

CORPORACION NACIONAL FORESTAL  
IV REGION - CHILE



ROSLAC - P.R.M.  
MONTEVIDEO - URUGUAY

INSTRUCTIVOS TECNICOS

ELEMENTOS TECNICOS DE HIDROLOGIA II

PROYECTO REGIONAL MAYOR SOBRE USO Y  
CONSERVACION DE RECURSOS HIDRICOS EN  
AREAS RURALES DE AMERICA LATINA Y EL  
CARIBE

## P R E F A C I O

En la filosofía de trabajo que detenta el Programa de Manejo de Cuencas Hidrográficas de CONAF, IV Región, se aprecia la importancia de incidir en forma concreta, en la capacitación de los ingenieros y técnicos que desempeñan labores de planificación y ejecución de acciones sobre el medio físico, y en particular sobre el manejo y aprovechamiento de los recursos hídricos.

En el contexto señalado, los instructivos técnicos han constituido una herramienta práctica de trabajo hidrológico e hidráulico, la cual no solo ha sido útil a los profesionales de CONAF, sino que a otras instituciones regionales y nacionales. Así, en 1986 se editó el primer número del libro "Elementos Técnicos de Hidrología", recopilación de los primeros seis instructivos técnicos, y cuyos resultados motivaron la publicación del presente documento.

El documento en cuestión, corresponde a una nueva recopilación de instructivos técnicos, el cual destaca por la mayor incorporación de profesionales que han editado trabajos, y los cuales no solo pertenecen a CONAF, sino que a otras instituciones, lo que significa sin duda, un nuevo avance en esta materia.

La Dirección Regional de CONAF, así como el Proyecto Regional Mayor de UNESCO/ROSTLAC, agradecen el valioso aporte de los profesionales que han participado en esta oportunidad y, a la vez es su deseo, que esta acción sea el inicio de una expresión técnica permanente en el futuro, dados los resultados que se están visualizando.

GUTDO SOTO ALVAREZ  
INGENIERO FORESTAL  
DIRECTOR CONAF IV REGION  
CHILE

CARLOS FERNANDEZ JAUREGUI  
ESPECIALISTA EN CS. DEL  
AGUA Y MEDIO AMBIENTE  
UNESCO/ROSTLAC  
URUGUAY

#### AUTORES:

- Manuel Roberto Pizarro Tapia (1)  
Ing. Forestal.
- Iván Rodrigo Hernández Gentina (2)  
Ing. Forestal.
- Jaime Muñoz Rodríguez (3)  
Ing. Civil.
- Hernán Torres Godoy (4)  
Ing. Civil.
- Genaro Torres Miranda (5)  
Ing. de Ejecución Agrícola.

