設
- ・ マーケット反対側バスターミナルの雨水対策用舗装(4,000m<sup>2</sup>)

c. 既存廃棄物除去システムの改善

- ・ コンテナを含む収集ポイントの補修及び拡張(50ヶ所)
- ・ 既存ジュンビ 処分場の改善；現状の不法投棄サイトの閉鎖

d. 下水、排水、廃棄物システム及び事務所に係る機器と支給品

e. 設計・工事入札・評価・工事監理に係るコンサルティングサービスと新規処分場の調査

f. 組織・財務・料金徴収・トレーニング等に係る支援

(2) 疾病

ザンジバルにおける疾病は、熱帯地方の途上国において一般的に顕著なものであり、水に起因する主な疾病を表 2-16 に示す。これらは社会経済状態、栄養状態、気候および生活環境などに起因するものである。

表 2-16 水に起因する主な疾病

	病 名
水系伝染病	①コレラ ②赤痢 ③腸チフス
水がベースとなるもの	①回虫 ②十二指腸虫 ③せん毛虫
水接触によるもの	①皮膚病 ②結膜炎 ③トラコーマ
水が介在するもの	①マラリア ②住血吸虫病 ③糸状虫

これらのうち、マラリアは深刻な状況であり、年間に 150,000～200,000 人が患っている。また、コレラの発症も頻発しており、本計画対象地域においても 2001 年 11 月～12 月の間で約 500 例が報告されている。

### 3. プロジェクトの内容

---

### 3. プロジェクトの内容

#### 3-1 プロジェクトの概要

ザンジバルでは、財務経済省が 2000 年 1 月に策定したザンジバル・ビジョン 2020(ZANZIBAR VISION 2020)を推進中であり、このうち水に関する基本方針は、良好な水に経済的にアクセスできること、また適切な水資源管理により全ての人、セクターに継続的に水が供給されることであり、これによって社会経済の成長と発展を図ること、としている。特に、本調査対象地域においては水の需要に対して供給能力が極端に不足しており、それらに伴う低水圧および給水水質の悪化等の問題が生じている。

本プロジェクトはこの状況を改善するために、新規水源開発（井戸 11 本）による新たな 14,000m<sup>3</sup>/日の水量の確保および送配水システムの拡張を行うことにより、目標年である 2010 年までの水需要とシステム改善に対応するものである。また、老朽施設の一部を改良するとともに上水道システムの効率的な運営・管理・経営の要員育成のための支援を行うものである。これによりザンジバルの上水道システムの運営・管理を適切に行うことが可能となり、対象地域の約 460,000 人の住民に対して安全な飲料水を安定的に供給することができる。

本プロジェクトにおいて実施される事業の計画内容を下表に示す。

#### 本プロジェクト計画内容

##### 1. 施設

施設区分	名称	仕様	数量			備考	
			1 期	2 期	計		
(1) 井戸ポンプ場	井戸	井戸径：φ 250mm 井戸深度：60～70m	6 本	5 本	11 本	新設 内 1 本予備	
	井戸ポンプ	水中モータポンプ 58.4m <sup>3</sup> /hr x 80～110m	6 台	5 台	11 台		
	電気設備	受電変圧器、配電・制御盤、計装機器	6 式	5 式	11 式		
	井戸ポンプ小屋	電気盤用	6 棟	5 棟	11 棟		
(2) 配水施設	サテニ	送水ポンプ	横軸両吸込渦巻ポンプ 400m <sup>3</sup> /hr x 40m 200m <sup>3</sup> /hr x 40m	2 台 2 台	— —	2 台 2 台	更新 内 1 台予備 内 1 台予備
		電気設備	計量器盤、低圧配電盤、送水ポンプ盤、計装機器、等	1 式	—	1 式	更新
		消毒施設	粉末塩素剤溶解タンク・注入機	1 式	—	1 式	更新
	ウエレゾ	配水池	RC 製角形 4,000m <sup>3</sup>	2 池	—	2 池	新設
		消毒施設	粉末塩素剤溶解タンク・注入機	1 式	—	1 式	新設
	キヌニ	配水池	RC 製角形 2,700m <sup>3</sup>	—	1 池	1 池	新設
		消毒施設	粉末塩素剤溶解タンク・注入機	—	1 式	1 式	新設
	ドーレ	配水池	RC 製角形 1,200m <sup>3</sup>	—	1 池	1 池	新設
		消毒施設	粉末塩素剤溶解タンク・注入機	—	1 式	1 式	新設
	(3) 送水管		DCIP φ 150～φ 600	約 13km	約 11km	約 24km	新設
(4) 配水管		DCIP φ 300～φ 700	約 9.6km	約 10.3km	約 20km	新設	

## 2. ソフトコンポーネント

(1)	施設の運転管理に関する技術指導
(2)	組織強化に関する指導(管理職研修)
(3)	ザンジバル市民への衛生面での啓蒙活動

### 3-2 協力対象事業の基本設計

#### 3-2-1 設計方針

##### (1) 上位目標とプロジェクト目標

- ・ 上位目標：対象地域における給水量が増加し、住民の生活環境を向上する。
- ・ プロジェクト目標：安全な水が安定的に供給される。

##### (2) 基本方針

本プロジェクトの計画目標年次は 2010 年とし、予測される需要量増加に対応できる施設計画とする。不足する取水量を補うため、新たな井戸水源を開発する。さらに配水池や送水管網にも不備があるために貴重な水が効率的に配水されていない問題の解決の為、配水池の建設、高架タンクの建設、送水ポンプの更新、送配水管の建設を含めた、効率的な施設計画を提案する。

##### (3) 自然条件に対する方針

本計画対象地域は高温多湿な熱帯地域に属する。年間降雨量は約 1,600mm で我が国の平均的な都市と相違ない。年間を通じて降雨があるが、雨量は 3～5 月と 10～12 月の年 2 回の多雨期に集中している。施工面ではこの期間の効率低下を考慮する必要がある。また、既存施設においては特に電気設備等に雷害も報告されており、今回計画における機械・電気設備においても十分な対策を施すものとする。

##### (4) 社会経済条件に対する方針

ザンジバルの公的機関は土曜日および日曜日の週休 2 日が定着している。年間祝祭日は 16 日ある。ザンジバル住民の大部分はイスラム教徒であり、11 月頃に約 1 ヶ月のラマダンがある。労働規則により週間労働は 42 時間に規定されている。また、ザンジバルでは単純労働者の確保は可能であるが、熟練技術者はタンザニア本土からの調達が必要である。施工計画策定においては、これらの事情も考慮する。

##### (5) 法・制度・基準に対する方針

新規井戸開発予定地および配水池建設用地とも国有地あるいは軍用地であり、それらの土地収用に特に支障はない。また、送配水管計画に当たっては原則として MWCEL の道路局基準に準拠する。

##### (6) 現地業者・市場資材の活用に対する方針

現地建設会社およびさく井工事業者について、ザンジバルにはそれら業者はほとんどなく、タンザニア本土から来ている。それら業者は工事を数多く経験しており、下請けとして活用することが十分可能と判

断される。土木資材について、ザンジバルでは土木工事が十分に発達していないこともあり、資材を安定的に確保することは困難である。よって、資材の大部分はタンザニア本土から調達することになるが、それらは国内で一部を除き十分流通していることから、現地調達としても問題ないと判断できる。井戸関連機材についてもタンザニア国内で生産されており、対象地域内の既存井戸でも用いられているので、本計画でも現地調達とする。一方、ダクタイル鋳鉄管や機械・電気機材は近隣国あるいは EU 諸国等からの輸入に頼っている。よって、それらは第三国あるいは日本調達とする。

#### (7) 実施機関の運営・維持管理能力に対する方針

DWD は相応の組織構造であり人数も多く、数多くの既存施設の維持管理を行っているが、財政的な問題もあり、運営体制は弱体で、適切かつ十分なメンテナンスが行なわれていない。今後、新組織設立に向けての組織強化、効率的な施設運転管理に係る支援を考慮する必要がある。

