

以上をとりまとめて、ペルー側の計画する施設の概要を列記すれば以下のようになっている。

(i) 取水施設

深井戸 6井……………1井当り揚水量 50ℓ/秒

総揚水量 50ℓ/秒 × 6 = 300ℓ/秒

(ii) 送水施設

ポンプ圧送系送水管……Ø 20" (ACP. クラスA-10) × 8,207 m

Ø 16" (ACP. クラスA-10) × 868 m

Ø 12" (ACP. クラスA-10) × 700 m

Ø 10" (ACP. クラスA-10) × 1,050 m

自然流下系送水管……………Ø 14" (ACP. クラスA-5) × 1,585 m

Ø 12" (ACP. クラスA-5) × 1,839 m

(注) 管種表示のうちクラスA-10 (最大使用静水圧: 10Kg/cm<sup>2</sup>)

(iii) 貯水施設

貯水槽 3槽……………ポストテンション・コンクリート造

1槽当り有効貯水量 3,000m<sup>3</sup>

増設総有効貯水槽 9,000m<sup>3</sup>

5) 施設建設に要する概算費用

計画された取水施設、送水施設、貯水施設について、それらが計画どおりに実施された場合その建設に要するコストの総額をESAL (LIMA 上下水道公社) から入手した資料から抜粋すれば表2-11の如くである。これらの概算値はわが国に対する資金援助要請の

2-3-4 計画案に対する技術検討

1) 水源地域に対する Preliminary Study

VENTANILLA に供給するための水源地として Chillon 川右岸の平地が予定されている。この地域は極く緩い傾斜をもって北東から南西に下っている。この緩傾斜をもった扇状地性堆積層は、この平地の処々に基盤岩の小丘が突出しているところから、この平野を形成している基盤岩表面の形状はかなり不規則なものと思われるが、この地域を調査した水理地質調査報告書にも基盤岩上面の構造は図示されていない。

この地域を調査した報告書は水理地質の項において資料(1)および資料(2) (以下図2-13, 図2-14と略す)とあるが、この地域に対し資1はその対象範囲は狭く、Puente Piedraの東方にある基盤岩が出てくる残丘 (これを図2-13の残丘南西にある部落名 Sta Barbina の名をとり Sta Barbina 丘と以下仮称する) の南方1kmほどで調査地は限られている

表 2-11 概算工事費

単位：千円

項 目	概 算 工 事 費	
	海外援助分	国内調査分
1. 井戸掘削及び掘削機器		
一掘削機械及び付属品	1 1 3,0 0 0	
一掘削作業用必要機材	9 8,0 0 0	
一井戸用補足材(6井分) (50 l/s・#×6#)	1 0 9,0 0 0	
一掘削用予備品及び材料	5 3,0 0 0	
一技術管理費	2 0,0 0 0	
小 計	3 9 3,0 0 0	
2. 送水管布設		
一管, 予備部品, 機器	2 3 4,0 0 0	
3. 貯水槽(3,000m <sup>3</sup> ×3槽)		
一機器, 資材, 予備部品	9 0,0 0 0	
4. 技術トレーニング		
一8人・月	4,0 0 0	
5. 調査, 設計, 建設工事(取水送水, 貯水各施設), 材料, その他		2 0 1,0 0 0
各内訳合計	7 2 1,0 0 0	2 0 1,0 0 0
総 合 計	9 2 2,0 0 0	

が図 2-14 においては Chillon 川下流域の全域が含まれている。

この2つの資料を検討した結果この地域の地下水は, Sta Barbina 残丘の南側の地域がこの平地全体の地下水の賦存状態から勘案して最もすぐれた環境にあるのではないかと考えられる。このような水理地質検討の結果この平地を4区分した。

1 地区：Sta Barbina 丘南側地区

2 地区：Chillon 川右岸地区

3 地区：Puente Piedra 北方地区

4 地区：北方山際地区

このうち3地区 Puente Piedra 北方地区は既設井が集中し, これ以上の揚水井を設けることは困難であり, かつ望ましくないという Peru 国側の判断もあり, またそのように判断される。

また4地区北方山際地区は現在の静水位がすでに地表下40mをこえているところもあ

图 2-13 断面 C'-C 位置图

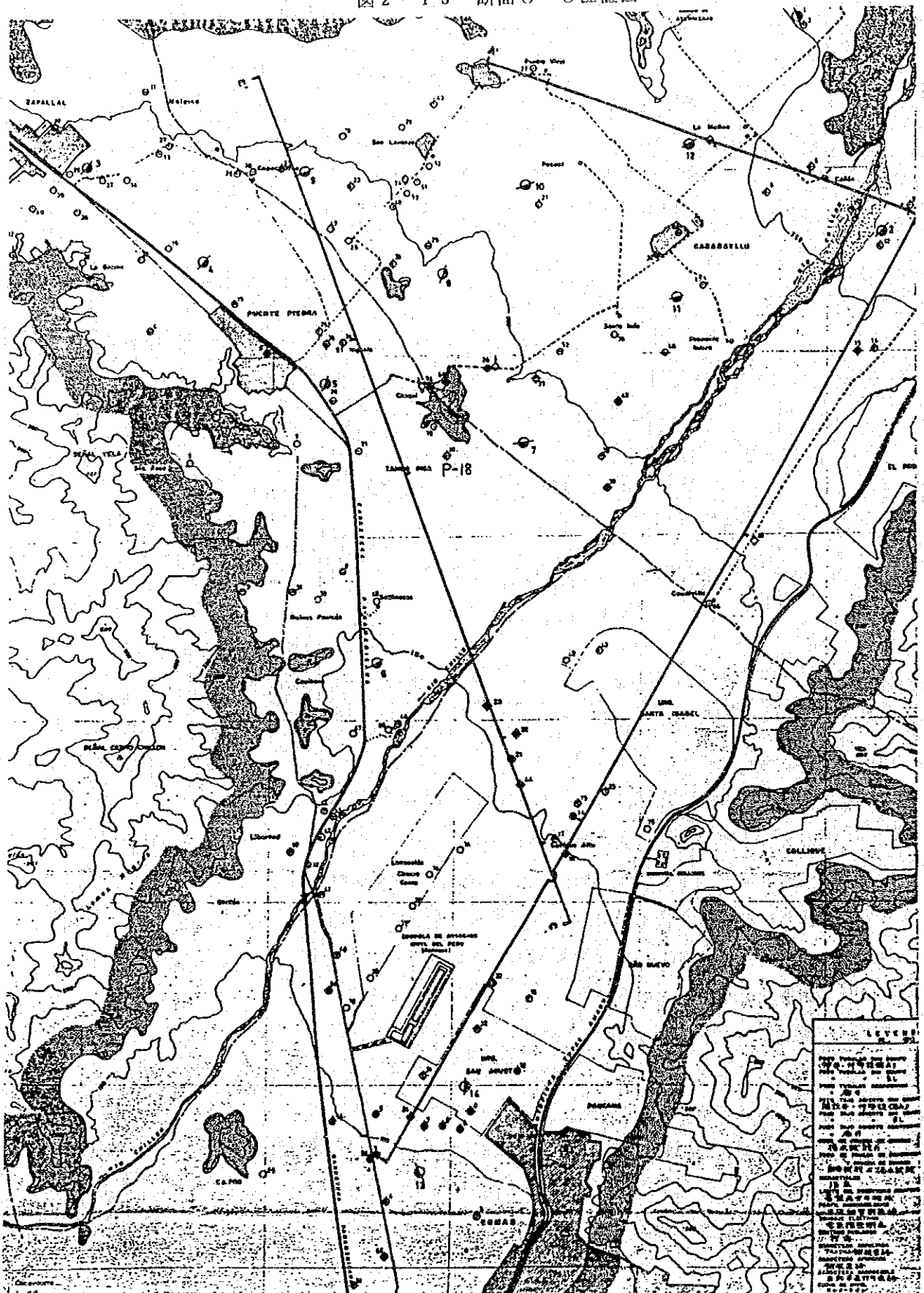
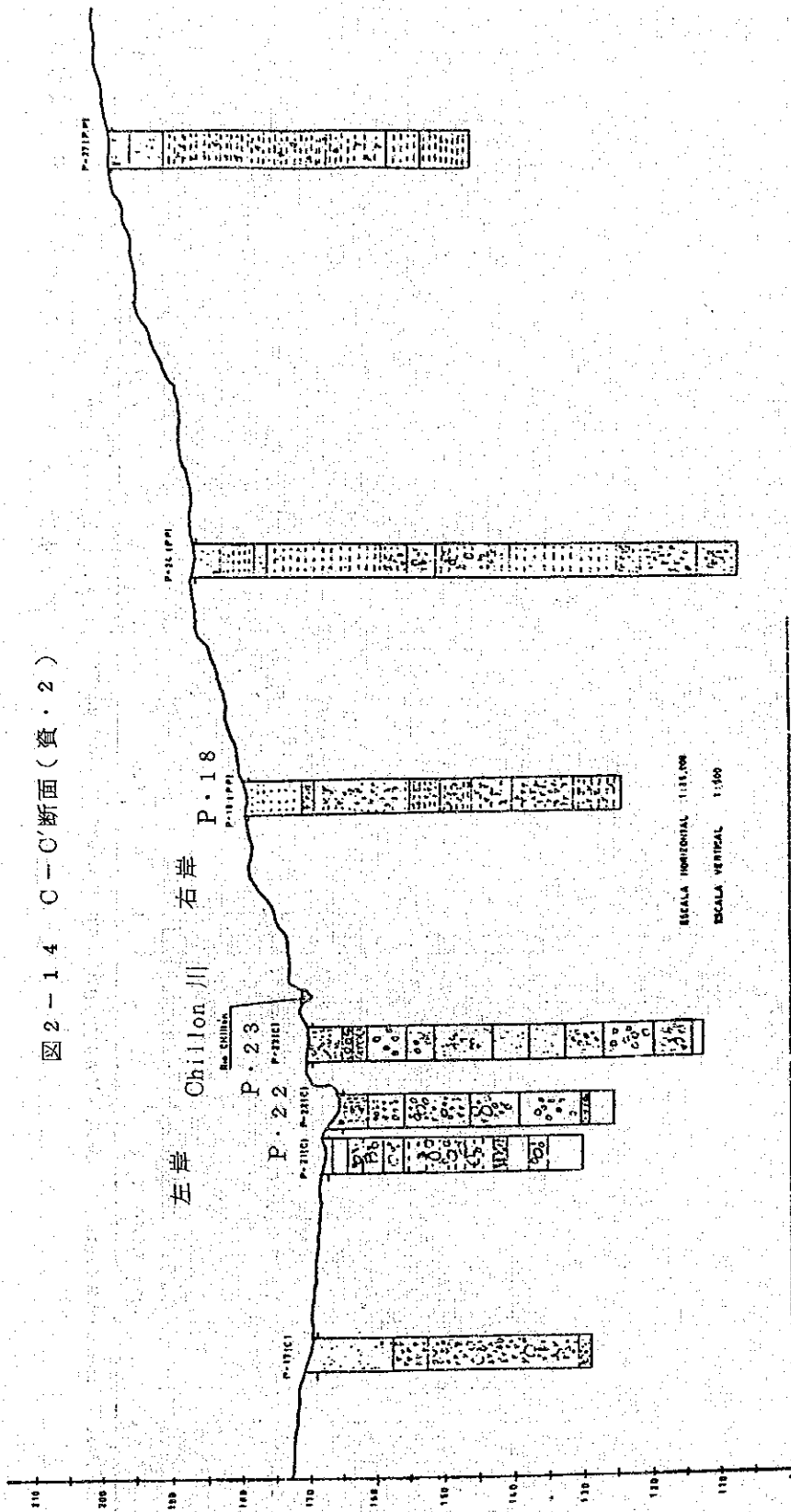