- (1) Jefe Programa Manejo de Cuencas Hidrográficas, CONAF IV Región
- (2) Jefe Provincial Limarí, CONAF IV Región
- (3) Director Regional, D.G.A. IV Región
- (4) Jefe de Planificación SENDOS, IV Región
- (5) Encargado de Meteorología, D.G.A. IV Región

~~~~~

- CONAF : Corporación Nacional Forestal
- D.G.A. : Dirección General de Aguas
- SENDOS : Servicio Nacional de Obras Sanitarias

## I N D I C E

|                                                                                                                                                     |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| I . Determinación de valores probabilísticos para variables hidrológicas, en base a la función de Goodrich. (Instructivo Técnico Nº7) .....         | 1  |
| II . Las terrazas de banco de la cuenca de Cuz-Cuz, Choapa. Especificaciones técnicas, costos, usos y rendimientos. (Instructivo Técnico Nº8) ..... | 19 |
| III. Análisis de algunas metodologías para la estimación de la erosión hídrica. (Instructivo Técnico Nº9).....                                      | 37 |
| IV . Cálculo de canales trapezoidales para conducción de agua. (Instructivo Técnico Nº10) .....                                                     | 57 |
| V . Resumen de conceptos básicos sobre la extracción de aguas subterráneas a través de drenes. (Instructivo Técnico Nº11) .....                     | 79 |
| VI . Estaciones hidrometeorológicas, tipos de instrumentos y su función. (Instructivo Técnico Nº12).....                                            | 92 |

INSTRUCTIVO TECNICO N° 7

DETERMINACION DE VALORES PROBABILISTICOS  
PARA VARIABLES HIDROLOGICAS, EN BASE A  
LA FUNCION DE GOODRICH

ROBERTO PIZARRO TAPIA  
INGENIERO FORESTAL

DETERMINACION DE VALORES PROBABILISTICOS  
PARA VARIABLES HIDROLOGICAS, EN BASE A  
LA FUNCION DE GOODRICH

1.- INTRODUCCION:

Un elemento característico de las variables hidrológicas, lo constituye la marcada aleatoriedad de los valores que alcanzan, sumado lo anterior a la carencia de estadísticas consistentes en tiempo y espacio. Así por ejemplo, las precipitaciones no llegan a ser determinadas en forma precisa y determinística, debido a variaciones en las formas de medición y factores externos a la medida.

En el marco señalado, se llega a definir que es necesario trabajar en el ámbito probabilístico, por lo cual cobra importancia la función matemática elegida para representar a la variable aleatoria; así, se señala que la función de Gumbel, ajusta bien a valores extremos, es decir máximos o mínimos. No obstante y sin descalificar esta última función para su uso en valores medios, la literatura respectiva enuncia que para este tipo de información la función más adecuada para representar probabilidades de ocurrencia, corresponde a la de Goodrich, la cual será estudiada en su aplicación, en los siguientes puntos.

2.- FUNCION DE GOODRICH:

2.1. Características de la función.

La función de Goodrich, posee la cualidad que elimina en el hecho, valores extremos, es decir, aquellos cuya probabilidad de ocurrencia es muy pequeña.

Por lo mismo, consigue suprimir las distorsiones que puede provocar un solo valor anómalo.

Ahora bien, una variable aleatoria E sigue una distribución de probabilidad de Goodrich, si:

$$F(x) = P(E \leq x) = 1 - e^{-a(x-x_1)^{1/p}}$$

$$\text{con } x_1 \leq x < \infty$$

Es preciso que  $x \geq x_1$ , para que la función matemática posea sentido, toda vez que el mínimo de ésta, se encuentra cuando  $x = x_1$ .

$$\text{Es decir } \frac{dF(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = x_1$$

Por otra parte, x representa el valor a asumir por la variable aleatoria, e base de los logaritmos neperianos y con  $x_1$ , a y p, parámetros.

Para la determinación de estos parámetros, debe recurrirse al siguiente sistema de ecuaciones:

$$\frac{m_3}{s^3} = p(p) \quad (1)$$

$$a^{2p} = \frac{1}{s^2} \left[ \Gamma(2p+1) - \Gamma^2(p+1) \right] \quad (2)$$

$$x_1 = \bar{x} - \frac{\Gamma(p+1)}{a^p} \quad (3)$$

donde:

$$m_3 = \text{momento central de orden tres.}$$

$$s^3 = \text{desviación típica al cubo.}$$

$$p(p) = \text{función auxiliar de Goodrich.}$$

$$s^2 = \text{varianza muestral.}$$

$$\Gamma = \text{función Gamma.}$$

$$\bar{x} = \text{media muestral.}$$

## 2.2. Análisis de los componentes principales del sistema de ecuaciones.

### 2.2.1. Momento central de orden tres.

Se define como la sumatoria de los desvíos de la serie de datos, con respecto a su media elevados al cubo, y cuya sumatoria se divide por el número de datos.

$$m_3 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{n}$$

Esta expresión, puede ser definida de otra forma.

$$\text{Sea } \sum (x_i - \bar{x})^3 = b$$

$$b = \sum (x_i^3 - 3x_i^2 \bar{x} + 3x_i \bar{x}^2 - \bar{x}^3)$$

$$= \sum x_i^3 - 3\bar{x} \sum x_i^2 + 3\bar{x}^2 \sum x_i - n \bar{x}^3$$

Si se divide b por n, se tiene.

$$\frac{b}{n} = \frac{\sum x_i^3}{n} - \left( \frac{3\bar{x}}{n} \sum x_i^2 - \bar{x} \sum x_i \right) - \bar{x}^3$$

Luego:

$$m_3 = \frac{\sum x_i^3}{n} - \left( 3\bar{x}\bar{x}^2 + \bar{x}^3 \right)$$

con  $\bar{x}^2$  = varianza poblacional.

## 2.2.2. Función auxiliar de Goodrich.

Se denomina de esta forma, a la función que permite asimilar para este caso, la expresión,  $m_3/s^3$ , y a través de la cual es posible determinar p.