#### (8) 施設・機材等のグレード設定に係る方針

井戸ポンプ、送水ポンプについては、耐久性、信頼性等を重視するとともに現地で流通しているものも考慮して機材を選定する。

#### (9) 施設建設の工法、調達方法、工期に係る方針

建設工法について、本計画内容の施設は現地でも施工されている一般的な工事内容であり、特殊工法は必要ない。現地での資機材流通状況から見て、土木資材は「タ」国内調達、配管資材は「タ」国、第三国および日本、機械・電気機材は第三国および日本からの調達を原則とする。本計画は期分けによる実施を考慮することから適切な工事区分を設定する。

## 3-2-2 基本計画

### 3-2-2-1 水道整備計画基本事項

#### (1) 計画年次

計画年次は 2010 年とする。先方が本プロジェクトを要請した時点においては「ザンジバル都市給水計画」に基づき計画年次を 2015 年と設定していた。本件が 2006 年 5 月に閣議にかけられるものとして、詳細設計および建設工程を考慮すれば、本施設建設終了は 2009 年 3 月頃と想定できる。本施設は、緊急対応施設として以降 2 から 3 年程度の需要増加に対応するものとすれば、計画年次は 2010 年が望ましい。

#### (2) 調査対象地域

調査対象地域は、ザンジバル都市及び西部地域である。この地域を FINNIDA のマスタープランの地域区分を参考にし、現状の土地利用、人口の増加等を勘案して以下の 3 つの地域に区分した。

##### 1) 市街化地域

この地域は、ほぼザンジバル都市地域にあたる。市街化地域はストーンタウンを中心とした面積 15km<sup>2</sup> の地域で、官庁、港、ホテルが密集している。開発可能な用地は少なく、人口増加も緩やかである。センサスによる給水率は 98% である。

## 2) 準市街化地域

この地域はザンジバル西部に属する地域の内上記市街化地域を取り巻く面積約 70km<sup>2</sup>の地域で、人口増加が激しい区域である。周辺都市からの人口流入の受け皿となるほか、一部に高級住宅の立地も見られる。ただし共同栓で生活している人も多い。センサスによると給水率は 90%とされている。

## 3) 周辺農村地域

この地域は、ザンジバル西部に属する地域の内ストーンタウンから離れた農村部で面積は約 155km<sup>2</sup>ある。給水区域内では密に共同栓があるが、電気のない区域も多く人口増加も緩やかである。但し自己水源等は少なく、センサスによる給水率は 77%とされている。

### (3) 計画給水人口

人口統計資料は少ないが、センサスが過去に 1967 年、1978 年、1988 年、2002 年の計 4 回行われているため、これをもとに人口を予測した。実績及び予測値を表 3-1、図 3-1 に示す。

目標年 2010 年における予測値は、等差級数と等比級数式により 1967 年から 2002 年をベースにトレンドしたもの、最近の 1988 年と 2002 年のみを用いたものの 2 種類により検討した。この結果、2010 年の予測値はそれぞれで 458,000～560,000 人であった。等比級数では長期の予測では大きくなりすぎる傾向にあり、本予測でも大きいものであった。このため等差級数による予測値を採用することとし、また近年の人口増加を反映できる、1988 年と 2002 年のみで予測した等差級数の予測値 495,000 人を採用する。参考に FINNIDA の 2015 年の予測値を示すが、近年の人口増加の結果、FINNIDA の予測値をやや上回るものとなっている。現時点（2005 年）でのザンジバル都市及び西部の人口は約 430,000 人である。

表 3-1 人口予測

年	人口統計 (Census)	FINNIDA	等差級数		等比級数	
			1967-2002	1988-2002	1967-2002	1988-2002
1967	94,849					
1978	142,041					
1988	208,571					
2002	391,002					
2005			416,387	430,094	429,884	447,366
2010			458,694	495,248	526,195	559,933
2015		483,000	501,002	560,402	644,083	700,825
x	y		y=ax+b	y=ab <sup>x</sup>	y=ax+b	y=ab <sup>x</sup>
A			8461.5	13030.8	2.67508E-30	3.6635E-34
B			-16548921	-25696659.6	1.041259818	1.045910798

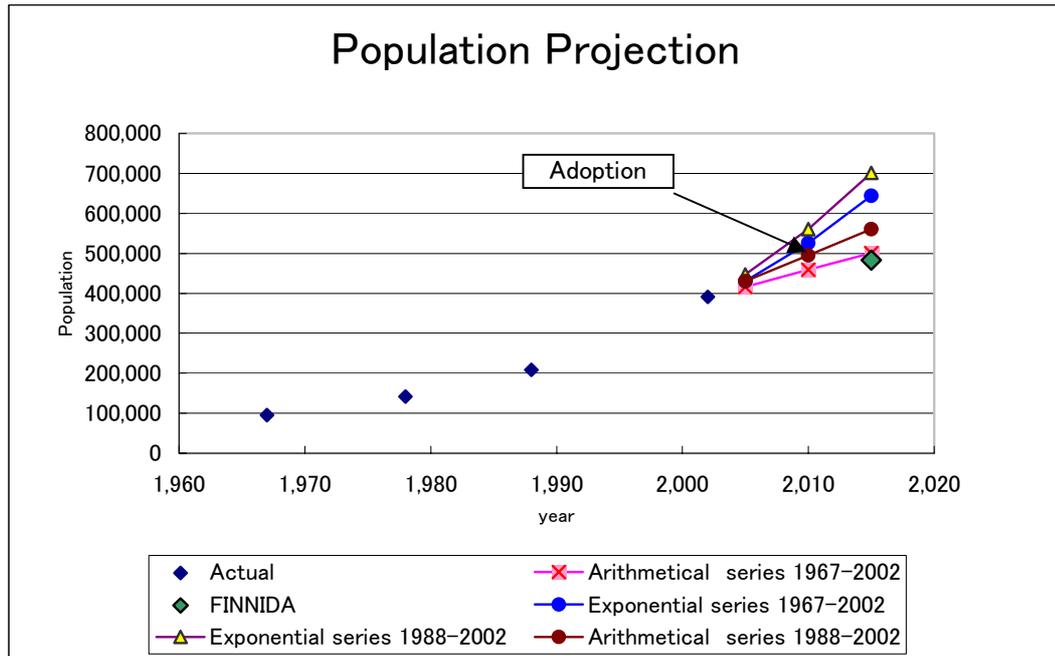


図 3-1 人口の予測

表 3-2 区域別の人口分布

	実績値		予測値		備考	
	1988	2002	2010		比率	2010/2002
市街化地域	157,626	206,292	234,101	→ 234,000	47%	1.13
準市街化地域	18,570	139,179	208,098	→ 208,000	42%	1.50
周辺農村地域	32,375	45,531	53,049	→ 53,000	11%	1.16
計	208,571	391,002	495,248	→ 495,000	100%	1.27

(4) 水需要

1) 給水原単位

一人当計画給水量は、区域ごとに次の項目で設定する。

$$(\text{一人当計画給水量}) = (\text{有効水量}) + (\text{無効水量})$$

$$(\text{有効水量}) = (\text{家庭用}) + (\text{商業用}) + (\text{公共用}) + (\text{工業用})$$

$$(\text{商業、公共、工業}) = (\text{家庭用水量原単位}) \times (\text{用途別水量比率})$$

$$(\text{家庭用水量原単位}) = (\text{各戸接続の家庭用水量原単位}) \times (\text{都市形態別の比率})$$

$$(\text{無効水量}) = (\text{有効水量}) \times (\text{無効率})$$

各項目の数値は、FINNIDA レポートを基に設定した。

表 3-3 各戸接続の家庭用水量原単位

単位：L/day/capita

年	2005	2010	2015	備考
家庭用水量原単位	55	60	65	

表 3-4 都市形態別家庭用水量の比率

地域	各戸接続	屋外栓	共同栓	備考
市街化地域	100%			
準市街化地域 / 周辺農村地域	40%	40%	20%	

表 3-5 用途別水量比率

用途	水量の比率	(家庭を1とした比率)	備考
家庭	65%		
商業	15%	23%	市街化地域のみ
公共	10%	15%	市街化地域及び準市街化地域
工場	10%	15%	市街化地域のみ
小計	100%		
無効率（不明水等）	30%		
計	130%		