图 2-1.4 C-C' 断面 (资·2)

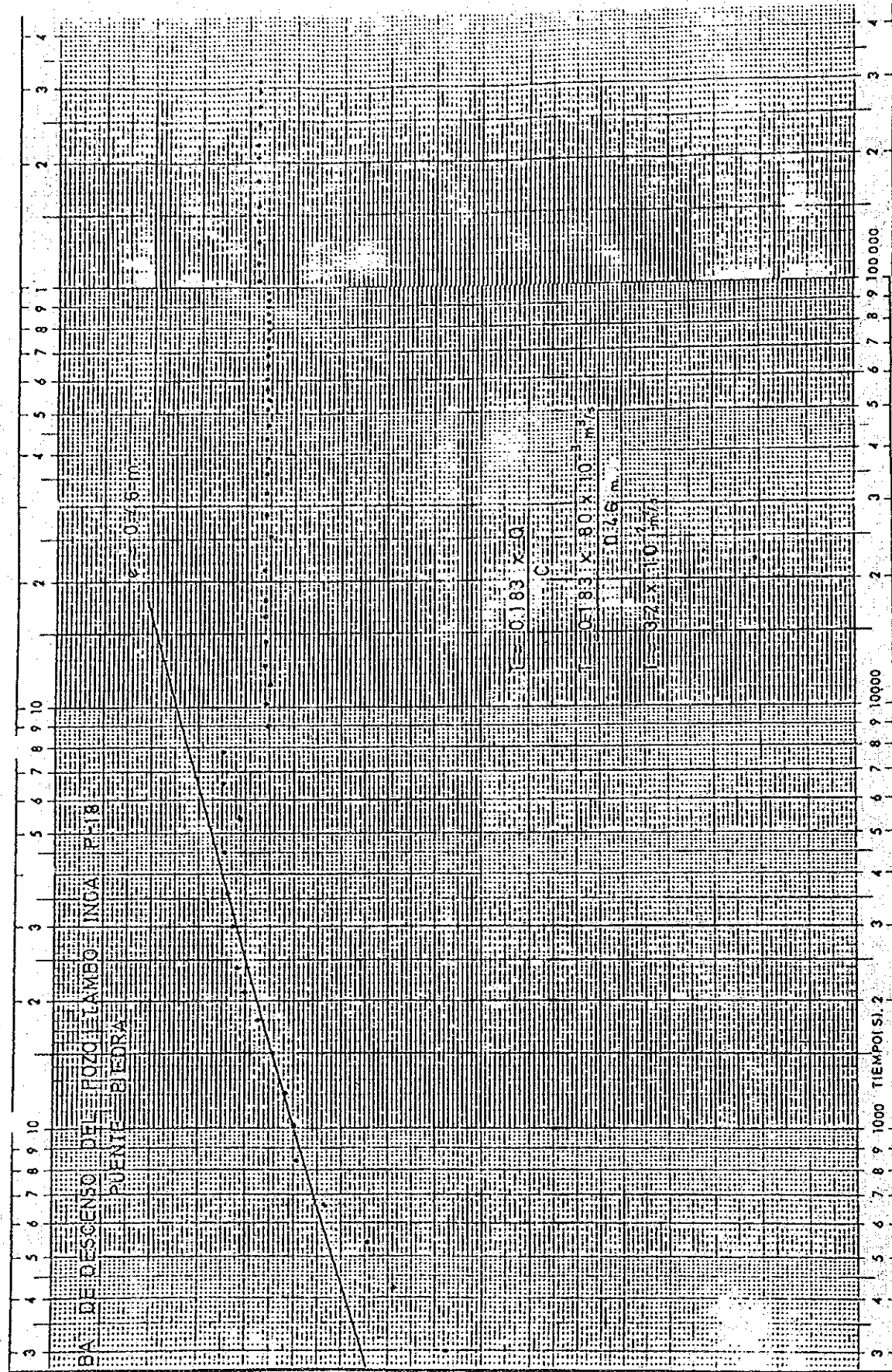


- LEYENDA
- TIERRA — [Pattern]
  - ARCILLA — [Pattern]
  - ARENA — [Pattern]
  - PIEDRA — [Pattern]
  - GRAVA — [Pattern]
  - 表土 — [Pattern]
  - 粘土 — [Pattern]
  - 砂 — [Pattern]
  - 砾 — [Pattern]
  - 砂砾 — [Pattern]

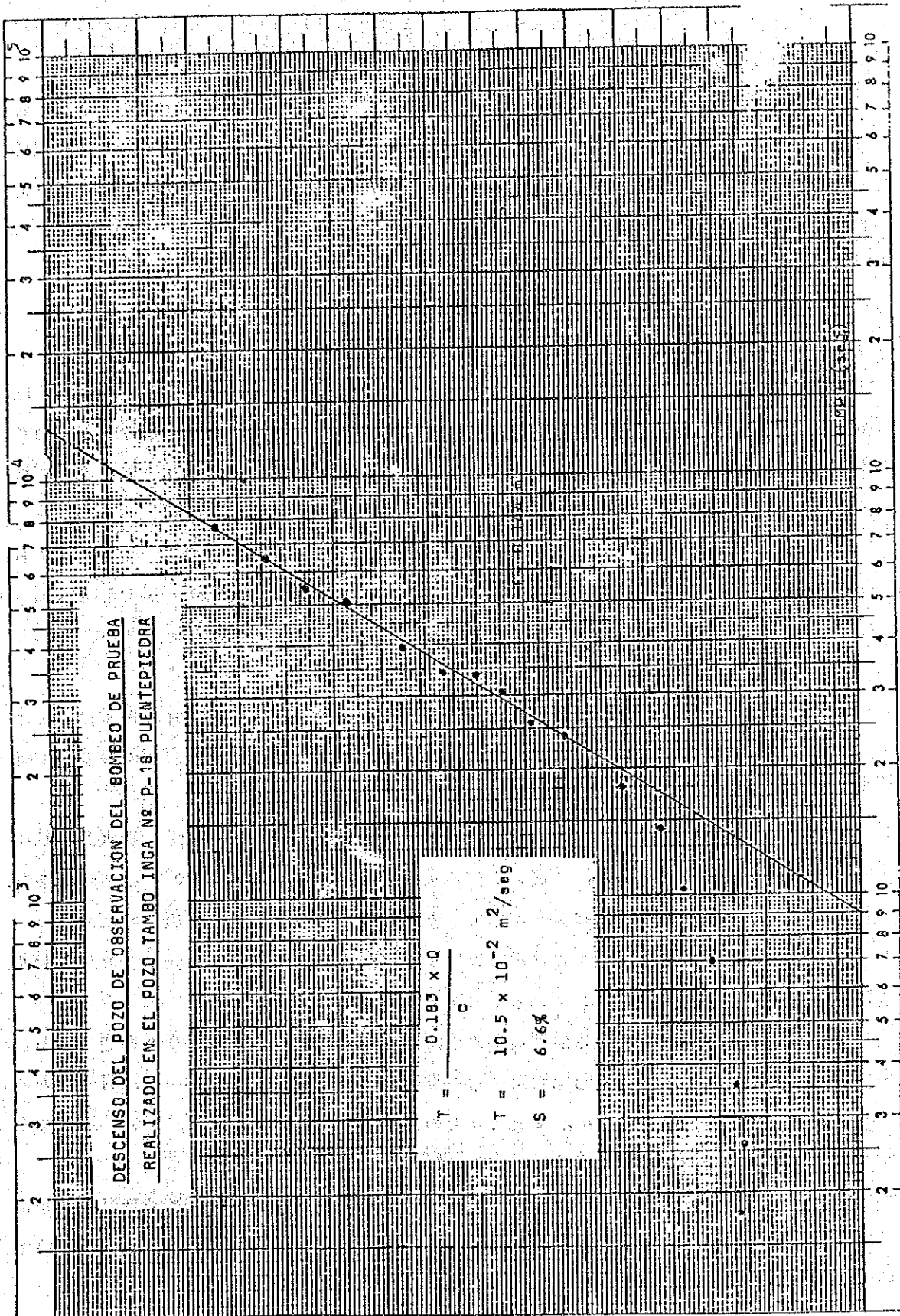
"C" - COMAS  
 "P.M." - PUENTE PEDRA  
 S.M. - CARABAYLLO

*Handwritten signature*  
 NIELSON S. RIBOTI CHERO  
 Ing. del Colegio de Ingenieros N° 3915

INGENIEROS AGRICOLAS ASOCIADOS  
 AV. AREQUIPA N° 210 OF. 1001 TELF. 310131 LIMA - PERU



Papel Struik. Eje horizontal de 1 a 1000 - 90 mm. por Ciclo. Escala Vertical en mm. 井戸深度 54.9 m  
 地下水位 8.78 m



Papel Semilogarítmico de 1 a 1,000 - 90 mm. por Ciclo. Escala Vertical en mm.

り、また地下水の涵養源とも離れているので、3地区および4地区は新たな揚水井を設ける地区からは除外した。

このPreliminary Studyにおいては、前述の1地区および2地区において地下地質、帯水層、地下水涵養、地下水位、将来の揚水水位などを考慮し、1井当りの揚水量の決定にその重点を置き、また当然長くなるであろうVENTANILLAへの送水距離に関しては一応これを切離して考慮した。

#### 1地区 Sta Barbina 丘南側地区

この地区の地下水質および帯水層の状態は図2-14によるC'-C断面図のみである。しかしこの断面線上のChillon川右岸には井戸はなくSta Barbina丘に近いP.18をこれに当てているのでこの柱状図からの推定は困難である。C'-CにおいてChillon川左岸には対称的な位置にP.23、P.22があり、この柱状図から右岸の地下地質をChillon川の右左両岸の堆積層がやや似た状態において堆積したものと仮定すれば可なり透水性のすぐれていると思われる堆積層が連続している。

また参考としているP.18は揚水試験を行っている。この図は図2-15、図2-16である。T =  $3.2 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$  で、この井戸は深度54.9 m、地下水位8.7 mで最大限にストレーナーの長さを取り帯水層の厚さを30 mとすれば $K = 1 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} = 1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$  となる。

$K = 1 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{s}$  という数値からみれば、この帯水層は可なり良好の透水性のよい礫層と思われるが、しかしC'-C断面によるP-18の柱状図は粘土ないし細砂混りの砂礫が主で、とうていこのような透水係数を示す帯水層とは思われない。

図2-13および図2-14による揚水試験の結果一覧表をさきにあげたが、透水量係数においてそのオーダーは $1 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ 、透水係数において $1 \sim 1.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$  であり、柱状図からみれば大きすぎる数値を示しており、今後の検討を要する事項と考えられる。