Al final de este documento, se presenta la tabla Nº1 con los valores a asumir por la función p, auxiliar de Goodrich.

## 2.2.3. Función Gamma.

Al observar el sistema de ecuaciones, se advierte que éste considera, para su resolución, la utilización de la función Gamma.

Esta función, presenta algunas características que no es del caso analizar; sólo se plantearán algunos aspectos.

i.- La tabla Nº2, entrega los valores de la función gamma, a la cual se debe entrar por la parte izquierda, y ubicado el segundo decimal, se determina la fila y columna que expresa el valor a asumir por la función.

ii.- Se debe tener presente, que:

$$- \Gamma(p) = (p-1)!$$

$$- \Gamma(p+1) = p! = p \Gamma(p)$$

$$- \Gamma(p-1) = (p-2)\Gamma(p-2)$$

Es decir, en algunas ocasiones no será posible aplicar directamente la tabla, por lo cual se debe hacer una transformación, la que en términos generales puede plantearse como:

$$\Gamma(p+m) = (p+m-1)(p+m-2)(p+m-3) \dots (p+m-m) \Gamma(p)$$

$$\text{con } 1 \leq p \leq 1.99$$

## 2.3. Medidas de bondad de ajuste.

Las medidas a considerar para definir la calidad del ajuste realizado, son el coeficiente de Determinación y el de Kolmogorov-Smirnov. Sin embargo, ello no obsta para que puedan ser utilizados otros métodos, que la literatura respectiva brinda, y los cuales puedan considerarse útiles a los objetivos del estudio.

En este documento, se utilizarán el coeficiente de determinación y el test de Kolmogorov para el ejemplo que a continuación se detalla.

### 3.- EJEMPLO PRACTICO:

Se desea conocer la ley de distribución de las precipitaciones anuales de la estación pluviométrica Illapel D.G.A., la cual está ubicada en la provincia de Choapa y posee diez años de registros, desde 1976 a 1985.

La información con que se cuenta, es la siguiente:

CUADRO N°1: Precipitaciones anuales en Illapel.

| A Ñ 0   | 76   | 77    | 78    | 79   | 80    | 81    | 82    | 83    | 84    | 85   |
|---------|------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| pp (mm) | 77.5 | 191.4 | 169.5 | 36.3 | 252.2 | 130.7 | 292.7 | 212.1 | 286.5 | 55.9 |

Se aprecia claramente, que la extensión de la serie estadística no permite satisfacer requerimientos mínimos de consistencia. Sin embargo, y como ya ha sido planteado, esta característica es algo común en nuestro país, con algunas excepciones, no obstante que tampoco se ha elegido una serie lo suficientemente larga, dado que su objetivo central apunta a entregar un esquema metodológico.

#### 3.1. Ajuste a Goodrich.

De la información entregada, se pueden calcular algunos parámetros.

Así,

$$m_3 = -77249.2 \quad S^3 = 816273.7$$

$$S^2 = 8734.2 \quad \bar{x} = 170.48$$

Con éstos, es posible ir conformando el sistema de ecuaciones citado en 2.1.

Luego,

$$\frac{m_3}{S^3} = -0.0946 = P(p)$$

Con este valor, se va a la tabla 1, determinándose que  $p = 0.2477$ .

Así es posible desarrollar la ecuación dos, para lo cual es previo de finir los siguientes valores de la función Gamma.

$$\Gamma(2p+1) = \Gamma(1.495) = 0.886$$

$$\Gamma(p+1) = \Gamma(1.2477) = 0.906$$

Luego, reemplazando en la ecuación dos de 2.1., queda,

$$a^{0.4954} = \left[ \frac{1}{8734.2} - \frac{[0.886 - 0.8208]}{9.4954} \right]$$

de lo que se desprende que  $a = 4.47 \cdot 10^{-11}$

Con esta información, es posible satisfacer la ecuación tres de 2.1.

Así,

$$X_1 = 170.48 - \frac{0.906}{[4.47 \cdot 10^{-11}]^{0.2477}}$$

Luego,  $X_1 = -161.22$

Por consiguiente, la función de Goodrich, se define como:

$$F(X) = 1 - e^{-4.47 \cdot 10^{-11} (X+161.22)^{1/0.2477}}$$

### 3.2. Medidas de la bondad de ajuste.

Con el objeto de conseguir la aplicación de las medidas ya señaladas, esto es coeficiente de determinación y el test de Kolmogorov, se establecerá un cuadro que ordene secuencialmente las precipitaciones de la tabla Nº1, la frecuencia relativa acumulada y la frecuencia teórica acumulada.

CUADRO Nº2: Datos para la bondad de ajuste.

| Nº ORDEN | PRECIPITACIONES ANUALES (1) | FRECUENCIA RELATIVA ACUMULADA: n/N (2) | FRECUENCIA TEORICA ACUMULADA: F(X) (3) |
|----------|-----------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|
| 1        | 36.3                        | 0.10                                   | 0.03                                   |
| 2        | 55.9                        | 0.20                                   | 0.11                                   |
| 3        | 77.5                        | 0.30                                   | 0.16                                   |
| 4        | 130.7                       | 0.40                                   | 0.33                                   |
| 5        | 169.5                       | 0.50                                   | 0.48                                   |
| 6        | 191.4                       | 0.60                                   | 0.58                                   |
| 7        | 212.1                       | 0.70                                   | 0.66                                   |
| 8        | 252.2                       | 0.80                                   | 0.80                                   |
| 9        | 286.5                       | 0.90                                   | 0.90                                   |
| 10       | 292.7                       | 1.00                                   | 0.91                                   |