表 3-6 一人一日あたり計画給水量

単位：L/day/capita

用途	比率	2010	
		市街化地域	準市街化地域 / 周辺農村地域
家庭	1	60	38
商業	0.23	14	
公共	0.15	9	6
工場	0.15	9	
小計		92	44
不明水等	0.3	28	13
計		119 -->120	57 55

## 2) 需要変動係数

変動係数は、FINNIDA レポートを基に設定した。

(日最大) / (日平均) = 1.35

(時間最大) / (日最大) = 1.2

### 3) 給水圧力

給水圧力は FINNIDA レポートでは階高（1 階～7 階）に応じて 16m～34m が必要と記載されているが、最小圧力の設定はされていない。現在は配水管網の問題もあり、多くの地域で 5m 以上の水圧を得ることが出来ない状態である（予備調査報告書 2002）。水圧の不足する高層ビルでは使用者が受水槽・ポンプ・高架水槽を設置することとして目標水圧を 15m、最低水圧をタンザニアにおける設計の目安として利用されている（聞取調査結果）5m と設定した。

### 4) 流速条件

管内流速は、FINNIDA レポートでは 0.9～1.8m/sec を目安とすることが記載されている。流速条件については日本の水道施設設計指針・解説に準拠して、次のものとする。

流速公式：ヘーゼン・ウィリアムズ公式

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

H: 摩擦損失水頭 (m)

C: 流速係数 (110: CIP, PVC とともに屈曲損失も含んだ値)

D: 管内径 (m)

Q: 流量 (m<sup>3</sup>/s)

L: 延長 (m)

最大流速：約 3.0m とする。

### 5) 計画給水量

上記人口予測及び給水原単位を用いて計算した 2010 年時点での水需要量を表 3-7 に示す。施設整備計画目標に用いる需要量は日最大需要量を用いることとした。現在の井戸・湧水等を含めた取水能力は 40,100 m<sup>3</sup>/day であり、不足する 14,000 m<sup>3</sup>/day に相当する新規水源を開発する。

需要量（日最大）	54,100 m <sup>3</sup> /day
水資源量	40,100 m <sup>3</sup> /day（既存水源の現況の総生産水量、日最大ベース）
不足量	14,000 m <sup>3</sup> /day

表 3-7 計画給水量

	区域	2010	備考	
人口 (人)				
	市街化地域	234,000		
	準市街化地域地域	208,000		
	周辺農村地域	53,000		
	小計	495,000		
給水人口 (人)				
	市街化地域	229,320		
	準市街化地域地域	187,200		
	周辺農村地域	40,810		
	小計	457,330		
給水率				
	市街化地域	98%		
	準市街化地域地域	90%		
	周辺農村地域	77%		
	小計	92%		
水量原単位 l/day/capita				
	市街化地域	120		
	準市街化地域地域	55		
	周辺農村地域	55		
需要量				
	日平均 m <sup>3</sup> /day			
	市街化地域	27,518		
	準市街化地域地域	10,296		
	周辺農村地域	2,245		
小計	40,059	40,100		
日最大 m <sup>3</sup> /day				
	市街化地域	37,150		
	準市街化地域地域	13,900		
	周辺農村地域	3,030		
	小計	54,080	54,100	
時間最大 m <sup>3</sup> /day				
	市街化地域	44,580		
	準市街化地域地域	16,680		
	周辺農村地域	3,636		
	小計	64,895	64,900	
Cf. 各戸接続人口			(屋内及び屋外)	
	市街化地域	1		229,320
	準市街化地域地域	0.8		149,760
	周辺農村地域	0.8		32,648
	計			411,728
	接続率			83%

## 6) 送配水管管種の選定

タンザニア国内に PVC 管と HDPE 管の工場があり豊富に流通しているため、現地で施工される小口径管にはこれらの管が主に利用されている。一方、大口径管ではダクタイル鋳鉄管を輸入して用いている。本計画では経済性とこれら実施機関の維持管理性を考慮し、これらの管種から選定する。

送水管は送水圧力が最大 10kg/cm<sup>2</sup> と高いため、対応できる PVC 管は高価なものとなり経済的なメリット

は小さい。これに施工性や将来の漏水防止を考慮し、送水管は全てダクタイル鋳鉄管を用いる。

一方、配水管は減圧弁の利用により送水圧力が全て  $6\text{kg}/\text{cm}^2$  以下であり、250mm 以下のものは PVC 管、HDPE 管どちらも標準品として安価に流通しているためこれを採用し、300mm 以上をダクタイル鋳鉄管とする。PVC 管と HDPE 管の両者を比較すると、継手の施工性・確実性等の理由から 200mm 以上で HDPE 管は劣る（日本ではこの理由から、水道用途での HDPE 管の使用は 150mm 以下となっている）ため、PVC 管を採用する。

表 3-8 管種の選定

種類	口径	管種	備考
送水管	150mm～600mm	ダクタイル鋳鉄管	送水圧力が高い
配水管	200mm～250mm	PVC 管	タンザニア国内で流通している
	300mm～700mm	ダクタイル鋳鉄管	

### 3-2-2-2 水源開発計画

水源開発計画の策定に際し、前提となる基本事項は、以下のとおりである。

- a) 計画水源開発水量： 前述 3-2-2-1 水道整備計画基本事項 5) 計画給水量に基づき、目標年次 2010 年の日最大需要量から既存水源総生産水量を減じた不足水量 ( $14,000\text{m}^3/\text{day}$ ) とする。
- b) 水源水質： ザンジバル飲料水基準を満たすものとする。
- c) 留意事項：
  - ・ 地下水の塩水化を回避すること。
  - ・ 既存井への影響を回避すること。

これらの前提条件を基に、水源開発計画を策定する。

#### (1) 井戸施設計画

調査対象地域では、その地下水の帯水層状況に特異性があり、また、塩水化等の諸条件に制約されているので、これらを検討し、井戸施設計画を策定する。計画井建設予定サイトの選定と当地域での地下水の帯水層特性について下記に示す。

##### 1) 計画井建設予定サイトの選定

井戸建設予定地を選定するための条件として、次のような項目を検討して設定した。

###### a) 塩水化地域の回避

UNDP (1987) は、深度により塩水化が自然現象として見られる地域を設定している。ザンジバルタウンの東部では、海岸から約 2～4 km 内陸まで塩水浸入地域が想定されている。この地域で、DWD が深井戸を建設したところ、井戸水が塩水化となったために廃井とした経験がある。このため新規計画井の建設計画地域としては、塩水化地域を避けて内陸側よりに選定している。

### b) UNDP による地下水開発性が高い地域

UNDP (1987) によれば、中央部を南北に貫くブンブウィ 縦走地形と称する地域 (図 3-2 プロジェクト井戸建設予定地点と電気探査箇所参照) を特に地下水開発可能性の高い地域としている。先方政府による要請計画井戸の建設予定地点もこの中に存在する。この地域は、実際には道路がなく、井戸建設には不向きである。しかしながら、UNDP 資料によれば、地下水の分水嶺が存在し、最も地下水が高い内陸地域であるので、これらの近傍で、道路条件が良いところを選定した。

### c) FINNIDA による地下水開発可能性が高い地域

FINNIDA(1991)は、UNDP の調査資料を参考にして、さらに試験井各地域 2 本ずつを建設し、揚水試験や水質分析、電気探査を実施して地下水開発可能性の高い 5 箇所の地域を設定している (図 3-2 参照)。このうち最も北側に位置するキジンバニ北部は、アクセス道路がないために計画井戸の建設予定地点としては不適であるとして、井戸建設予定地点から除外した。

以上のような考慮から、キジンバニ、キアंगा、キマラ、ムウエンベ・ムチョメケの 4 地域を計画対象地域として選定した。これらの 4 地区のうち、ムウエンベ・ムチョメケ地区は、現在、狭い地区の中に 8 本の深井戸水源井が集中している。その井戸間隔は 100~500 m 程度である。これら既存井のうち 1 本で揚水を停止して動水位と静水位との差を測定したところ、80 m<sup>3</sup>/hr の大きな水量を揚水しているにもかかわらず、その水位降下は約 2 m 程度と小さく、また、既存井の揚水試験データによれば、本地域での帯水層の透水量係数は 4,831m<sup>2</sup>/day であり、非常に良好な帯水層が存在することが確認できた。これらのことから、この地区では既存井に加えて計画井を近傍に 1 本建設しても十分取水可能な地下水貯留量を保有していると判断し、計画井の建設予定サイトのひとつに選定した。