Sta Barbina丘南方は、資1の井戸調査団によれば自噴地帯のような表示となっており、扇状地の末端湧泉的性格を有しているものかとも考えられる。

現在の地下水位は不明であるが、地下水位は地表から数m以内であろうと推定される。

この地区における1井当りの揚水可能量を推定するデータは、村のP-18以外にはない。この揚水試験にある揚水量80 l/sは24 hの揚水として6,900 m<sup>3</sup>/d、18~20 h揚水として約5,000 m<sup>3</sup>/dとなる。

この地域を対象とした資料を検討し、これを総合した結果を勘案し、この地区の適正揚水量を考察すれば、この揚水量5,000 m<sup>3</sup>/sの約60%、すなわち20 h/d揚水において3,000 m<sup>3</sup>/dが妥当な揚水量であろうと考えられる。

なお、この地区における井戸掘さく本数は3~4井が適当と考える。

## 2 地区 Chillon 川右岸地区

この地区は Chillon 川右岸地区のうち 1 地区、すなわち Sta Barbina 丘南側地区の北方に隣接する地区のうち、現在の静水位が地表から 30 m をこえない範囲を北限とし、また西方および北西方は Sta Barbina 丘の北西方約 1 Km のところにある古い地層の残丘と、この残丘の北東方約 2 Km にある残丘を結ぶ線を大略の境としている。

日本においては、地下水位の低下に伴う地盤沈下が大きな問題となっている。この地域の地層は沖積層であり、また柱状図によれば粘土層も介在している。日本における常識からすれば、地盤沈下の進行している可能性は無しとしない。しかし地盤沈下も不等沈下をおこし構造物にその徴候があらわれないうり沈下の進行は無視されるものである。この平野においても、上流部においては既に 4.0 m 前後の地表からの水位を計測している。今回の Study において静水位をいくらかとり、また揚水時の水位降下の許容範囲を何 m に見るかということが重要なポイントであると考えられる。

現在の地下水位と地表の標高を参照すると、地表標高は 250 m から 170 m 前後であるが、地下水位は 205 m から 170 m 程度である。

下流部における水位降下を 20 ~ 30 m とすれば、これに対応する上流部の水位も水位降下の限度もおのずから限られてくる。

この地区における揚水試験結果は、図 2-17 による P-182 および観測井として P-183 (報告書には P-184 とあるが P-182 と P-184 の間隔は約 1.7 Km あり、これは 183 の誤と思われる) のデータがある。

このデータも前述の 1 地区 P-18 と同じような良好な帯水層の水理常数が出ている。(図 2-18)

またこの設定した "2 地区" の境界付近にある P-101 のデータも P-182 にはやや劣るが水理常数は可なり良好である。(図 2-19)

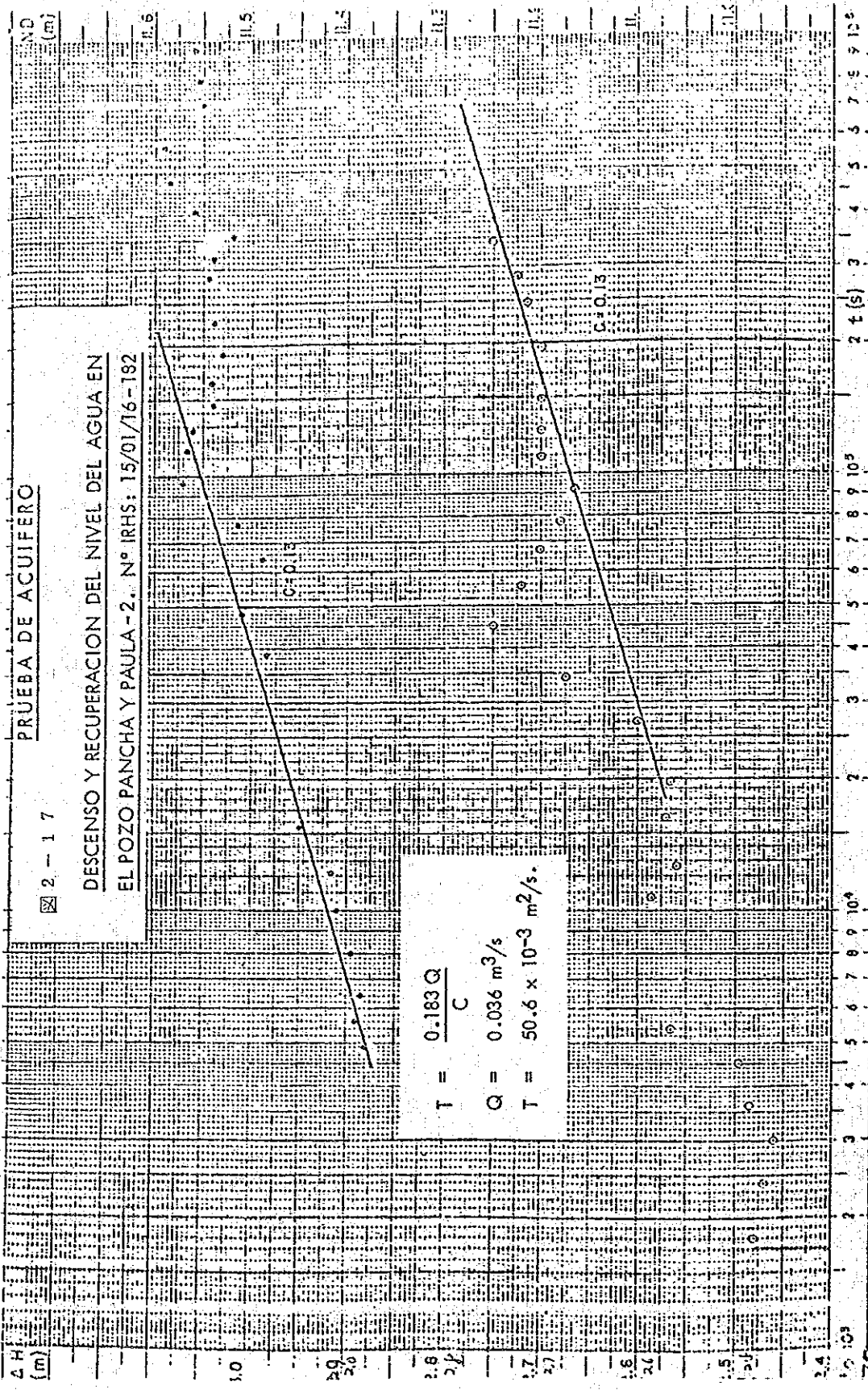
これらの揚水試験については測定時のデータが無いので更に検討してみなくてはならないと考える。

図 2-13 の各井戸の効率曲線(揚水量と水位降下の関係)は、図 2-20 および図 2-21 である。この曲線においても Chillon 川右岸地域の北部地区は南部地区に較べて可なり効率が悪いことを読みとることができる。

この南部地区の効率曲線について考察すれば、このうち最も劣っているのは P-184 でこれは Sta Barbina 丘の東方にわずか 200 m くらい離れた地点であるから当然であろう。

しかし P-44 は図 2-14、P-18 近く(或は同一井かもしれない)即ち Sta Barbina の南西 150 m くらいの地点にあり、地下水の流動方向からすればこの丘の影になり、この





PRUEBA DE ACUIFERO

2 - 1 - 8

DESCENSO DEL NIVEL DEL AGUA EN EL POZO N° IRHS: 15/01/16-184

PIEZOMETRO DEL POZO PANCHA Y PAULA-2 N° IRHS: 15/01/16-182

UBICADO A 165 METROS DE DISTANCIA

$$T = \frac{0.183 Q}{C}$$

$$Q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$$

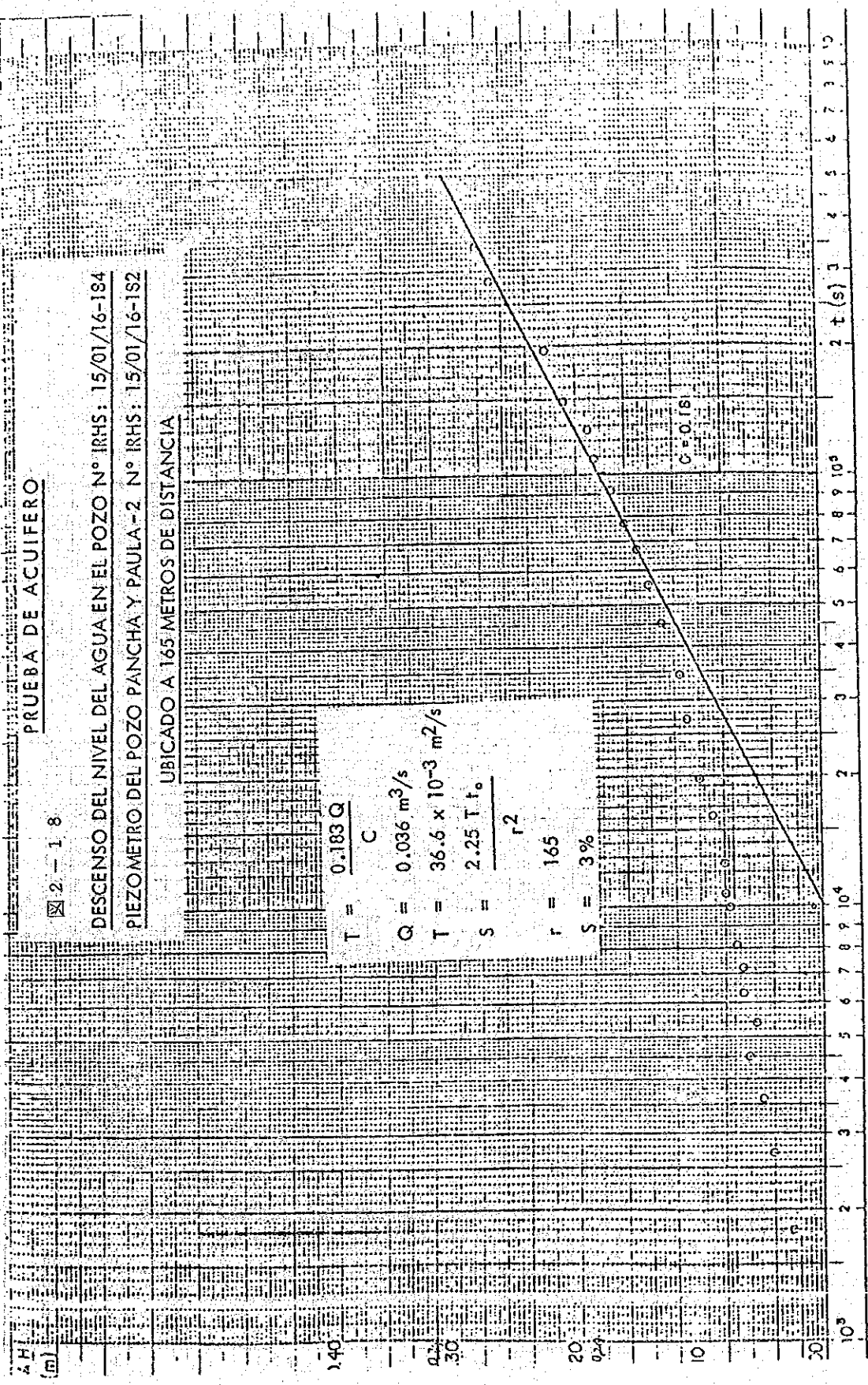
$$T = 36.6 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S = \frac{r^2}{2.25 T t_0}$$