Ahora bien, se debe aclarar que para la frecuencia relativa acumulada, se escogió la expresión  $n/N$ , por ser una de uso adecuado a los requerimientos del caso, y en donde  $n$  representa el número de orden y  $N$  el número total de datos, dejando en claro que pueden utilizarse otras expresiones. Sin embargo, ésta se considera útil al objetivo de aplicar las medidas de bondad de ajuste.

### 3.2.1. Aplicación de Kolmogorov.

Para la aplicación del test de Kolmogorov, es preciso establecer el suceso de las diferencias entre las columnas (2) y (3), el cual se define como  $D$ .

En este caso  $D=0.14$ , con número de orden tres. Además, con un 95% de confiabilidad, y  $N=10$ , se define un valor de tabla,  $D_t=0.410$ .

Luego,  $D \leq D_t$ ; por consiguiente se acepta el ajuste como válido con un 95% de seguridad.

NOTA: La tabla referida, se encuentra anexa con el número tres.

### 3.2.2. Aplicación del coeficiente de determinación.

El coeficiente en cuestión, se define como sigue;

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (y - \hat{y})^2}{\sum (y - \bar{y})^2}$$

en que:  $\hat{y}$  = frecuencias teóricas.  
 $y$  = frecuencias relativas.  
 $\bar{y}$  = media de las frecuencias relativas.

Luego, utilizando la información del cuadro Nº2, se concluye que:

$$R^2 = 1 - \frac{0.0480}{0.825} = 0.942$$

Luego la función de Goodrich, para este caso explica en un 94.2% las variaciones de las frecuencias relativas, lo que se considera muy adecuado.

### 3.3. Utilidad práctica.

Si se asume, que se desea saber cuál es la probabilidad de que:

$$P(X > X) = 1 - P(X \leq X)$$

$$\text{Pero como, } F(X) = P(X \leq X) = 1 - e^{-a(X-X_1)^{1/p}} \quad (4) \text{ entonces}$$

$$P(X > X) = 1 - 1 + e^{-a(X-X_1)^{1/p}}$$

Luego,

$$P(X > X) = e^{-a(X-X_1)^{1/p}}$$

En términos prácticos; cuál es la probabilidad de que en Illapel precipiten más de 200 mm en un año?

$$P(X > 200) = e^{-4.47 \cdot 10^{-11} (200+161.22)^{1/0.2477}} = 0.388$$

De igual forma; cuál es la probabilidad de que en Illapel precipiten menos de 40 mm en un año?

$$P(X < 40) = 1 - e^{-4.47 \cdot 10^{-11} (40+161.22)^{1/0.2477}} = 0.085$$

Asimismo, es posible realizar el cálculo en forma inversa, es decir, dada una probabilidad, qué valor de precipitación anual corresponde.

Para ello, despejando X de (4), queda:

$$X = X_1 + \frac{1}{a^p} \left[ -\ln[1 - F(X)] \right]^p$$

Así, para el caso propuesto,

$$X = -161.22 + \left[ \frac{-\ln(1 - F(X))}{4.47 \cdot 10^{-11}} \right]^{0.2477}$$

Por consiguiente, cuál es el valor asociado a una probabilidad de 0.5?

$$X = 173.12 \text{ mm.}$$

y así para cualquier valor.

Asimismo, es posible establecer probabilidades asociadas a períodos de retorno, y la correspondiente precipitación anual.

| PERIODO DE RETORNO<br>T (años) | $F(X)=1-\frac{1}{T}$ | $X_1$ (pp anual mm) |
|--------------------------------|----------------------|---------------------|
| 10                             | 0.900                | 288.9               |
| 20                             | 0.950                | 319.2               |
| 30                             | 0.967                | 334.9               |
| 40                             | 0.975                | 344.6               |
| 50                             | 0.980                | 352.0               |
| 100                            | 0.990                | 373.2               |

Por lo tanto, se aprecia que existe una probabilidad de un 10 % de - que la precipitación anual supere los 288.9 mm, o bien un 90%, de que sea menor o igual a este valor. De igual manera, se denota que el - evento centenario, implica un 1.0% de probabilidades, de que la preci - pitación anual supere los 373.2 mm.

Cabe hacer notar, que los períodos de retorno considerados no deben - incluir más del doble o el triple como máximo, de la longitud de la - serie en estudio. Es decir, para este caso 20 o 30 años, ya que in - cluir una cifra mayor no posee consistencia estadística.

#### 4.- COMENTARIOS FINALES:

4.1. La metodología reseñada anteriormente, está dirigida a series con va - lores medios, lo cual no obsta para que sea utilizada en otro tipo de series con valores extremos, por ejemplo. Serán los indicadores de bondad de ajuste quienes determinen la validez o no, del método.

4.2. Es importante advertir que existe un número considerable de métodos paramétricos y no paramétricos, que sirven como indicadores de bon - dad de ajuste. Aquí sólo se han elegido dos, por ser usados en la literatura respectiva con asiduidad.

4.3. Al igual como se ha mencionado en anteriores instructivos, es impor - tante que las series estadísticas posean la mayor longitud posible , dado que ello permite efectuar inferencias estadísticas, con algún - grado confiable de garantía. El ejemplo citado, no presenta esta ca - racterística.

4.4. Finalmente, es importante exponer que la metodología entregada, cons - tituye fundamentalmente, una estimación, por lo cual presenta el ca - racter de orientador técnico en labores de plantación forestal, obras civiles, labores agrícolas, etc, y no de un planteamiento determinís - tico. Asimismo, año a año deben ser incorporados nuevos datos, con - el fin de actualizar y mejorar las estimaciones, e introducir nuevos elementos al comportamiento de la variable aleatoria.

ROBERTO PIZARRO TAPIA  
INGENIERO FORESTAL  
JEFE REGIONAL PROGRAMA MANEJO  