## 2) 電気探査結果

各選定したサイトについて、電気探査を実施したところ、4~6 層の地層によって構成されており、それぞれ、石灰岩層と推定される地層が存在することが判明した。帯水層となる地層の破碎状況は不明であるものの、地下水開発の可能性があると把握された。なお、ムウエンベ・ムチョメケ地区等電気探査を実施していないサイトが存在するために、実施設計の段階でさらに詳しく調査を必要とするサイトも含めて再度実施することを計画する。

### キジンバニ地区

地層構造は 4~6 層より構成され、ブンブウィ縦走地形の部分には地下に帯水層となる石灰岩が存在し、地下水開発可能性を有するが、西側の丘陵地域では、比抵抗値の高い砂岩層や逆に比抵抗値の低い粘土/シルト層が厚く存在するために、地下水開発には不適である。

表 3-9 代表的な電探結果解析例（キジンバニ地区）

No.	比抵抗値 (Ohm-m)	地層名	層厚
1	42	表土	1 m
2	84	粘土シルト層	3.8 m
3	17.5	風化石灰岩	27.2 m
4	27	風化石灰岩	層厚不明

(注)地層記載は、表層から深部に向かう順番により記述。探査結果のうち、代表例として、地下水開発可能性が高いと思われる地点(C4)の例を挙げる。

### キアンガ地区

地層構造は4～8層より構成される。全体として中間部に石灰岩層を挟在し、その下部に不透水層となる固結した砂岩層や粘土質砂層が分布する。ブンブウィ 縦走地形に近い方が地下水開発可能性は高いと考えられる。

表 3-10 代表的な電探結果解析例（キアンガ地区）

No.	比抵抗値 (Ohm-m)	地層名	層厚
1	48	表土	1.3 m
2	16	風化石灰岩/砂層	6 m
3	47.5	風化石灰岩	36.7 m
4	9.5	砂質粘土/ 風化石灰岩	23 m
5	38	石灰岩	45 m
6	16	粘土質層	層厚不明

(注)地層記載は、表層から深部に向かう順番により記述。探査結果のうち、代表例として、地下水開発可能性が高いと思われる地点(B8)の例を挙げる。

### キマラ地区

電気探査サイトによって層構造の変化が激しく、3～8層の地質構造となっている。南北方向の地質構造に支配されていると推定される。地下水開発可能性の高いと考えられるサイトが存在する。

表 3-11 代表的な電探結果解析例（キマラ地区）

No.	比抵抗値 (Ohm-m)	地層名	層厚
1	240	表土	2.2 m
2	40	風化石灰岩/砂層	17.8 m
3	66	風化石灰岩/固結石灰岩	60 m
4	10	石灰岩/粘土質砂層	層厚不明

(注)地層記載は、表層から深部に向かう順番により記述。探査結果のうち、代表例として、地下水開発可能性が高いと思われる地点(A5)の例を挙げる。

### 3) 地下水の帯水層特性

過去に実施された調査報告書(J.H. Johnson:1981-1984)によれば、地下水帯水層となるのは、新生代、第三紀中新世の砂岩・泥灰岩・砂質粘土・粘土質砂 ( $M_2$ 、 $M_3$  層) の上部に堆積した、同じ第三紀の固結石灰岩 ( $M_1$  層)、第四紀の固結/礁性石灰岩及び一部砂層 ( $Q_3$ 、 $Q_2$ )である。この帯水層となる石灰岩は、第三紀に発達した旧ラフィジ川のデルタの河谷に発達したものである。当時、海水面が現在より、150mほど低く、旧ラフィジ川はタンザニア本土よりザンジバル島方向に向かって流下していた。この石灰岩中の破碎帯の多い部分には、ウングジャ島に降った雨水により涵養された地下水が大量に海岸に向かって流出している。このデルタの河谷は、幅が狭く、糸状に当時の流路に沿って連なっている。井戸を建設した場合、この流

路中の石灰岩に掘り当たれば、大量の地下水を得ることも可能であるが、逆の場合、その井戸産出量が極端に少ないということもあり得る。DWD で掘削した既存の井戸建設失敗率（表 3-16）が 20 %に達するのはその理由による。

また、帯水層の透水量係数は 158~15,000 m<sup>2</sup>/日と大きな幅をもっている。破碎帯を有する石灰岩主要帯水層の層厚も井戸建設場所により 2.8 m~26m と大きく変化している。つまり、帯水層となる石灰岩層においても、帯水層状況が地下で一様でなく、地下水流出の大小や帯水層の厚みの変化が場所々により大きく変化している。井戸湧出量は、帯水層の透水量係数と層厚に左右されるために、大きく変化する。従って、帯水層の平均的水理地質条件が設定できず、上記報告書でも、帯水層が薄く地下水開発に不適である帯水層においては、揚水試験を実施せず、井戸構造を記述しているだけである。

このような特徴のある帯水層をもつ当地域において地下水開発に制約を与える諸条件を検討した。その内容を下記に示す。

表 3-12 地下水開発の制約条件

地下水開発の制約条件	設定できる条件	設定できない条件
1. 地下水の塩水化回避	地下水開発地域から自然条件化での塩水化地域を除外。かつ、既存井測定データにより、絶対水位+6.2m 以上	
2. 地下水位の季節変動量	過去の既存井のモニタリングデータにより、最大 7.8 m	
3. 帯水層状況	均一でない。	帯水層石灰岩の破碎程度/帯水層層厚が不均一で帯水層として一様でない。透水量係数/透水係数が不均一で地下水理論が適用できない。従って、水位降下量/井戸湧出量が決定できない。
4. スクリーンへの安全流入速度	Johnson Div. (1987)より、 $V=0.03$ m/sec	

井戸湧出可能量を帯水層条件から検討した。ところが、上記地下水開発の制約条件の検討により、揚水試験データを解析し、透水量係数 (T)、透水係数 (K)、貯留係数 (S) 等の水理定数を求めても、その値が不均一で、地下水理論式 (Jacob 修正式) を適用して、決定できないことが判明した。

そのため、スクリーンへの安全流入速度から井戸湧出可能量を求めた。このためには、計画井戸の標準仕様を決定することが必要となる。計画井の標準仕様は、実情に合わせるとの判断から、計画井戸建設予定地域に近い既存井深度に基づき決定した。

#### a) 計画井戸深度

調査の結果、ほとんどの既存水源井で、地下水に含まれる塩分が少ないことが判明したが、井戸深度は、深くすると塩水呼び込む可能性があり、また、浅くすると十分な水量が確保できなかつたり、石灰岩層の割れ目の多い帯水層の分布している部分に到達できなかつたりする可能性が高い。また、計画井予定地区を中心として電気探査を実施した。電気探査データは、塩水浸入の有無や概略の地質構造を判定し、砂

層や粘土層が地表に厚く堆積した地下水開発が困難な地点を判断することは可能であるが、帯水槽となる割れ目の多い石灰岩がどの深度に分布しているかを明瞭に分析することは困難である。

このため、計画井の仕様を決定する場合、地下水開発予定地域と地質・地下水条件・標高が同等であると考えられる内陸部地域における既存井の井戸仕様を参考にして決定するのが望ましい。既存井は、井戸掘削時に判明した石灰岩層の破碎帯の分布状況に基づきスクリーンを挿入、設置している。このような観点から、計画井の深度を決定した。

井戸建設予定地域に近い内陸部の既存給水井の井戸仕様を下に示す。

表 3-13 井戸建設予定地域に近い内陸部の既存給水井の井戸仕様

井戸番号	井戸位置	稼動状況	井戸深度 (m)	ケーシング径 (mm)	井戸建設年	標高 (m)
U-051	ムウエンベ・ムチョメケ	稼動	69.00	250	2002	43
U-001	ムウエンベ・ムチョメケ	稼動	70.03	250	-	40
U-50	ムウエンベ・ムチョメケ	ポンプ故障	63.00	200	2002	43
U-033	ムウエンベ・ムチョメケ	稼動	52.97	200	2000	43
ドーレ	ドーレ	稼動	56.00	200	2003	55
U-004	キアング	稼動	49.00	200	2000	32.08
U-009	チュンガ	稼動	45.20	250	1979	16.4
U-026	チュンガ	稼動	46.00	250	1995	17
U-008	チュンガ	稼動	45.20	250	1979	18