$$r = 165$$

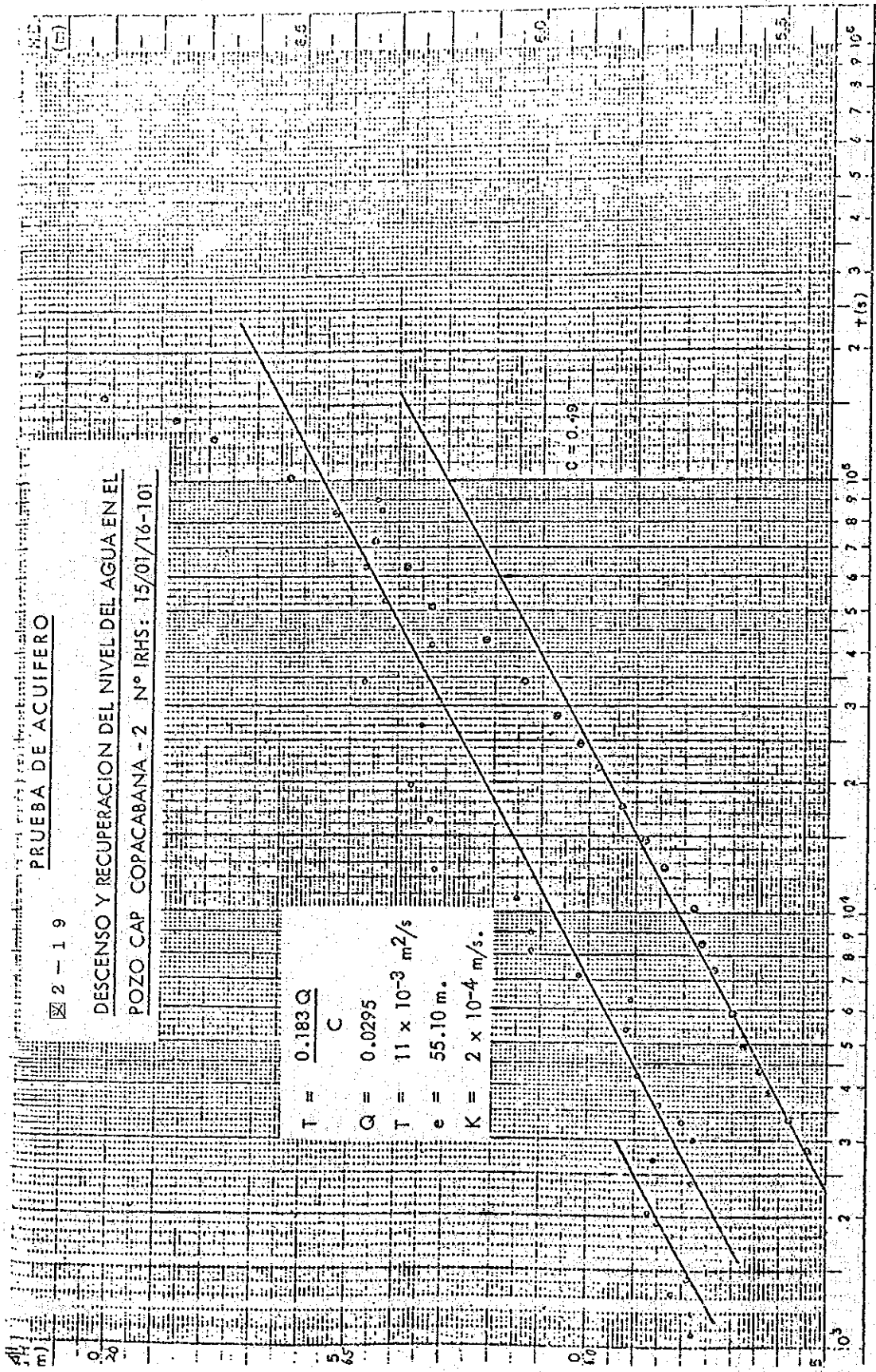
$$S = 3\%$$

C = 0.18



PRUEBA DE ACUIFERO

2 - 1 9  
 DESCENSO Y RECUPERACION DEL NIVEL DEL AGUA EN EL  
 POZO CAP COPACABANA - 2 N° IRHS: 15/01/16-101



$T = \frac{0.193 Q}{C}$   
 $Q = 0.0295$   
 $T = 11 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$   
 $e = 55.10 \text{ m.}$   
 $K = 2 \times 10^{-4} \text{ m/s.}$

よりの効率曲線を示すとは考えにくいところである。

また P-46, P-53 はハイウェーの北東方 200~700 m に位置し、地区としては Puen-te Piedra 地区に属し、このような良好な効率を示すとは考えにくい。

揚水量としては資料を検討し、これらを総合して 18 h/d 運転としての水量を勘案すれば、地区の南西方即ち現在静水位が浅い方面においては水位降下を 20~30 m として 2,500 m<sup>3</sup>/d、また地下水位の比較的低い方面においては 2,000 m<sup>3</sup>/d が適当揚水量と考えられる。

調査検討の結果、現在の計画では井戸 1 井あたりの取水量が過大にすぎ。従って井戸の決定に際しては井戸 1 井当りの計画取水量をかなり余裕をもったものとするともに、井戸の配置に際しては地域性を考慮したものとした。

井戸の本数としては計画取水量を日最大給水量の 10% 増しとして 24,150 m<sup>3</sup>/日とすると、これに対応する井戸は第 1 地区に 3,000 m<sup>3</sup>/日の能力をもつ井戸を 3 井、第 2 地区の南部に 2,500 m<sup>3</sup>/日のものを 3 井、北部に 2,000 m<sup>3</sup>/日のものを 4 井考慮し、計 10 井と考えた。

これら井戸の配置については第 2 段階において再度検討することになろう。

深井戸の仕様は口径 350 mm, 深度 100 m, ストレーナー長 40 m と考えた。図 2-22 は第 1, 第 2 地区を図によって区別したものである。

## 2) 施設の容量検討

### (1) 取水施設

取水施設は既に述べた如く、PUETE PIEDRA の北東 2~4 Km 地域の地下水を対象として建設される予定で、ESAL の提出した計画書によれば、1 井当りの揚水量 50 l/秒 (4,320 m<sup>3</sup>/日) の深井戸を 6 井設置し、1 日 18 時間運転で VENTANILLA の将来に対する水需要に対応する計画となっている。

ここで、これらの深井戸からの揚水量と VENTANILLA の将来の水需要を比較してみれば下記のようになる。

計画取水量：

$$50 \text{ l/秒} \cdot \text{井} \times 6 \text{ 井} \times 86,400 \text{ 秒/日} \times \frac{18}{24} = 19,440 \text{ m}^3/\text{日}$$

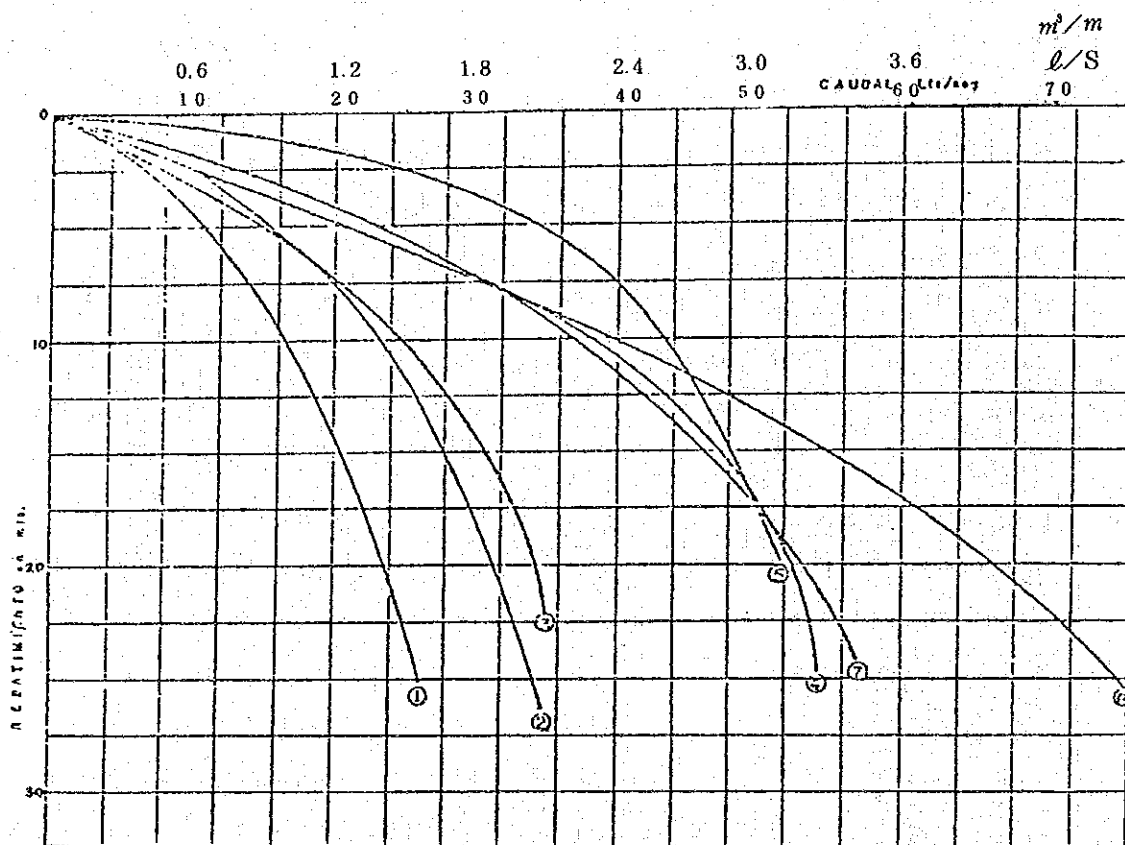
計画日最大給水量：

$$254 \text{ l/秒} \times 86,400 \text{ 秒/日} = 21,950 \text{ m}^3/\text{日}$$

わが国においては、計画取水量は計画 1 日最大給水量の 10% 程度割増して計画するのが一般的で、本計画の如く送水距離が長く、使用管種が A.C.P. であり、その継手部が鑄鉄管 (C.I.P.) のそれと比べて漏水の多いことを考えれば、現在の計画取水量は将来の水需要量に対して少ない嫌いがある。