DE CUENCAS Y CONTROL DE DUNAS

TABLA N° 1  
VALORES DE LA FUNCION P (P) AUXILIAR DE GOODRICH

| P    | P (P)     | P    | P (P)    | P    | P (P)    | P    | P (P)    |
|------|-----------|------|----------|------|----------|------|----------|
| 0.01 | -1.081073 | 0.41 | 0.386468 | 0.81 | 1.456904 | 1.21 | 2.674452 |
| 0.02 | -1.024852 | 0.42 | 0.414146 | 0.82 | 1.484261 | 1.22 | 2.709088 |
| 0.03 | -0.970701 | 0.43 | 0.441677 | 0.83 | 1.511921 | 1.23 | 2.744007 |
| 0.04 | -0.918454 | 0.44 | 0.469072 | 0.84 | 1.539586 | 1.24 | 2.779192 |
| 0.05 | -0.867965 | 0.45 | 0.496340 | 0.85 | 1.567363 | 1.25 | 2.814648 |
| 0.06 | -0.819099 | 0.46 | 0.523491 | 0.86 | 1.595254 | 1.26 | 2.850379 |
| 0.07 | -0.771738 | 0.47 | 0.550535 | 0.87 | 1.623263 | 1.27 | 2.886390 |
| 0.08 | -0.725772 | 0.48 | 0.577480 | 0.88 | 1.651396 | 1.28 | 2.922686 |
| 0.09 | -0.681101 | 0.49 | 0.604336 | 0.89 | 1.679655 | 1.29 | 2.959269 |
| 0.10 | -0.637637 | 0.50 | 0.631110 | 0.90 | 1.708044 | 1.30 | 2.996145 |
| 0.11 | -0.595295 | 0.51 | 0.657811 | 0.91 | 1.736569 | 1.31 | 3.033319 |
| 0.12 | -0.554002 | 0.52 | 0.684447 | 0.92 | 1.765232 | 1.32 | 3.070794 |
| 0.13 | -0.513687 | 0.53 | 0.711025 | 0.93 | 1.794037 | 1.33 | 3.108576 |
| 0.14 | -0.474287 | 0.54 | 0.737553 | 0.94 | 1.822990 | 1.34 | 3.146668 |
| 0.15 | -0.435743 | 0.55 | 0.764037 | 0.95 | 1.852092 | 1.35 | 3.185076 |
| 0.16 | -0.398001 | 0.56 | 0.790485 | 0.96 | 1.881349 | 1.36 | 3.223804 |
| 0.17 | -0.361012 | 0.57 | 0.816904 | 0.97 | 1.910765 | 1.37 | 3.262857 |
| 0.18 | -0.324728 | 0.58 | 0.843299 | 0.98 | 1.940342 | 1.38 | 3.302240 |
| 0.19 | -0.289107 | 0.59 | 0.869677 | 0.99 | 1.970086 | 1.39 | 3.341856 |
| 0.20 | -0.254109 | 0.60 | 0.896045 | 1.00 | 2.000000 | 1.40 | 3.382012 |
| 0.21 | -0.219696 | 0.61 | 0.922408 | 1.01 | 2.030087 | 1.41 | 3.422412 |
| 0.22 | -0.185834 | 0.62 | 0.948772 | 1.02 | 2.060353 | 1.42 | 3.463161 |
| 0.23 | -0.152490 | 0.63 | 0.975143 | 1.03 | 2.090800 | 1.43 | 3.504263 |
| 0.24 | -0.119634 | 0.64 | 1.001527 | 1.04 | 2.121433 | 1.44 | 3.545725 |
| 0.25 | -0.087236 | 0.65 | 1.027928 | 1.05 | 2.152255 | 1.45 | 3.587550 |
| 0.26 | -0.055272 | 0.66 | 1.054354 | 1.06 | 2.183271 | 1.46 | 3.629743 |
| 0.27 | -0.023715 | 0.67 | 1.080808 | 1.07 | 2.214484 | 1.47 | 3.672311 |
| 0.28 | 0.007458  | 0.68 | 1.107295 | 1.08 | 2.245899 | 1.48 | 3.715251 |
| 0.29 | 0.038270  | 0.69 | 1.133822 | 1.09 | 2.277519 | 1.49 | 3.758590 |
| 0.30 | 0.068742  | 0.70 | 1.160392 | 1.10 | 2.309348 | 1.50 | 3.802310 |
| 0.31 | 0.098893  | 0.71 | 1.187011 | 1.11 | 2.341390 | 1.51 | 3.846426 |
| 0.32 | 0.128742  | 0.72 | 1.213684 | 1.12 | 2.373650 | 1.52 | 3.890942 |
| 0.33 | 0.158307  | 0.73 | 1.240415 | 1.13 | 2.406131 | 1.53 | 3.935861 |
| 0.34 | 0.187606  | 0.74 | 1.267209 | 1.14 | 2.438838 | 1.54 | 3.981187 |
| 0.35 | 0.216653  | 0.75 | 1.294070 | 1.15 | 2.471773 | 1.55 | 4.026946 |
| 0.36 | 0.245464  | 0.76 | 1.321003 | 1.16 | 2.504942 | 1.56 | 4.073118 |
| 0.37 | 0.274054  | 0.77 | 1.348013 | 1.17 | 2.538349 | 1.57 | 4.119718 |
| 0.38 | 0.302437  | 0.78 | 1.375104 | 1.18 | 2.571997 | 1.58 | 4.166751 |
| 0.39 | 0.330625  | 0.79 | 1.402279 | 1.19 | 2.605891 | 1.59 | 4.214224 |
| 0.40 | 0.358631  | 0.80 | 1.429545 | 1.20 | 2.640035 | 1.60 | 4.262142 |

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Heras, R.s.a. Recursos hidráulicos. Síntesis, metodología y normas. Cooperativa de Publicaciones del Colegio de Ingenieros de Ca<sub>minos</sub>, Canales y Puertos. España. 361p.
- 2.- Linsley, R; Kohler, M. y Paulus, J. 1975. Hidrología para Ingenieros. Mc. Graw-Hill. Bogotá, Colombia. 382p.
- 3.- Ostle, B. 1973. Estadística Aplicada. Editorial Limusa Wiley, S.A. México. 629p.
- 4.- Pizarro, R. e Irastorza, R. 1985. Proyecto final Curso Internacional de Hidrología General y Aplicada CEDEX, MOPU. España. p.i.
- 5.- Pizarro, R. 1985. Instructivo Técnico N°5. Determinación de Valores Probabilísticos para Variables Hidrológicas. CONAF, IV Re-  
gión. 8p.

VALORES DE LA FUNCION GAMMA

|   | 1.0   | 1.1   | 1.2   | 1.3   | 1.4   | 1.5   | 1.6   | 1.7   | 1.8   | 1.9   |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0 | 1.000 | 0.951 | 0.918 | 0.897 | 0.887 | 0.887 | 0.887 | 0.895 | 0.911 | 0.931 |
| 1 | 0.994 | 0.947 | 0.916 | 0.896 | 0.887 | 0.886 | 0.887 | 0.896 | 0.913 | 0.937 |
| 2 | 0.989 | 0.944 | 0.913 | 0.895 | 0.886 | 0.886 | 0.887 | 0.897 | 0.915 | 0.940 |
| 3 | 0.984 | 0.940 | 0.911 | 0.893 | 0.886 | 0.886 | 0.888 | 0.899 | 0.917 | 0.943 |
| 4 | 0.978 | 0.936 | 0.909 | 0.892 | 0.886 | 0.886 | 0.889 | 0.900 | 0.919 | 0.946 |
| 5 | 0.974 | 0.933 | 0.906 | 0.890 | 0.891 | 0.886 | 0.890 | 0.902 | 0.921 | 0.949 |
| 6 | 0.969 | 0.930 | 0.904 | 0.889 | 0.886 | 0.886 | 0.890 | 0.903 | 0.924 | 0.952 |
| 7 | 0.964 | 0.927 | 0.903 | 0.889 | 0.886 | 0.886 | 0.890 | 0.905 | 0.926 | 0.955 |
| 8 | 0.960 | 0.924 | 0.901 | 0.889 | 0.886 | 0.886 | 0.891 | 0.907 | 0.929 | 0.958 |
| 9 | 0.955 | 0.921 | 0.899 | 0.888 | 0.888 | 0.886 | 0.892 | 0.907 | 0.929 | 0.958 |

NOTA: Esta tabla fue extraída del libro, Recursos Hidráulicos; Síntesis, Metodología y Normas (1).

TABLA Nº3

TABLA DE VALORES CRITICOS DE D EN LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE KOLMOGOROV-SMIRNOV<sup>2</sup>

| Tamaño de la muestra (n) | Nivel de significancia para D=máximo   F(x)-S <sub>n</sub> (x) |                         |                         |                         |                         |