#### ① キジンバニ地区

計画井を予定するキジンバニ地区の標高は 45 m であり、既存給水井があるムウエンベ・ムチョメケ地区の標高は 40m～43m である。キジンバニ地区の計画井深度は、標高がほとんど同じであるムウエンベ・ムチョメケ地区の既存給水井の井戸深度が約 53 m～70 m であるので、その最大深度と同程度の深度にて、地下水開発を行うものとし、計画深度を 70 m とする。

計画井戸深度：70 m

#### ② キアング地区

井戸建設が計画されているキアング地区は、既存井がある地区よりも 1～2 km 北側にあり、キジンバニ地区とキアングの既存井との中間地点にあたる地区である。既存井の井戸深度は、上記キジンバニ地区と同等としたムチョメケ地区とキアング地区の既存井深度の中間をとり、計画井戸深度を 60m とする。

計画井戸深度：60 m

#### ③ キマラ地区

井戸計画地域のキマラ地区は、既存井のあるチュンガ地区よりも約 1～2 km 北方にあり、標高も約 10 m 高くなっている。そのため、チュンガ地区の既存井の深度よりも 10m ほど深く計画し、60m とする。

計画井戸深度：60 m

#### ④ M. ムチョメケ地区

M. ムチョメケ 地区は、既存給水井が 5 箇所あり、その井戸間隔は、100 m から 300 m で集中している。これは、この帯水層の透水量係数(T) が  $200 \text{ m}^2/\text{日} \sim 4,831 \text{ m}^2/\text{日}$  と報告されているとおり、良好な帯水層が分布していることを意味している。調査期間中に揚水を停止して水位降下測定した結果では、U-051 井戸

で、84 m<sup>3</sup>/時揚水しているところ、その水位降下は約 2 m 程度と僅かであり、近傍に計画井を追加建設しても、井戸干渉もほとんどなく揚水できると判断される。よって、この地区に計画井を 1 本追加して建設する。既存井の深度が 63～70m なので、計画井の深度を 70 m とする。

計画井戸深度：70 m

#### b) 想定地下水位

計画井の地下水位はポンプ施設を計画する場合の基本諸元であるが、計画井の建設予定地点付近には既存井がないために、既存井の標高と水位の関係から計画地下水位(静水位)を想定した。既存井と同じ標高の計画井では、同様な地下水位が存在すると想定して計画井の地下水位とした。また、既存井 2ヶ所の標高の中間位置に新規井戸の建設を計画するところでは、地下水位も既存井戸 2ヶ所の中間の深さを有するものとして設定した。その結果、計画井の地下水位を以下のように想定した。

表 3-14 計画井の想定地下水位

井戸建設予定地区及び井戸 No.	(1)井戸位置地盤高 (GL:m)	(2)想定地下水位 (静水位) (GL:m)	(3)GL からの静水位 (m)
キジンバニ (N-3, N-4, N-5)	+45	+23.0	22
キアंगा (N-6, N-7, N-8, N-9)	+30.0～+36.0	+23.0	7～13
キマラ (N-10, N-11, N-12)	+23.0～+26.0	+19.0	4～7
ムウエンベ・ムチョメケ (N-13)	+43.0	+23.0	20

#### c) 計画井戸のケーシング径

計画井戸の口径は、現地既存井戸のケーシング径が 200mm (8")～250mm (10") で、大部分は 250mm であること、及び水道設計指針 (2000 年) によれば、揚水量 1,500 m<sup>3</sup>/日未満の場合の井戸口径として、250mm が規定されていることから、本計画では、井戸口径を 250 mm とする。

計画井戸のケーシング径：250 mm

#### d) 計画井戸のスクリーン長

計画井戸のスクリーン長は、既存井の帯水層の長さの平均長を基に決定した。帯水層の長さは、実測又は揚水試験時の揚水位より下位にある破碎した石灰岩、又は井戸資料に帯水層とあるものはそれを採用して平均帯水層幅を求めた。既存井資料で確認できた 8 本の井戸について検討したところ、帯水層の幅は 8～33 m であり、その平均は 21m である。この平均長をスクリーン長さとする。種々の現場での経験 (地下水位、水位降下量、帯水層長、井戸構造的強度等) を基にした一般的な井戸仕様として、スクリーン長は全井戸長の 30%程度とされている。今回計画井戸において、計画井戸長 70m 及びスクリーン長 21m はこの値に一致する。

計画井戸のスクリーン長：21 m

#### e) 計画井戸のスクリーンのスリット幅

今回使用予定のスクリーンのスリット幅は、250 mm 口径の場合、0.75～3.00 mm まで準備されている。このうち、既存井で一般的に使われており、かつ帯水層に一部砂層も存在する場合があることから、砂の流入を防ぐため 1mm 幅のスリット幅のスクリーンを採用する。

計画井戸のスクリーンスリット幅：1mm

#### f) 井戸構造

井戸構造は、現地で一般的である井戸底まで同じ口径とし、井戸の底の部分で井戸径が狭くなるような構造とはしない。集水部分の井戸口径を狭くするとスクリーンへの流入速度が速くなり、インクラステーションが発生しやすくなることや、将来、地域全体の地下水開発が進行又は渇水年により降雨量が極端に少ない等の理由により地下水位が下がった場合、より深い部分へのポンプの挿入が困難になる等の不都合が生じるからである。また、井戸構造としてグラベル充填した井戸とする。グラベル充填幅として裸孔とケーシングの間隙間は少なくとも 50mm 以上あるものとする。

#### g) 井戸材料

井戸材料に関しては、現地 DWD 水源担当責任者より、過去に設置した鋼管では腐食が生じる例があったので、uPVC にして欲しいという要望があった。これは、降雨量の変動等により塩水が地下水に流入した場合、鋼管のために腐食が進んだものと思われる。本計画では、塩水の混入を防ぐように井戸計画を立案するが、長期に計画水源井を利用することを考慮して、井戸材料として対塩水性のよい uPVC 材料を使用する。

#### h) スクリーンへの安全流入速度からの検討

スクリーンへの安全流入速度は、乱流を発生させず、整流で流入する速度として規定されている。Groundwater and Wells, Johnson Division (Dr. Fletcher G. Driscoll: 1987) は、安全流入速度として、多くの先達の経験に基づき、 $V=0.03$  m/sec を設計流速としてしている。この安全流入速度から井戸取水可能量を計算する。

- 井戸取水可能量の計算

井戸取水可能量 (Q) = スクリーン表面積 × スクリーン開口率 × スクリーン内安全流入速度 × (1 - スクリーン目詰まり率)

$$Q = D \times \pi \times L \times Op \times V \times (1 - C) \times 60 \times 60$$

Q: 井戸取水可能量 (m<sup>3</sup>/hr)

D: スクリーン径 (m)

L: 有効スクリーン長 (m) (計画スクリーン長 21m × 有効率)

Op: スクリーン開口率 (%)

V: スクリーンへの安全流入速度 (0.03 m/sec)

C: スクリーン目詰まり率 (%)

既存井で使用されているスクリーン仕様によれば、スクリーンの開口率は、250 mm の口径で、1 mm のスリット幅の場合、スクリーン有効面積の 7.9 % であり、スクリーン有効長はスクリーン全体の 88% である。

スクリーン目詰まり率は、充填したグラベルによりスクリーンが閉塞する割合であり、経験値により 40 ~50% を採用する。

よって井戸取水可能量： $Q=61\sim74\text{ m}^3/\text{hr}$  となる。

(水量に幅があるのは、目詰まり率を 40 % ~50 % と考慮したため)

今回計画では、安全側をみて取水可能量を  $60\text{ m}^3/\text{hr}$  とする。この数字は、FINNIDA(1991)によって推奨されている計画値と同じである。