圖 2-20 效率曲線

CURVAS DE RENDIMIENTO

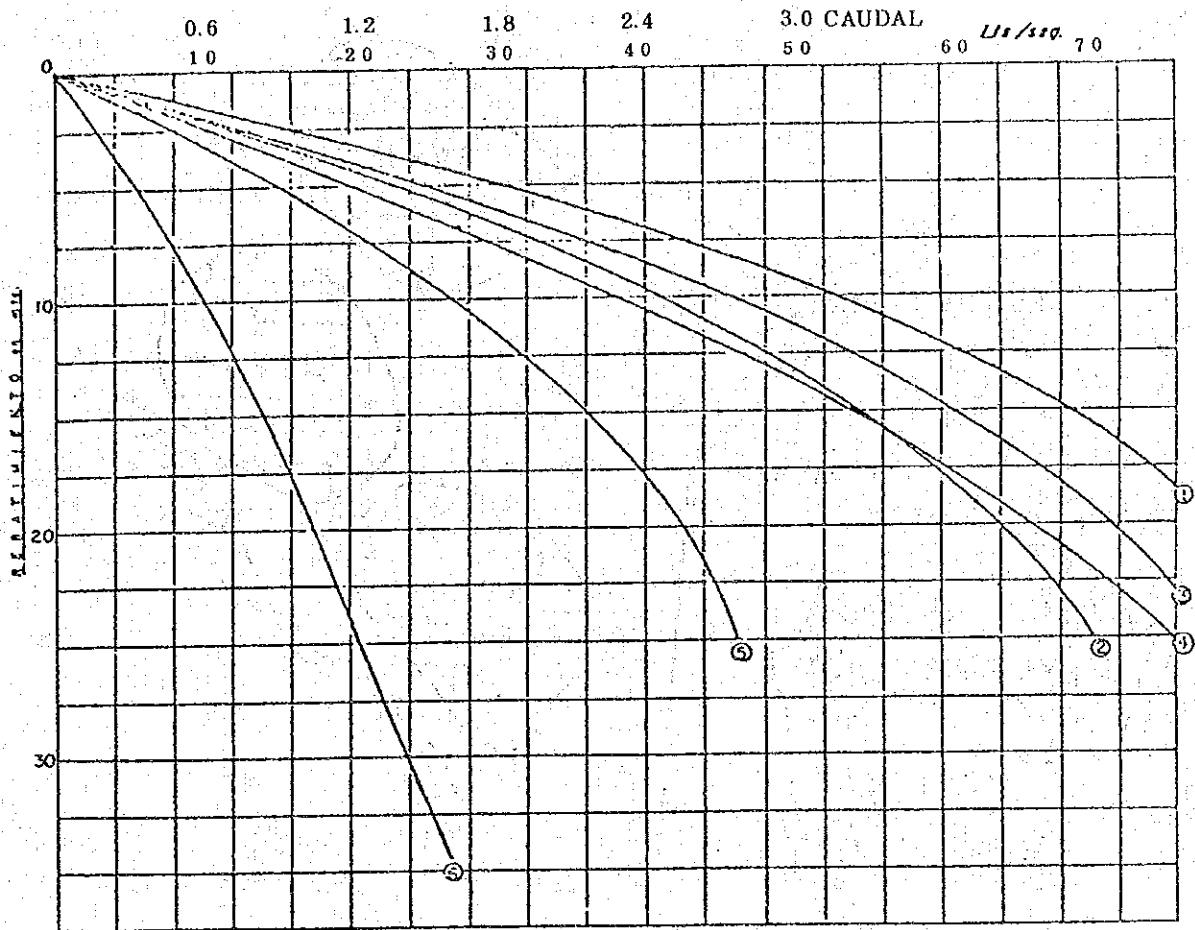


Nº IRHS	NOMBRE DEL POZO	Q/Δl/s/m.
① 15/01/5 - 4	CAP La Molina-Don Abel	1.3
② 15/01/5 - 5	CAP La Molina-Molino Alta	1.5
③ 15/01/5 - 6	CAP La Molina-Batan chico	1.6
④ 15/01/5 - 23	CAP Mariátegui-Agua bendita	2.2
⑤ 15/01/5 - 25	San Lorenzo	2.2
⑥ 15/01/5 - 32	Concejo de Carabaylla	3.0
⑦ 15/01/5 - 58	Luis Kiyon-Fda. Sa. Pedro	1.5

ERA/29-2-79/15-6-CII-70

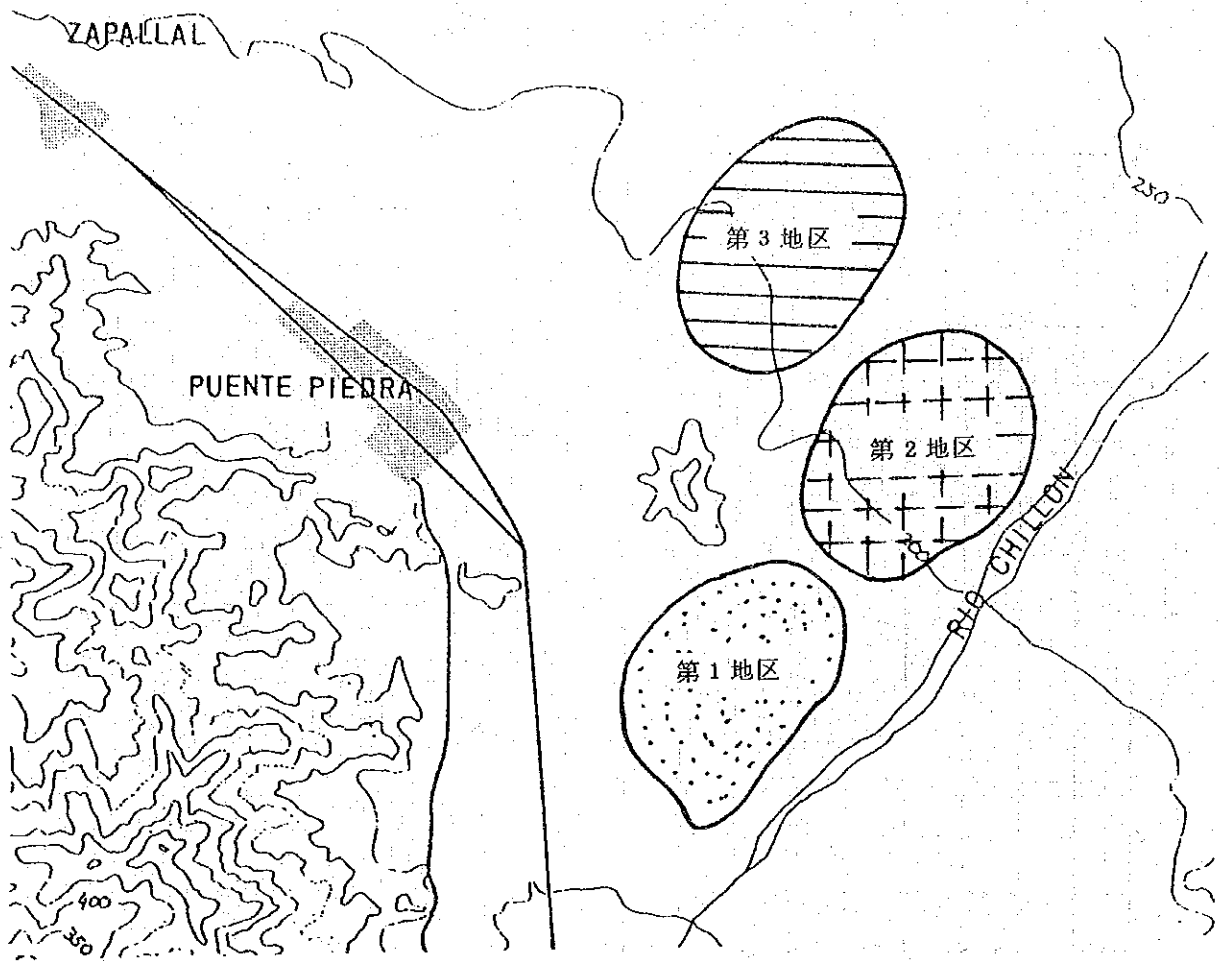
圖 2-21 效率曲線

CURVAS DE RENDIMIENTO



Nº IRHS	NOMBRE DEL POZO	Q/ΔH/m
① 15/01/05-40	CAP Mariategui-Sabrosa	4.5
② 15/01/16-44	CAP Tambo Inga	3.6
③ 15/01/16-46	Motor Import S.A.	4.3
④ 15/01/16-53	Urb. Las Vegas-4	3.2
⑤ 15/01/16-101	CAP Capocabana	2.1
⑥ 15/01/16-184	Arbor Acres	0.8

図 2-22 提案する水源地域とその区分



因みに、計画1日最大給水量に10%割増し、1日運転時間18時間、1井当り揚水量50ℓ/秒の基本値をそのまま用いれば、望まれる深井戸設置数は次の如くなり、あと70~80ℓ/秒の水量手当てが必要となる

$$254 \text{ ℓ/秒} \times 1.1 \times \frac{24}{18} = 373 \text{ ℓ/秒}$$

このような机上の試算はともかくとして、取水施設を計画する上で最も重要なことは、いま予定されている水源地域で1井当り50ℓ/秒なる計画揚水量が経済揚水量(最大揚水量の70%程度)として果して期待できるのかどうかという点と、その様な容量の井戸を何本もこの地域に設置できるのかどうか、水理地質的に十分検討した上で決定されなければならない。

これらの点については、前項の水源地域に対する Preliminary Study において考察されたところであるが、結果として1井当りの揚水負荷が過剰気味であることや、水需要

に対する無制限な地下水開発が地域の地盤沈下に繋がる点等危惧する面の多い見解を持っている。

これらは現地での入手データ等に不備な点もあって、更に詳しい現地踏査を実施することによって明確にすべきであろう。

一方、ZAPALLALにある既存の取水施設については、水位低下の著しい点やポンプ設備の老朽化を考えればVENTANILLAへの取水施設として多くの期待が持てず、むしろZAPALLAL地区の水源として揚水量を抑えた使用方法でもって利用するのが妥当かと考える。

## (2) 送水施設

水源地域の揚水水質については若干のデータ（APPEND参照）があるが、硬度が若干高いが水処理施設を要するものでもなく、そのままVENTANILLAに浄水として送水されることになる。

これらの送水施設に対して計画されている送水ルート、送水方法、送水管について順次検討を加えてみよう。

### 送水ルート

水源地域からVENTANILLAへの送水を計画する上で不都合なことは、水源地域とVENTANILLAの間に横たわる山塊の存在で、その標高がほぼ $+350\sim 400m$ あるのに対して、水源地域は $+200m$ 程度という地形的な問題である。

従って、直線的にVENTANILLAに送水するという最短ルートは、ポンプの使用揚程が非常に高いことや、使用管種の内圧強度の問題、管布設工事上の難点等技術的に困難である。

このように地形上の制約条件を考慮して送水ルートを検討した場合、既存施設の送水ルートであるZAPALLALとVENTANILLAの間の峠を越すルートが最も高低的に有利で、距離的にも若干迂回することとなるが最適なルートと考えられる。このルートを採用すれば、山を越える地点の最大標高が $+235m$ で水源地域との標高差が $35m$ となるので送水方法で種々の検討を加えれば技術的に問題はないものと思われる。ペルー政府の計画する送水ルートも既に図2-23に示した如く水源地域よりPUENTEPIEDRAを通り、PANAMERICAN高速道路沿いにZAPALLALまで延び、そこから既設管の送水ルートを同じ路線を通ず計画となっていて、地形上から考えて妥当な計画と思われる。