|--------------------------|----------------------------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
|                          | .20                                                            | .15                     | .10                     | .05                     | .01                     |
| 1                        | .900                                                           | .925                    | .950                    | .975                    | .995                    |
| 2                        | .684                                                           | .726                    | .776                    | .842                    | .929                    |
| 3                        | .565                                                           | .597                    | .642                    | .708                    | .828                    |
| 4                        | .494                                                           | .525                    | .564                    | .624                    | .733                    |
| 5                        | .446                                                           | .474                    | .510                    | .565                    | .669                    |
| 6                        | .410                                                           | .436                    | .470                    | .521                    | .618                    |
| 7                        | .381                                                           | .405                    | .438                    | .486                    | .577                    |
| 8                        | .358                                                           | .381                    | .411                    | .457                    | .543                    |
| 9                        | .339                                                           | .360                    | .388                    | .432                    | .514                    |
| 10                       | .322                                                           | .342                    | .368                    | .410                    | .490                    |
| 11                       | .307                                                           | .326                    | .352                    | .391                    | .468                    |
| 12                       | .295                                                           | .313                    | .338                    | .375                    | .450                    |
| 13                       | .284                                                           | .302                    | .325                    | .361                    | .433                    |
| 14                       | .274                                                           | .292                    | .314                    | .349                    | .418                    |
| 15                       | .266                                                           | .283                    | .304                    | .338                    | .404                    |
| 16                       | .258                                                           | .274                    | .295                    | .328                    | .392                    |
| 17                       | .250                                                           | .266                    | .286                    | .318                    | .381                    |
| 18                       | .244                                                           | .259                    | .278                    | .309                    | .371                    |
| 19                       | .237                                                           | .252                    | .272                    | .301                    | .363                    |
| 20                       | .231                                                           | .246                    | .264                    | .294                    | .356                    |
| 25                       | .21                                                            | .22                     | .24                     | .27                     | .32                     |
| 30                       | .19                                                            | .20                     | .22                     | .24                     | .29                     |
| 35                       | .18                                                            | .19                     | .21                     | .23                     | .27                     |
| Más de 35                | $\frac{1.07}{\sqrt{n}}$                                        | $\frac{1.14}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.22}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.36}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.63}{\sqrt{n}}$ |

<sup>1</sup> Adaptado de F.J. Massey, Jr., "The Kolmogorov-Smirnov test for goodness of fit", Jour. Amer. Stat Assn., Vol. 46, 1951, pp. 68-78. Con permiso del autor y los editores.