計画井戸の取水可能量： $60\text{ m}^3/\text{hr}$

#### i) 計画井戸本数

計画井の必要揚水量は給水計画から約  $14,000\text{ m}^3/\text{日}$  であり、一方、井戸 1 本当たりの計画取水可能量の検討により、 $60\text{ m}^3/\text{hr}$  ・井戸であるとの結果を得た。所定の水量を確保するためには、井戸 10 本を 24 時間運転することが必要となる。これにドーレ配水区を対象としたキジンバニ地区において予備井として 1 本を加えて合計 11 本の新規井戸の建設を計画する。

予備井の設置理由は次のとおりである。井戸の計画運転時間は 24 時間であり、もし、揚水ポンプ等に故障が発生した場合、予備井なしでは水源水量にただちに不足が生じて、水道施設としての機能に不具合が生じる。ポンプ等が修理されるまでの一定期間、この不具合が継続することを避けるため、等を考慮して井戸数の少ないドーレ配水区に予備井を設置する。現状のポンプ稼動状況は、既存井 24 箇所のうち 3 箇所がポンプ故障により稼動していなかった。これは休止率約 13% となる。この状況から考慮しても、井戸 1 本程度の予備井は必要と考えられる。

計画井戸本数：常用井戸 10 本 + 予備井 1 本 = 合計計画井戸 11 本

これより、計画井戸用水量は  $q = 14,000\text{ m}^3/\text{日} \times 1\text{ 本}/10\text{ 本} = 1,400\text{ m}^3/\text{日}/\text{本} = 58.4\text{ m}^3/\text{hr}/\text{本}$

以上より、各井戸建設予定地における計画井戸本数を下表に示す。

表 3-15 井戸建設予定地と計画井戸本数

井戸建設予定地区	計画井戸本数	標高
キジンバニ 地区	3 本 (内 1 本予備井)	45m
キアング 地区	4 本	27~38m
キマラ 地区	3 本	23~26m
ムウエンベ・ムチョメケ地区	1 本	43m
合 計	11 本 (内 1 本予備井)	23~45 m

#### 4) 井戸失敗率

ウングジャ島での井戸建設は DWD が主体となり、過去に民間業者を利用し、また現在では 3 台の掘削機械を保有して実施されている。地下水開発は、その場所々での地質状況によって大きく左右されるため

に井戸を建設しても井戸揚水量が確保できず、失敗井となる例もある。

計画井建設計画を設定するに際して、その失敗率がどの程度か検討した。DWDにおける過去3年間における井戸建設失敗率と理由を下記に示す。

表 3-16 DWD による井戸建設失敗率とその理由

建設年	掘削井戸数	成功井戸数	失敗井戸	井戸失敗率(%)	理由
2002	7	5	1 (1:塩水地下水)	17	井戸湧水量 < 50m <sup>3</sup> /hr *塩水地下水
2003	8	5	3	60	井戸湧水量 < 50m <sup>3</sup> /hr
2004	25	22	3	14	井戸湧水量 < 50m <sup>3</sup> /hr
合計	40	32	7 (1:塩水地下水)	21.9	

注) 塩水地下水による失敗は、今回、電気探査結果やUNDP資料の利用により発生しないだろうと予測されるので、上表にて井戸失敗率を計算する際に、塩水地下水による失敗例を除外した。

ここでの失敗の条件は塩水井戸水と井戸湧水量が 50 m<sup>3</sup>/hr 以下だった場合であり、本計画の計画揚水量が 58.4 m<sup>3</sup>/hr であることから、この条件が適用可能であると考えられる。しかしながら、塩水地下水については、既存資料を基にして、塩水化地域を避けていることや電気探査結果から塩水化地域を除外できる可能性が高い。取水対象となる石灰岩層は多くの場所に分布しているものの、帯水層となる破碎部分の多い石灰岩層の存在と帯水層幅は掘削してみないと不明であるので、本計画で想定しているような湧水量が井戸掘削によって得られるか否かについて過去の実績を適用する必要がある。DWDによる過去3年における井戸失敗に係わる実績によれば、その井戸失敗率は約 20 %となる。したがって、本計画では、井戸失敗率として 20 %を見込むことにする。

#### 5) 要請井戸施設計画と本施設計画との比較

要請計画と本施設計画との比較表を下記に示す。

表 3-17 要請計画と本施設計画との比較表

計画	計画揚水量	井戸本数	計画地	変更理由
要請井戸施設計画	100 m <sup>3</sup> /hr	6 本	ブンプウィ縦走地形	100m <sup>3</sup> /日は過大である。井戸建設予定地は搬入道路等考慮して変更。
今回井戸施設計画	58.4 m <sup>3</sup> /hr	11 本 (内 1 本予備井)	ブンプウィ縦走地形に近い FINNIDA 推奨 4 地区	

要請における揚水量が過大との判断は、既存の揚水量が 80~100 m<sup>3</sup>/hr の井戸では砂の流入が指摘されていることによる。これは適正値を超えた揚水の結果、スクリーンへの流入速度が過大なため砂を巻き込んでいるもので、砂の流入は水中ポンプのインペラーの損傷、モーターの過負荷運転等からポンプ寿命を縮める原因となる。

安全側からも井戸揚水量を 60 m<sup>3</sup>/hr 以下に抑えることが重要である。本計画では、このような観点からも計画揚水量を 58.4 m<sup>3</sup>/hr とした。