### 送水方法

ペルー側から得た送水計画図によれば、3井の深井戸の設置地点が示されていて、それらより個々に出る送水管が順次直結され、一気にVENTANILLAとZAPALLALの間の峠の接続井まで送水される。



一方、計画に関する入手資料によれば、既述した如く水源地域に深井戸6井を設置することとなっていて、両者に相違点が見い出される。この点についてはステージ別とし、第1ステージでの取水施設設置地点とも解釈できるが、いずれにしても数本の井戸からの水量を順次管に直結し、目的地まで送水することは各施設での送水圧の調整等現場管理上の問題点が多々あり、結果として所定の揚水量が得られない例が多い。また、本計画は送水距離が長く、かつ途中で山越え地点（地源地域から約9km地点）があることも考えれば、各施設のポンプの吐出圧が相当高く（水頭80～90m）、これらの点を勘案して3～4本の井戸群をグループ化して、水源地域もしくはその近隣地域にポンプ井（接続井）に集合させ、このポンプ井より一括送水するシステムの方が建設費は多くかかるが、所定水量の確保や管の保護等利点が多いものと思われる。

以上、圧送系の送水方法について触れたが、山越え地点に設置される接続井以降は自然流下系の送水方法である、この場合、頂上からの下り勾配は急傾斜であり、管の保護、流速の過多等を考えた減圧槽（もしくは減圧弁）の設置は必要である。この点についてはESALからの入手資料のみでは明らかではないが、漁業省の計画図面においては適切に減圧槽が配置されていることや、表2-11に示した概算工事費の内訳のうち、国内調達分の品目のうち減圧槽が記載されていることから、恐らく留意されているものと考えらる。

既存のZAPALLAL～VENTANILLA間の自然流下系のうち1970年に計画された送水管にはこの点の処置（図面上）が行われていないことから敢えて指摘して置くものとする。

#### 送水管の容量検討

本計画において考えられている送水管の容量検討を行うに当たって、まず、VENTANILLAの将来における計画1日最大給水量に対する計画取水量（日最大量の10%増し）、各井戸の揚水能力（50ℓ/秒）、1日当りの運転時間（18時間）等を把握した上で、それらの諸元を基にした送水量を算定する必要がある。それらは下記の如くである。

計画1日最大給水量： 254ℓ/秒（21,950m<sup>3</sup>/日）

計画取水量： 254ℓ/秒×1.1 = 280ℓ/秒（24,140m<sup>3</sup>/日）

計画最大送水量： 280ℓ/秒×24/18 = 373ℓ/秒

井戸1井からの計画送水量： 50ℓ/秒

これらの数値を念頭におき、ESALから得た使用管径を検討するものとする。

本計画において使用される送水管の管種及び管種ごとの使用延長は既に述べたところであるが、ここで一括表記した（表2-12）。

表 2-1.2 計画された送水管一覧

送水方式	管種	クラス	延長 (m)
ポンプ圧送	20インチ	A-10	8,207
	16	#	868
	12	#	700
	10	#	1,050
自然流下	14	A-5	1,585
	12	#	1,839

これらの管の使用区間については種々の資料を検討した結果から、この計画は漁業省が1979年に漁業基地に対する給水のために計画した送水計画図をもとにしているため、区間距離についてチェックすることができ、管径については計画送水量をもとに検討することができる。

一方、ESALでは、計画流量に対する管径選定の目安としている値があり、それらに流速、動水勾配の値を補足して表記したものが、表2-13である。これらから管径決定に当っては動水勾配  $I = 3\%$  と流量との関係とベースにしていることがわかる。これはこれで妥当性はあり、われわれもこの程度の動水勾配を計画時の目安としている。

表 2-1.3 管径決定の目安

管径 (インチ)	流量 (ℓ/秒)	I (%)	流速 (m/秒)
16	120	3	0.96
14	84	#	0.87
12	56	#	0.79
10	35	#	0.71
8	19	#	0.62

(註) ウィリアム・ヘーゼンの流速係数  $C = 110$

ESALから得たこの値をヒントとして、ペルー側の考えている管径とそれらの送水容量を動水勾配を3%, 4%, 5%について算定してみると表2-14の如くなる。

まず、ポンプ圧送ルートについて言及すれば、このルートは水源地域から、ZAPALLALとVENTANILLAの間の山越え地点までで図2-23に示すように約35mの標高差があることから、この区間の動水勾配を大きくすると送水ポンプの能力や使用管径の最大使用圧力等の関係で技術的にも経済的に不利であることを考えねばならず、動水勾配5%が採用しうる限界であろう。

これらのことを考え、表2-14と計画水量の諸元を比較すれば現在考えられている

表 2-14 管径に対する送水容量  
単位:  $l/秒$

管径 (inch)	動水勾配 (I)		
	3 ‰	4 ‰	5 ‰
10	35	41	46
12	56	66	74
14	84	98	110
16	120	140	160
20	220	250	280

注)  $C=110$ として算定した。

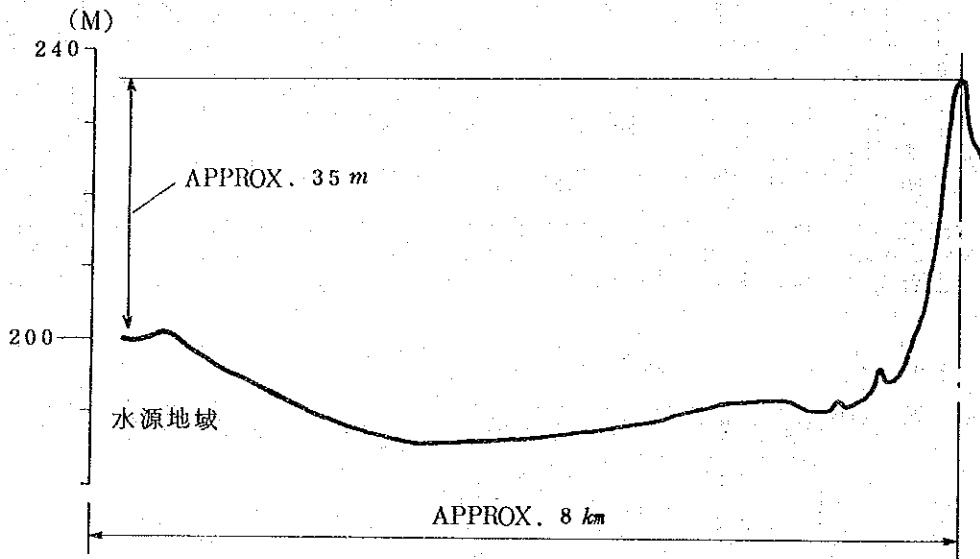
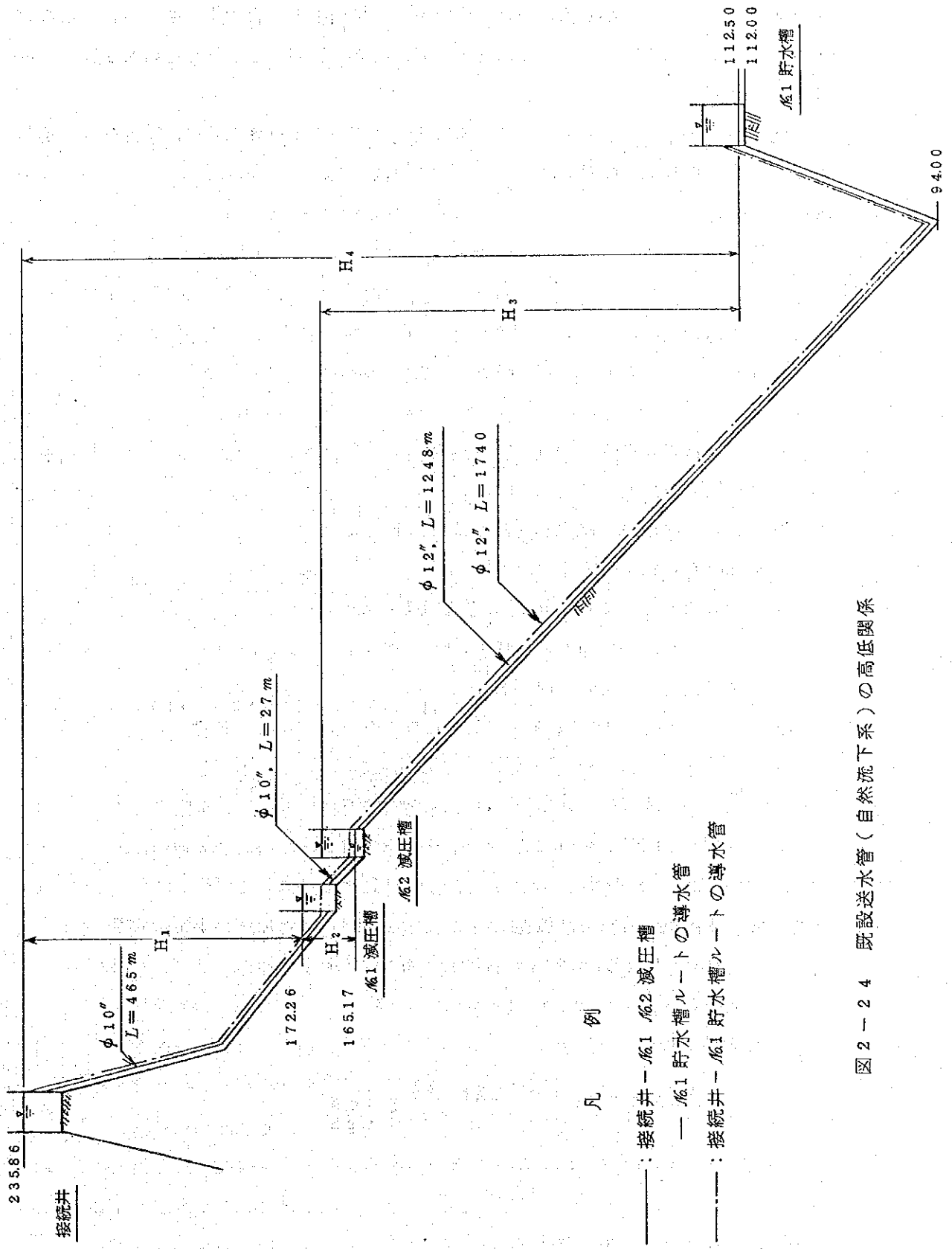


図 2-23 圧送系ルートの地形条件

$\varnothing 20''$  の送水管のサイズでは 1 日 18 時間の揚水条件下での計画最大送水量を送水するのに容量として不足していると思われ、井戸の稼働時間を 1 日 24 時間の連続運転時で何とか納まる管容量といえよう。また、その他の管種もリストとして挙げられているがそれがどのような流量に対して考えられているのか不明であるが、推測すれば 1 井当りの揚水量 ( $50 l/秒$ ) に対して  $\varnothing 10''$ 、2 井分に対して  $\varnothing 12''$ 、3 井分に対して  $\varnothing 16''$  が考えられているようであるが、いずれも 1 サイズ管種を大きくした方がよいものと思われる。これらについても再度の現地調査でより詳しい検討をすべきであろう。

次に山越え後の自然流下系の送水管についてであるが、これらはどの地点まで送水されるのか明らかでないが、VENTANILLA の都市区域部近隣に配置されるであろう貯水槽 (配水池) もしくは既存の貯水槽に流下するものと推測され、その間の標高差が後述