<sup>2</sup> Los valores D proporcionados en la tabla son valores críticos asociados con valores seleccionados de n. Cualquier valor D el cual es mayor o igual que el  $\bar{v}_a$  por tabulado es significativo en el nivel de significancia indicado.

<sup>3</sup> Esta tabla fue extraída del libro, Estadística Aplicada (3).

INSTRUCTIVO TECNICO Nº 8

LAS TERRAZAS DE BANCO DE LA CUENCA DE CUZ-CUZ, CHOAPA.  
ESPECIFICACIONES TECNICAS, COSTOS, USOS Y RENDIMIENTOS

RODRIGO HERNANDEZ GENTINA  
INGENIERO FORESTAL

## P R O L O G O

El presente instructivo técnico, ha sido extraído de un informe presentado a UNESCO al Proyecto Regional Mayor para el Uso del Agua en Zonas Rurales de América Latina y el Caribe, y el cual aborda la problemática de la construcción de terrazas para cultivo, en la cuenca piloto de Cuz-Cuz, - provincia de Choapa.

El documento aludido, posee una visión pragmática acerca de la construcción de banales, ya que se singulariza en las obras, rendimientos y costos obtenidos en Cuz-Cuz, por lo cual no puede ser definido como una investigación básica, ni como una guía metodológica generalista. Este, señala los pasos llevados a cabo en la construcción de las obras, y los resultados obtenidos; por ende, cobra una gran importancia en zonas áridas, como la IV Región, en donde las técnicas de conservación del suelo y agua son fundamentales en los planes de desarrollo que puedan ejecutarse, lo cual amerita incluirlo en el segundo número del documento "Elementos - Técnicos de Hidrología II".

LAS TERRAZAS DE BANCO DE LA CUENCA DE CUZ-CUZ, CHOAPA.  
ESPECIFICACIONES TECNICAS, COSTOS, USOS Y RENDIMIENTOS

ladera, para cultivos de secano. El presente informe técnico está re-  
ferido al segundo de estos puntos.

2.- ANTECEDENTES HISTORICOS DE LOS BANCALES:

1.- INTRODUCCION:

Las comúnmente denominadas "terrazas", constituyen una serie de plata-  
formas o escalones planos o casi planos, contruídos sobre terrenos de  
fuerte pendiente y separados por paredes, las que pueden ser confeccio-  
nadas por muros de piedra (mampostería en seco), adobes, madera, etc.,  
con una leve inclinación hacia el cuerpo del cerro, para sujetar en me-  
jor forma el peso de la tierra.

La IV Región de Chile, se encuentra inserta en las denominadas zonas  
áridas en la cual la Corporación Nacional Forestal, a través de su  
programa de Manejo de Cuencas y Control de Dunas, está desarrollando  
microcuencas con planes piloto de desarrollo.

Estas estructuras muy comunes en el altiplano chileno-peruano-bolivia-  
no y oeste de Argentina, eran denominadas "sucres" en la lengua aimará,  
"patas" en la lengua quechua y más tarde "andenes" por los españoles.

El área se caracteriza por poseer recursos naturales escasos, frágiles  
y altamente alterados, una topografía abrupta, con escasez de agua y  
terrenos para desarrollar cultivos de riego.

La población del lugar (formada por campesinos), se encuentra fuerte-  
mente afectada por estas situaciones, y la mayoría de ellas en condi-  
ciones de extrema pobreza.

El ensayo piloto aludido, fue enfrentado a través de la racionalización  
del uso de agua en la microcuenca y la habilitación de terrenos para  
cultivos de riego en terrazas de banco, con el fin de aumentar la  
productividad de la misma y reducir la presión por tierras altas de

A pesar que comúnmente se asocia a los andenes con la cultura inca, no  
fueron éstos aparentemente una creación de ella. En vestigios del cul-  
tivo del maíz, hallados en sepulturas preincaicas de las regiones del  
norte de Chile, oeste de Argentina y gran parte del Perú, inducen a  
creer que su empleo era anterior a la dominación de los incas de aque-  
llos lugares (Latcham, 1936). Con el descubrimiento de las Filipinas  
y otras islas de Malasia, se descubrió que dichos pueblos al igual que  
el Japón dominaban en forma impresionante la primitiva ingeniería de  
la contrucción de "terrazas", para cultivos agrícolas y principalmente  
del arroz. (Worcester, 1906).

El área que comprende la actual IV Región de Chile, no presenta restos arqueológicos que indiquen que las terrazas de banco hayan sido una técnica muy difundida. Sin embargo, en la actualidad se utiliza con el fin de habilitar sectores para la construcción de casas en terrenos con fuerte pendiente.

### 3.- ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA LA CONSTRUCCION DE TERRAZAS DE BANCO:

#### 3.1. Objetivos Específicos.

Estas estructuras rectangulares, tienen por objetivo recoger el agua de lluvia que escurre por la pendiente transportándola, previa utilización, controlando muy eficientemente el fenómeno de la erosión y permitiendo al mismo tiempo la instalación de cultivos permanentes en el escalón, cultivo que puede ser de carácter intensivo.

#### 3.2. Principio básico de la construcción.

El principio sobre el cual se sustenta la construcción de terrazas está relacionado con las variables que inciden sobre la erosión de los suelos.

El agua que cae sobre un suelo y escurre por su superficie, no condiona por sí sola, el grado de erosión, sino que se encuentra fuertemente influenciada por la pendiente, la cual actúa por medio del largo de ella, lo que determina una mayor acumulación de agua escurriéndose por la misma en el grado de inclinación de ésta, el cual condiciona la velocidad de escurrimiento de las aguas. (Peralta, 1976).