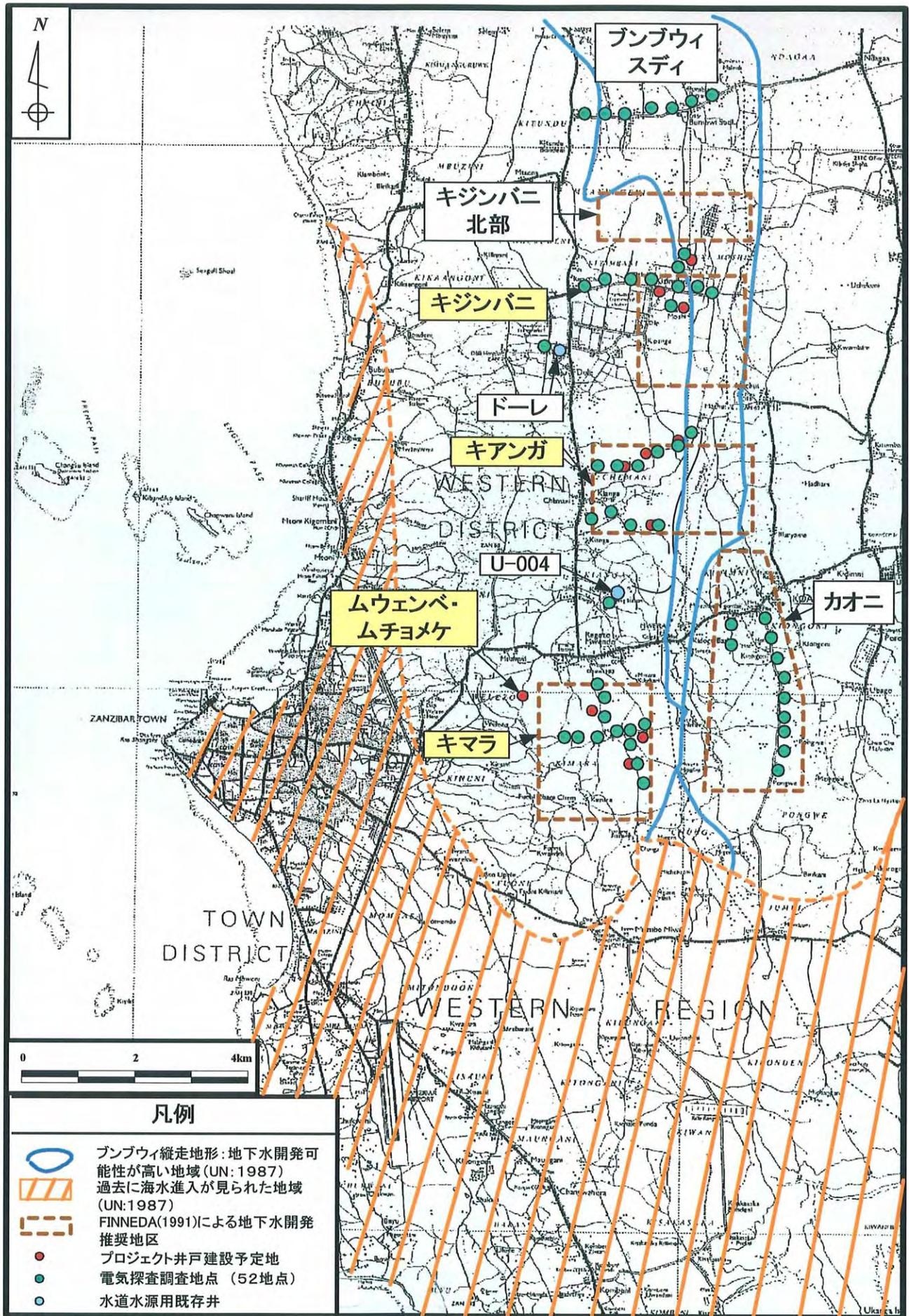


図 3-2 プロジェクト井戸建設予定地点と電気探査箇所

## 6) 井戸仕様のまとめ

井戸の仕様を次表にまとめる。

表 3-18 井戸仕様一覧

井戸名称	配水区	井戸地域	井戸本数		井戸深度 (m)	井戸掘削 径 (mm)	ケーシン グ径 (mm)	スクリー ン長 (m)
			1 期	2 期				
N-3~N-5	ドーレ	キジンバニ		3	70	350	250	21
N-6~N-9	ウエレゾ	キアング	4		60	350	250	21
N-10,N-12	キヌニ	キマラ		2	60	350	250	21
N-11	ウエレゾ	キマラ	1		60	350	250	21
N-13	ウエレゾ	ムウエンベ・ ムチョメケ	1		70	350	250	21

## (2) 環境影響の検討

地下水開発の観点から、地下水開発可能性に関する環境影響評価(EIA)を行う。地下水開発可能性は、従来、ウングジャ島全域について研究されてきた。そのため、ウングジャ島全域の地下水開発可能性は、過去の研究例を紹介することにとどめ、本調査では、開発対象地域での本プロジェクトの地下水開発可能性について、さらに対象地域を絞って検討することにする。

## 1) ウングジャ島の地下水開発可能性

ウングジャ島では、ほとんどの表流水が第四紀の石灰岩地域で消失するので、海に流出することはめったにない。多くの河川が、内陸部で洞窟の中に流入し消失している。少数の河川が、地下へ潜った後、再び、湧水となり流出している。このため、本島の地下水は、大部分が不圧地下水であり、降雨による地下水涵養によって、地下水位が上昇し、ゆっくりと海岸に向かって流出している。降雨の残りの水分は、樹木や地表面から蒸発散となって大気中に放出される。この地下水涵養量に関する FINNIDA 調査(1994)及び Halcrow(1994) による推定を下記に示す。

FINNIDA(1994)による地下水開発可能量の推定

最小平均年降雨量は、確立雨量 10%の渇水年で約 1,100 mm である。過去の地下水位回復に関する観測結果により、ウングジャ島では、降雨量の 30%が地下水涵養となると推定されている。ウングジャ島の海岸地域の帯水層は、塩水浸入のリスクがあり開発が困難であるため、地下水涵養地域として除外できる。さらに、島の環境への負の影響を避け減少させたいので、20%の減衰係数を導入すると、ウングジャ島の地下水開発可能量は、 $105.6 \times 10^6 \text{m}^3/\text{年}$ となる。

ウングジャ島：面積  $1,600 \times 10^6$  × 降雨量 1.1m × 地下水涵養率(30%) × 0.2 =  $105.6 \times 10^6 \text{m}^3/\text{年}$   
渇水年で約 1 億トンの地下水開発が可能であるとしている。

Halcrow (1994)による地下水開発可能量の推定

地形等によって、9つの流域に区分して、それぞれ降雨の年間地下浸透量、年間の地下水の海への浸透量、年間の許容地下水取水可能量を推定している。地下水浸透量は、降雨量の 24~30%が地下に浸透し

ているとし、24%を採用している。ウングジャ島全体での推定値を下記に示す。

年間降雨量	: $2,444.6 \times 10^6 \text{ m}^3$
年間地下浸透量	: $588.71 \times 10^6 \text{ m}^3$
年間の地下水の海への流出量	: $281.62 \times 10^6 \text{ m}^3$
年間の許容取水可能量	: $307.09 \times 10^6 \text{ m}^3$

#### Halcrow (1994)による総推定水需要

2015年における総推定水需要は、都市部、農村部、農業灌漑、観光、工業を合計して、 $57.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ と推定している。これは、FINNIDA(1994)によって見積もられた地下水涵養量の約1/2、Halcrowによって見積もられた値の約1/6に相当する。

従来による地下水開発可能量から、ウングジャ島全体の水収支を考慮した場合、その地下水涵養量は、2015年までの水需要を賄うだけの大きな水量が地下水として地下に蓄えられていることが判明する。

#### 2) 地下水開発地域での本計画による地下水取水に対する環境影響評価

地下水対象地域において、計画地下水量を揚水した場合の影響評価を検討する。地下水は地下水流動域の中を流下して、海に流出する。この地下水の流動域を決定するのは、地下地質構造、地下水面の高さである。これらの要素を考慮して、地下水開発対象地域を含む地下水流動域を設定した。図 3-3 に地下水域を示す。

##### 開発対象地域での地下水流動域の設定

- 図 3-3 において、西側及び北側の地下水流動境界は、FINNIDA(1994)による水理地質図の地下水分水嶺を参考にして決定した。
- 東側の地下水境界は、FINNIDA(1994)による水理地質図の推定地下水分水嶺、及び地下水面図から地下水の流動方向を読み取って地下水境界域を設定した。
- 地下水の流出する南側の境界線は、計画井が上流からの地下水を集めて、地下水を取水するとの考えから、計画井の概略位置を基に、地下水面等高線を参考にして決定した。