凡 例

- ：接続井 - No.1 No.2 減圧槽
- — — — — No.1 貯水槽ルートの導水管
- · — · — · — No.1 貯水槽ルートの導水管

図 2 - 2 4 既設送水管 (自然流下系) の高低関係

する如く100m以上あり容量的に十分であると思われる。自然流下系についてはむしろ既存の2本の送水管で用は足りると考えられ、それについて検討した結果を以下に示すものとする。

検討に当っては、まず図2-24に各施設間の高さ関係及び使用管種、管延長等を示したが、それらを基に水理計算によるチェックを試みた。

A) 計算条件

- 摩擦損失係数  $\lambda = 0.02$   
 流入損失係数  $f_e = 1.0$   
 屈折損失係数  $f_b = \begin{cases} 30^\circ \cdots 0.073 \\ 45^\circ \cdots 0.183 \\ 90^\circ \cdots 0.99 \end{cases}$   
 弁による損失係数  $f_v = 0.0$  (全開)  
 流出損失係数  $f_o = 0.1$

B) 既設管ルート(1)…減圧槽を有するルート

(1) 接続井からNo.1減圧槽

管径 $\phi 10''$  ( $D=0.25m$ ), 管延長  $L = 465m$

水位差  $H_1 = 235.86 - 172.26 = 63.6m$

屈折箇所数  $\left. \begin{array}{l} 30^\circ \cdots 4 \text{ヶ所} \\ 45^\circ \cdots 1 \end{array} \right\} \therefore f_b = 4 \times 0.073 + 0.183 = 0.475$

$$Q = \frac{\pi \times (0.25)^2}{4} \sqrt{\frac{2g \times 63.6}{(1 + 1 + 0.475 + 1 + 0.02 \frac{465}{0.25})}}$$

$$= 0.049 \times 5.536$$

$$= 0.271 m^3/sec$$

(2) No.1減圧槽からNo.2減圧槽

管径 $\phi 10''$  ( $D=0.25m$ ), 管延長  $L = 27m$

水位差  $H_2 = 172.26 - 165.17 = 7.09m$

屈折箇所数 なし

$$Q = \frac{\pi \times (0.25)^2}{4} \sqrt{\frac{2g \times 7.09}{(1 + 1 + 1 + 0.02 \frac{27}{0.25})}}$$

$$= 0.049 \times 6.241$$

$$= 0.306 m^3/sec$$

(3) No.2減圧槽からNo.1貯水槽

管径 $\phi 12''$  ( $D=0.3m$ ), 管延長  $L = 1248m$

$$\text{水位差 } H_3 = 166.82 - 112.50 = 54.32 \text{ m}$$

屈折箇所数  $30^\circ \dots 9$ ヶ所  
 $45^\circ \dots 4$

$$\therefore fb = 9 \times 0.073 + 4 \times 0.183 = 1.389$$

$$Q = \frac{\pi \times (0.3)^2}{4} \sqrt{\frac{2g \times 54.32}{(1 + 1 + 1.389 + 1 + 0.02 \frac{1,248}{0.3})}}$$

$$= 0.07065 \times 3.486$$

$$= 0.246 \text{ m}^3/\text{sec}$$

### C) 既設管ルート(II) …増設分

#### (I) 接続井からNo.1貯水槽

管径  $\phi 12''$  ( $D=0.3 \text{ m}$ ), 管延長  $L = 1.740 \text{ m}$

$$\text{水位差 } H_4 = 235.86 - 112.50 = 123.36 \text{ m}$$

屈折箇所数  $30^\circ \dots 13$ ヶ所  
 $45^\circ \dots 5$   
 $90^\circ \dots 1$

$$\therefore fb = 13 \times 0.073 + 5 \times 0.183 + 0.99 = 2.854$$

$$Q = \frac{\pi \times (0.3)^2}{4} \sqrt{\frac{2g \times 123.36}{(1 + 1 + 2.854 + 1 + 0.02 \frac{1,740}{0.3})}}$$

$$= 0.07065 \times 4.454$$

$$= 0.315 \text{ m}^3/\text{sec}$$

以上、既設管の2系列の流下能力を検討した結果から、それらの流下能力は十分あり、No.1貯水槽までの流下量は2系列併せて55.0ℓ/秒程度となって、将来の計画最大送水量を大幅に上廻っている。従って、当面はNo.1貯水槽までは既存の送水管を利用し、No.1貯水槽以降の送水管を考慮すればよいのではないかと。

但し、既存の送水管は2系列とも老朽化の問題や考えられる最大静水圧に対する使用管種にも問題があり、それらに対する配慮として、新しい管布設を必要とするかも知れない。これらも今後再検討すべき事項であろう。

#### (3) 貯水施設

貯水施設については、現有貯水容量4,000 $\text{m}^3$ に対して、更に3,000 $\text{m}^3$ のPCタンク3基、計9,000 $\text{m}^3$ の増設を計画している。

わが国の貯水施設(配水池)に対する容量は、計画1日最大給水量の8~12時分に消火用水量を加味して容量決定を行うのが一般的で、人口40,000人規模では、計画1日最大給水量の8時間分に消火水量500 $\text{m}^3$ プラスして決定する。

因みに、それをベースにして必要貯水槽、容量の算定をしてみると次の如くなる。

$$\text{計画1日最大使用量: } 21,950 \text{ m}^3/\text{日}$$

貯水槽必要容量： $21,950 \times 8 / 24 + 500 \div 8,000 m^3$

この貯水槽必要容量と既存容量から、わが国の基準に合せた増設必要容量は  $4,000 m^3$  となり、計画している貯水槽の増設容量はいささか過大と考えられる。もちろん、貯水施設の容量はその国、その都市の水の使用形態やその特殊性に基づくべきもので一概に云えないが、取水施設の故障時を加味しても計画1日最大給水量の10時間分に消火時の用水量 ( $500 m^3$ ) を加味して  $10,000 m^3$  ( $21,950 \times 10 / 24 + 500 \div 10,000$ ) 程度にし、従って、増設分  $6,000 m^3$ 、 $3,000 m^3$ /基を2基設置し、もしくは  $2,000 m^3$ /基を3基設置するのが妥当であろう。

貯水槽の設置地点は現段階では明らかではないが、定められた配水区域との兼ね合いで、最も適切な位置を選定すべきである。

### 3) 将来計画に対する問題点

調査団に対して提示された VENTANILLA の水道整備計画案について技術的な見地から検討した結果、ペルー政府から出された計画案は1979年に漁業省が VENTANILLA の西に建設が予定される漁業基地への水道用水供給計画を行った際の計画図面を参考に立案されたものと思われ、施設個々の規模、構造等に検討が十分行き届いていない面がある。この点については本年8月1日より VENTANILLA の上下水道事業を管轄することになった ESAL によって今後検討されることとなるが、調査団のペルー案に対する技術検討結果から問題点を採り上げ列挙すれば下記の如くである。

- (1) 水源及び取水施設数等については、水源地域に対する Preliminary Study で指摘した如く、この地域に1井当り  $50 l$ /秒の揚水計画は過大であると思われ、これらの見直し及び井戸設置地点等についてより十分な調査が必要である。これらによって、VENTANILLA の水道用水の将来需要に対応する計画取水量を確保するために1井当りの経済揚水量として1日どの程度期待でき、また、何本の井戸をどの地点に設置すべきか、1日当りの運転時間をどの様に考えるかは、施設計画全般に重要な影響を与えるもので、このプロジェクトを遂行するに当って最も優先しなければならない事柄であると思われ、更に前進したより詳しい調査によって明確にしなければならない問題である。
- (2) 送水施設については、送水ルートは適切であると思われるが、その送水方法として何本もの井戸からの圧送水をそのまま全てパイプに直結して目的地まで送水する方法は種々の問題点を抱えているので、3~4本の井戸を1つのグループとして各グループからの圧送水は水源地域もしくは近隣の適切な地点で一旦ポンプ井に受け、一括してポンプアップする方式の採用を推める。現地の使用管種、管の施工性(特に継手部)及び地形条件によっては ZAPALLAL にもう一段のポンプ井の必要性が生じるかも知れないので、次の Step での調査での検討事項となる。

自然流下系においては、相当アップ&ダウンの多い、また急傾斜である地形を勘案して、各貯水槽への送水計画は面密な水理学的考察が必要となろう。

- (3) 貯水施設（配水池）の増設容量は計画1日最大給水量に比して過大であると思われ、トータル容量を10,000 m<sup>3</sup>程度に抑えるべきではないかと判断する。この点についても VENTANILLA や LIMA の時間別の水使用形態等調査した上で再確認する必要がある。
- (4) 配水管については、この報告書において検討が為されていないが、それらをひも解く資料がなく、施設そのものの計画に対する考え方は妥当であり、その整備はよく行き届いているとのことなので調査対象からはずしてよいものと思われる。

以上、ペルー政府の VENTANILLA に対する水道計画案を基にコメントしたが、これらを踏えた、第2段階の調査が是非必要であると判断する。

#### 4) 代替案の提案

##### (1) 全体計画案

ペルー政府の指示した計画案についての技術検討結果から、種々の問題点が指摘できたので、このペルー案を基にしてここに代替案を示すものとした。

##### 計画条件

- (1) 計画1日最大給水量…… 21,950 m<sup>3</sup>/日
- (2) 計画取水量…… 24,150 m<sup>3</sup>/日
- (3) 深井戸設置本数…… 10井
- $$\left. \begin{array}{l} 3,000 \text{ m}^3/\text{日}\cdot\text{井}\times 3 \text{ 井} \\ 2,500 \text{ m}^3/\text{日}\cdot\text{井}\times 3 \text{ 井} \\ 2,000 \text{ m}^3/\text{日}\cdot\text{井}\times 4 \text{ 井} \end{array} \right\} = 24,500 \text{ m}^3/\text{日} > 21,950 \text{ m}^3/\text{日}$$
- (4) 揚水時間…… 20時間/日
- (5) 計画最大送水量…… 340 ℓ/秒

##### 施設概要

各施設の設置位置、送水ルートは図2-25に示すとおりである。

##### (1) 取水施設（A～I）

取水施設は10ヶ所に設置、各施設はポンプ室、水中モーターポンプ、電気設備を備えるものとする。

- 1. 施設 A, B, C : Q = 3,000 m<sup>3</sup>/日・井, 井戸深 100 m
- 2. 施設 D, E, F : Q = 2,500 m<sup>3</sup>/日・井, 井戸深 100 m
- 3. 施設 G, H, H', I : Q = 2,000 m<sup>3</sup>/日・井, 井戸深 100 m