##### 開発対象地域での地下水流動域の面積

地下水流動域の面積 :  $72 \text{ km}^2$

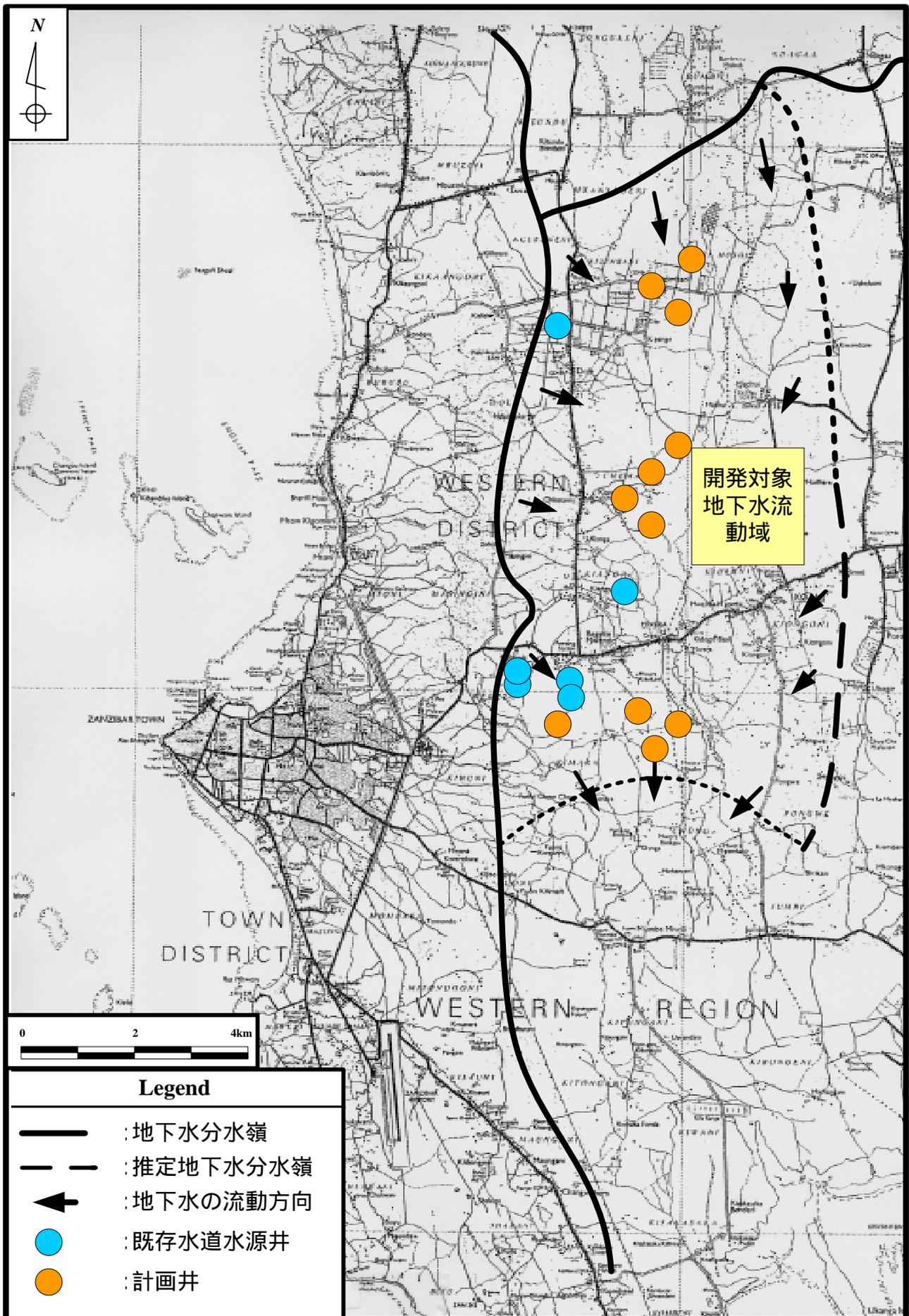


図 3-3 本計画による開発対象地域、地下水流動域

地下水開発可能量の推定

上記の 2 つのウングジャ島全体の地下水開発可能量推定方法のうち、FINNIDA(1997)による方法が、より厳しい条件下で地下水開発可能量を推定しているため、これと同じ方法を準用して地下水開発可能量を推定した。但し、FINNIDA は環境への影響を避ける為 20%の減衰係数を採用しているがこの根拠は不明であるため、本計画では従来採用されてきた経験値 50%を採用した。降雨量は、1995-2004 年の観測実績では、その平均降雨量は 1,649 mm であるが、ここでは降雨量は年による変動が激しい為、安全側をとって FINNIDA と同じ確立雨量 10%にあたる 1,100 mm/年の降雨量を採用した。

$$Q = 72 \times 1000,000 \text{ (地下水流動域の面積)} \times 1.1 \text{ \{10\%確立年間降雨量\}} \times 0.3 \times 0.5$$

$$= 11,880,000 \text{ m}^3/\text{年}$$

地下水開発可能量：11,880,000 m<sup>3</sup>/年

既存水源井・計画井による地下水揚水量

地下水流動域に散在する既存水源井と計画井戸の揚水量を算定した。地下水流動域内には、これ以外には、工場地帯や団地もなく、農業灌漑用水源井が多少あるのみである。この農業灌漑用水源井戸も降雨量が比較的多いため、その本数はきわめて少ない。したがって、この水量は非常に僅かである。

計画井の揚水による環境への影響

表 3-19 に地下水開発可能量と既存水源井・計画井による地下水揚水量の水収支を示す。上記で推定した想定地下水流動域における地下水開発可能量は、本計画実施後の取水量を上回っている。地下水涵養量の内、半分は人為的に利用されず、地下水として自然界に流出する。上記の推定では、河川等の表面流出や蒸発散量は、降雨量の中で地下水涵養に使われる割合（30%）に含まれておらず、それ以外の水量（70%）に含まれているので、自然界への放出量は考慮されている。また、図 3-3 に示す開発対象地域での地下水流動域においては北側および東側から地下水の流入がある。この結果から、計画地域での既存井・計画井の揚水による環境への影響はほとんど無いと考えられる。ただし、前述の推定条件に基づく表 3-19 に示す水収支からみて、この計画区域における更なる新規水源開発の余裕はないものと考えられる。よって、将来、新規水源開発を行なう場合は今回の計画区域以外、すなわち北側や東側に水源を求める必要がある。

表 3-19 地下水開発可能量と既存水源井・計画井による地下水揚水量の水収支

項目	対象地区	水量 (m <sup>3</sup> /年)	特記事項
地下水開発可能量: A	想定地下水流動域	23,760,000	(正味の地下水涵養量) (推定開発可能量)
		11,880,000	
既存井揚水量	チュンガ	2,172,480	
	キアング	700,800	
	ムウェンベ・ムチョメケ	2,794,440	
	ドーレ	210,240	
計画井揚水量	計画井建設予定地域	5,256,000	
地下水揚水量合計: B		11,133,960	B/A = 94 %

(3) 井戸（取水）ポンプ

1) 取水ポンプ容量・台数

① 設計対象水量

新規開発井戸必要水量＝計画日最大給水量－現況水生産量(日最大)

$$= 54,100\text{m}^3/\text{日} - 40,100\text{m}^3/\text{日}$$

$$= 14,000\text{m}^3/\text{日}$$

② 新規井戸本数

稼動 10 井 + 予備 1 井 = 11 井

③ 新規井戸 1 井あたり容量

$$q = 14,000\text{m}^3/\text{日} / 24\text{hr} / 10 \text{ 井} = 58.4\text{m}^3/\text{hr} / 1 \text{ 井}$$

2) 井戸ポンプ型式および形態

- ・ ポンプ型式は既設と同型式で維持管理に習熟している水中モータポンプとする。
- ・ 維持管理作業の容易化を図るため既設と同様に、電気設備は井戸ポンプ小屋内に収納する。

3) 井戸ポンプ全揚程

別途送水管計画等から、井戸ポンプの必要全揚程は次のとおりとなる。

H＝実揚程＋配管損失水頭

$$= (\text{各配水池 WL} - \text{各井戸 LWL}) + \text{送水管損失水頭} + \text{ポンプ廻り損失水頭}$$

ドーレ配水区 N-3,4,5 : 110m

ウェレゾ配水区 N-6,7,8,9 : 100m N-11,13 : 90m

キヌニ配水区 N-10,12 : 80m

## 4) 施設概要

表 3-20 井戸ポンプ場施設概要

機器・資材の名称	仕 様	数量		備 考
		1 期	2 期	
「機械設備」				新設
井戸ポンプ	水中モータポンプ N-3,4,5 : ドーレ配水区 φ 125×58.4m <sup>3</sup> /hr×110m×37kW N-6,7,8,9 : ウェレゾ配水区 φ 125×58.4m <sup>3</sup> /hr×100m×37kW N-11,13 : ウェレゾ配水区 φ 125×58.4m <sup>3</sup> /hr×90m×30kW N-10,12 : キヌニ配水区 φ 125×58.4m <sup>3</sup> /hr×80m×30kW	— 4 台 2 台 —	3 台 — — 2 台	内 1 台予備
ポンプ回り配管・弁類	ポンプ回り吐出管、弁類、流量計	1 式	1 式	11ヶ所
「電気設備」				新設
受電変圧器	油入自冷式 33 または 11kV/415V、50kVA	6 台	5 台	負荷開閉器、 避雷器共
配電・制御盤	鋼板製屋内自立型 37kW 電動機用(ソフトスターター始動) 30kW 電動機用(ソフトスターター始動) 22kW 電動機用(ソフトスターター始動)	4 面 2 面 —	3 面 — 2 面	N-3,4,5,6,7,8,9 用 N-11,13 用 N-10,12 用
水位検出器	電極式	6 ケ	5 ケ	井戸低水位検出用
動力および制御ケーブル		1 式	1 式	11ヶ所
「土木・建築」				新設
井戸	井戸径 : φ 250mm 計画井戸深度 : ドーレ配水区 N-3,4,5 : 70m ウェレゾ配水区 N-6,7,8,9,11 : 60m ウェレゾ配水区 N-13 : 70m キヌニ配水区 N-10,12 : 60m	— 5 本 1 本 —	3 本 — — 2 本	
井戸ポンプ小屋	電気盤用	6 棟	5 棟	