##### (2) 導水施設

便宜上、各取水施設より送水ポンプ井までを導水施設とする。



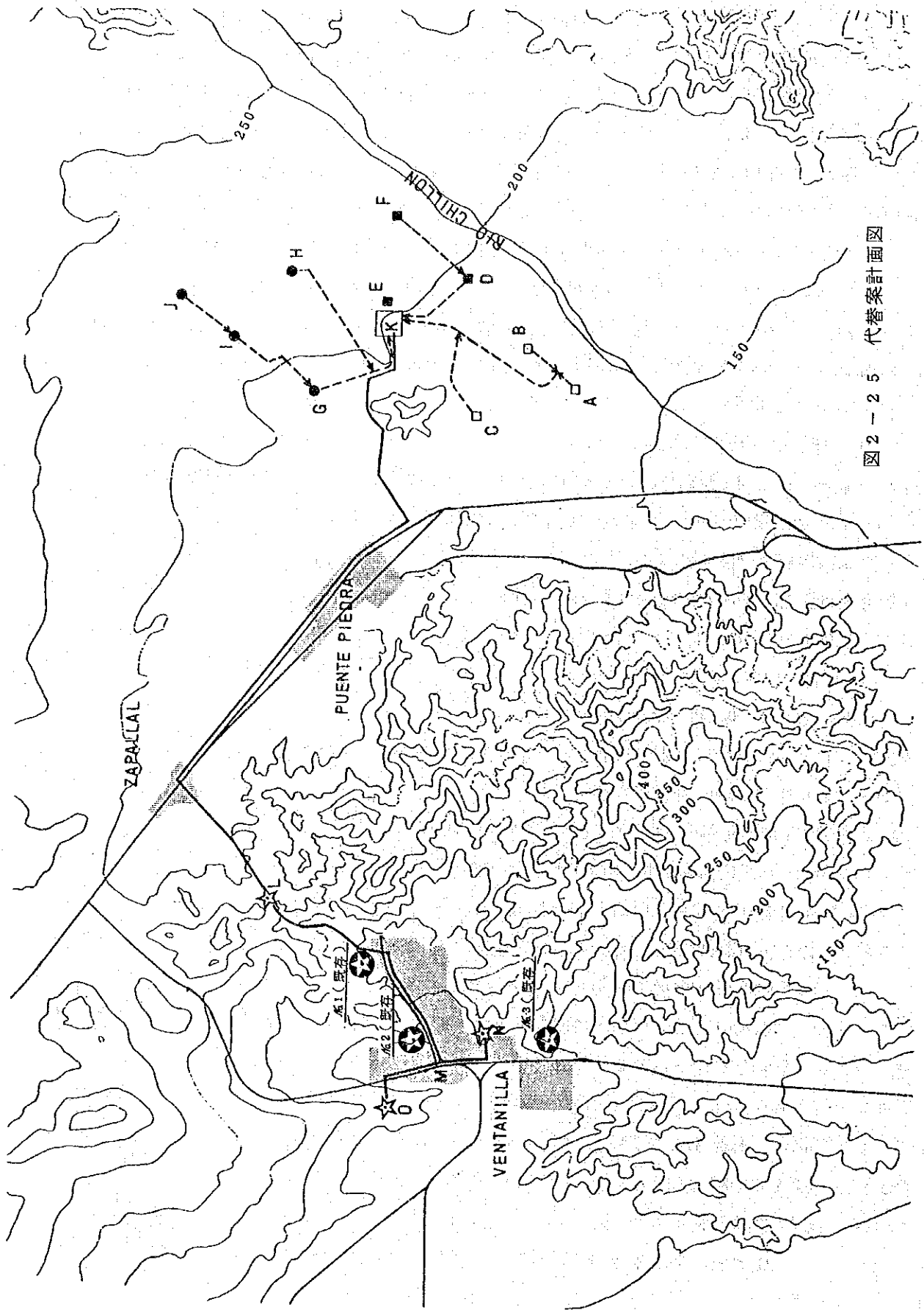


図 2 - 2 5 代替案計画図

### 導水管

管 径	クラス	延 長
Ø10"	A-5	3,700 m
Ø12"	"	2,800 m
Ø14"	"	3,200 m
Ø16"	"	1,000 m

### (3) 送水施設

#### イ. 送水ポンプ井&ポンプ室

ポンプ井：有効容量 720 m<sup>3</sup> (鉄筋コンクリート造)

ポンプ室：建築面積 360 m<sup>2</sup> (強化ブロック造)

(電気室, 発電機室含む)

設 備：送水ポンプ, 操作盤, 発電機設置

#### ロ. 送水管

管 径	クラス	延 長
Ø24"	A-10	8,000 m
Ø14"	A-10	3,300 m
Ø12"	A-10	1,000 m
Ø12"	A-5	500 m

#### ハ. 減圧槽

有効容量 200 m<sup>3</sup> (鉄筋コンクリート造) × 3 槽

### (4) 貯水施設

有効容量 3,000 m<sup>3</sup> (P.C造) × 2 槽

### (2) プロジェクトのステージング

ペルー案に対する代替案として提案された全体計画案については、現在の VENTANILLA の水需要の実状及び既存施設の容量検討結果等を勘案すれば、このプロジェクトは 2 つのステージに区分けし、実施されるべきであろう。

すなわち、取水施設を除く既存施設は改修等の処置を施すことによって現在の水需要 (1 日最大給水量) に何とか対応できるもので、急務とされるものは水需要に呼応する新しい水源地域での取水施設の建設と取水された浄水を既存施設に繋ぐ送水施設の建設であろうかと考える。

従って、現在の VENTANILLA の生活環境の改善を図る施設の整備を 1-ST STAGE と定め、続いて将来の VENTANILLA の水需要に対する施設拡充を 2-ND STAGE として実施する段階的なプロジェクトへのアプローチが投資効果も高く、より実現性を

伴う計画であると判断する。

上記の考えを基にして、各施設のステージングを行ったものが図2-26である年次のな要因を踏まえて図示するものとした。

図2-26 プロジェクトのステージング

項 目	1-ST STAGE			2-ND STAGE				
	1981	'82	'83	'84	'85	'86	'87	'88
1) 取水施設 ポンプ室, ポンプ, 電気設備含								
(1) Q = 3,000 m <sup>3</sup> /日・井×3井			9900 m <sup>3</sup> /日					
(2) Q = 2,500 m <sup>3</sup> /日・井×3井			7500 m <sup>3</sup> /日					
(3) Q = 2,000 m <sup>3</sup> /日・井×4井						8000 m <sup>3</sup> /日		
2) 導水施設(管布設)								
Ø10" (クラスA-5)×3,700 m			1000 m			2700 m		
Ø12" ( " )×2,800 m			2200 m			600 m		
Ø14" ( " )×3,200 m			2900 m			300 m		
Ø16" ( " )×1,000 m			1000 m					
3) 送水施設								
(1) 送水ポンプ場 ポンプ井, ポンプ, 電気設備, 発電機一式			(全体)					
(2) 送水管布設								
Ø24" (クラスA-10)×8,000 m			8000 m					
Ø14" (クラスA-10)×3,300 m						3300 m		
Ø12" (クラスA-10)×1,000 m						500 m		
Ø12" (クラスA 5)×500 m						500 m		
(3) 減圧槽 R.C造り×3槽			1槽			2槽		
4) 貯水施設 P.Cタンク×2基						1基		1基

2-3-5 概算工事費の見直し

図2-26にしたがい、提案した代替案に対する概算工事費の積算結果を表2-15に示した。これらの結果から1-ST STAGEの合計額がベルー案の援助要請に負した全体計画額と近似していることがわかる。

従って、わが国としては1981年の初期に1-ST STAGEに要する資金需要に対して、外貨部分の全額及び内貨部分のほぼ半額を併せて、7億円の無償援助を実現することによってこのプロジェクトは大きく前進することを信ずる次第である。



表2-15 概算工事費 (UNIT:×10<sup>3</sup>円)

LOCAL : LOCAL CURRENCY  
FOREIGN: FOREIGN CURRENCY

FACILITY	1-ST STAGE						2-ND STAGE						TOTAL						
	EQUIPMENT & MATERIAL		CIVIL WORK		TOTAL		EQUIPMENT & MATERIAL		CIVIL WORK		TOTAL		EQUIPMENT & MATERIAL		CIVIL WORK		TOTAL		
	LOCAL	FORE-IGN	LOCAL	FORE-IGN	LOCAL	FORE-IGN	LOCAL	FORE-IGN	LOCAL	FORE-IGN	LOCAL	FORE-IGN	LOCAL	FORE-IGN	LOCAL	FORE-IGN	LOCAL	FORE-IGN	
1) 取水施設																			
ポンプ室, ポンプ, 電気設備等																			
深井戸Q=3,000m <sup>3</sup> /日・井×3井	11,700	25,800	6,000		17,700	25,800							11,700	25,800	6,000		17,700	25,800	
深井戸Q=2,500m <sup>3</sup> /日・井×3井	11,700	21,600	6,000		17,700	21,600							11,700	21,600	6,000		17,700	21,600	
深井戸Q=2,000m <sup>3</sup> /日・井×4井							15,600	26,000	8,000				15,600	26,000	8,000		23,600	26,000	
SUB-TOTAL	23,400	47,400	12,000		35,400	47,400	15,600	26,000	8,000				39,000	73,400	20,000		59,000	73,400	
2) 導水管布設																			
Ø10" (クラスA-5)	4,500		500		5,000		12,200		1,400		13,600		16,700		1,900		18,600		
Ø12" ( " )	13,600		1,200		14,800		3,700		300		4,000		17,300		1,500		18,800		
Ø14" ( " )	21,600		1,900		23,500		2,200		200		2,400		23,800		2,100		25,900		
Ø16" ( " )	11,000		800		11,800								11,000		800		11,800		
SUB-TOTAL	50,700		4,400		55,100		18,100		1,900		20,000		68,800		6,300		75,100		
3) 送水施設																			
(1) 送水ポンプ場																			
ポンプ井, ポンプ室, ポンプ設備, 電気設備, 発電機等	18,900	299,000	16,300		35,200	299,000							18,900	299,000	16,300		35,200	299,000	
(2) 送水管布設																			
Ø12" (クラスA-5)							3,100		800		3,900		3,100		800		3,900		
Ø12" (クラスA-10)							9,000		1,700		10,700		9,000		1,700		10,700		
Ø14" ( " )							38,200		7,000		45,200		38,200		7,000		45,200		
Ø24" ( " )	249,400	62,400	13,700		263,100	62,400						249,400	62,400	13,700		263,100	62,400		
(3) 減圧槽																			
R-C造 3槽設置	2,500		2,800				5,000		5,600		10,600		7,500		8,400		15,900		
SUB-TOTAL	270,800	361,400	32,800		303,600	361,400	55,300		15,100		70,400		326,100	361,400	47,900		374,000	361,400	
4) 貯水施設																			
P.Cタンク 2基設置							42,800		19,200		62,000		42,800		19,200		62,000		
SUB-TOTAL							42,800		19,200		62,000		42,800		19,200		62,000		
5) 供与機材, その他																			
(1) ボーリング機械一式		104,000				104,000								104,000				104,000	
(2) 技術指導&トレーニング				20,000		20,000									20,000		20,000		
(3) 調査設計費			30,000		30,000										30,000		30,000		
SUB-TOTAL		104,000	30,000	20,000	30,000	124,000								104,000	30,000	20,000	30,000	124,000	
TOTAL	344,900	512,800	79,200	20,000	424,100	532,800	131,800	26,000	44,200		176,000	26,000	476,700	538,800	123,400	20,000	600,100	558,800	
	857,700		99,200		956,900		157,800		44,200		202,000		1,015,500		143,400		1,158,900		

JICA