De tal manera que las terrazas de banco modifican el grado de inclinación de la pendiente, llegando a cero en muchos casos.

Al disminuir la velocidad del agua, se aumenta la infiltración y disminuye la escorrentía.

#### 3.3. Antecedentes para la elección del lugar de construcción.

Las terrazas de banco se emplean en zonas de pendientes elevadas superiores al 22% e inferiores al 55%. Son aconsejables para suelos de tipo arcillosos de profundidades entre 20 y 60 cm. Sólo se justifica su construcción en suelos profundos para cultivos o plantaciones altamente rentables, o donde la sociedad, por el gran aumento demográfico, se vea obligada a incrementar el monto de las tierras cultivables, reduciendo la presión por tierras altas de ladera y permitiendo al mismo tiempo alcanzar un considerable aumento en los rendimientos.

#### 3.4. Elementos básicos del diseño.

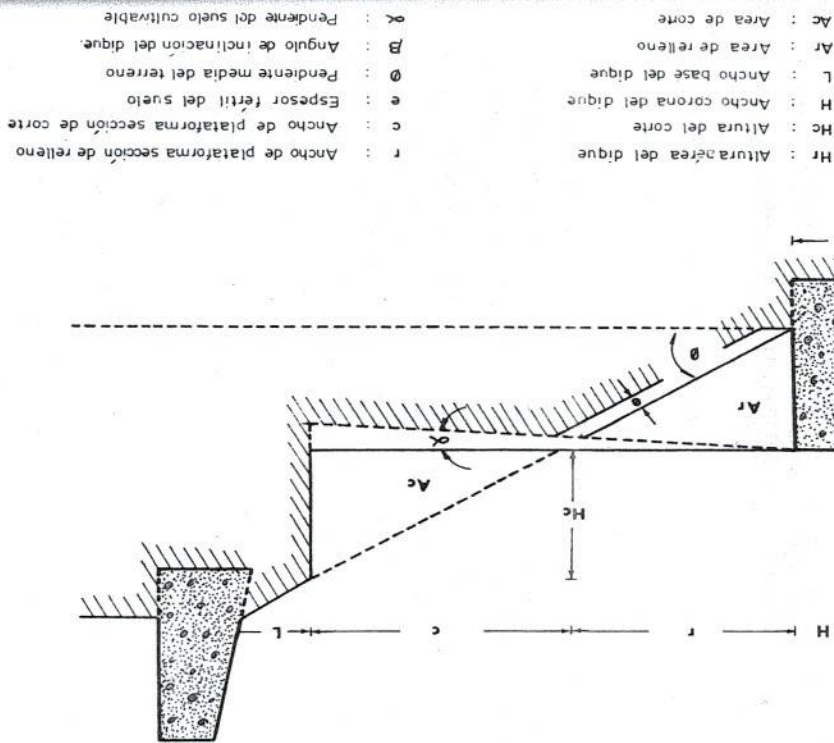
Para la proyección y construcción de las terrazas de banco, es necesario establecer las dimensiones de una serie de elementos básicos de un bancal, como son los siguientes: (Ver figura Nº1).

Hr : altura del dique.

Hc : altura del corte.

H : ancho de la corona del dique.

FIG. 1.- ELEMENTOS BASICOS DEL DISEÑO



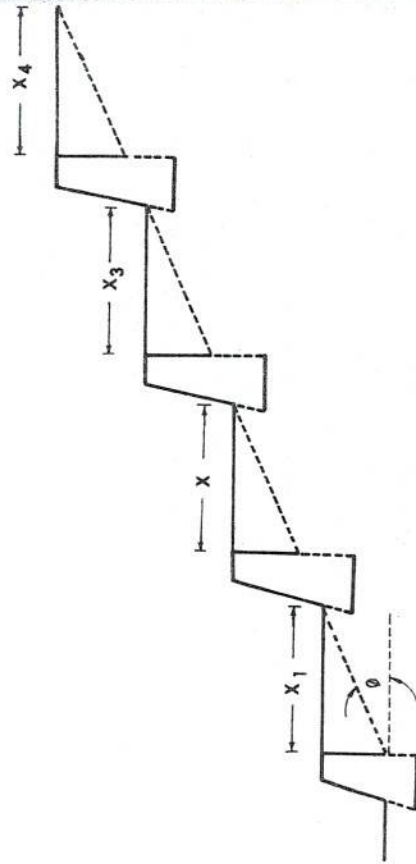
- $Ar$  : área de relleno.  
 $Ac$  : área de corte.  
 $r$  : ancho de la plataforma sección de relleno.  
 $c$  : ancho de la plataforma sección de corte.  
 $e$  : espesor fértil del suelo.  
 $\phi$  : pendiente media del terreno.  
 $\beta$  : ángulo de inclinación del dique.  
 $\alpha$  : pendiente del suelo cultivable.  
 $x$  : profundidad del empotramiento.  
 $L$  : distancia entre el corte y el nuevo dique.

Es importante señalar que el diseño de la construcción de bancales en la cuenca de Cuz-Cuz (paloma-paloma), presenta una variación con respecto a la forma normal o tradicional (Fig. Nº2 y 3). Debido a la fuerte pendiente del terreno y con el fin de aumentar la superficie de cultivo o ancho de la plataforma, evitar el traslado de materiales de relleno, desde lugares lejanos y disminuir el número de diques a construir, todo lo cual incide fuertemente sobre los costos, se procedió a realizar un corte en el terreno, con cuyo material removido se relleno el bancel. Por este motivo los diques se encuentran empotrados en la parte superior de un talud vertical producto del corte. Esto obliga a realizar un cálculo de estabilidad del talud, agregando un cálculo adicional al diseño tradicional.

#### 4.- METODOLOGIA DE CONSTRUCCION, MATERIALES Y COSTO:

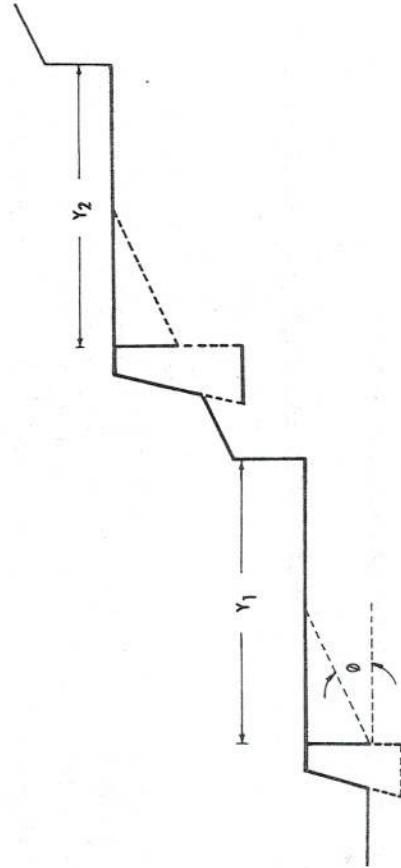
En la cuenca de Cuz-Cuz fueron construidos 21 bancales que aportan una superficie de 3700 m<sup>2</sup> de terreno de cultivo.

FIG. 2 : CONSTRUCCION TRADICIONAL DE BANCALES



$$\text{SUPERFICIE CULTIVABLE} = \sum_{i=1}^4 X_i = 10$$

FIG. 3 : CONSTRUCCION DE BANCALES EN CUZ-CUZ



$$\text{SUPERFICIE CULTIVABLE} = \sum_{i=1}^2 Y_i = 10$$

#### 4.1. Especificaciones del dique y análisis de estabilidad.

##### 4.1.1. Dimensionamiento del dique.

Las dimensiones del dique fueron determinadas en forma arbitraria basándose en antiguas construcciones de diques transversales, empotrados en quebradas, los cuales han mostrado una gran estabilidad al agua y a los rendimientos que escurren por ellas.

Las dimensiones se mantuvieron constantes para todos los bancales; sólo se varió su largo en función de la topografía del lugar.

El volumen de los diques varió entre 10.42 m<sup>3</sup>. y 28 m<sup>3</sup>., correspondiendo al de menor longitud y mayor longitud respectivamente.

Las dimensiones de los diques construidos en Cuz-Cuz son las siguientes:

- |                                  |           |
|----------------------------------|-----------|
| a. Profundidad del empotramiento | 0.3 m.    |
| b. Altura total                  | 0.8 m.    |
| c. Ancho plataforma              | 0.8 m.    |
| d. Ancho de corona               | 0.6 m.    |
| e. Angulo de inclinación         | 14° S.    |
| f. Largo                         | Variable. |

##### 4.1.2 Cálculo de estabilidad.

Para determinar la estabilidad de el dique se calculó su resistencia

- a:
- Volcamiento.
  - Asentamiento.
  - Al desplazamiento horizontal.

a. Volcamiento: para que el dique sea resistente al volcamiento se debe cumplir con la siguiente relación.

$$\frac{\text{tag } P}{\text{tag } \beta} > 1.3 \text{ ó } 1.4$$

donde;

tag  $P$  : resistencia friccional (valor de tabla)

tag  $\beta$  : empuje de relleno.

Utilizando  $\text{tg } P = 0.6$  para mampostería sobre arena (caso extremo) se obtiene:

$$\frac{\text{tg } P}{\text{tg } 14} = 2.4 > 1.3 \text{ ó } 1.4$$

El valor obtenido es superior al límite permitido, con lo cual el dique es resistente al desplazamiento horizontal.

Con respecto a la estabilidad del talud, y como ya se mencionó en el punto 3.4., este diseño presenta un talud vertical por lo cual es necesario calcular la estabilidad de éste.

El ángulo de reposo elegido para los taludes de los bancales fue prácticamente de  $90^\circ$ , es decir un talud vertical.

La elección fue realizada sobre la base de las observaciones de los diferentes taludes de la carretera observados en el área, los cuales presentan características de suelo similar al existente en el área de las terrazas, por lo cual se adoptó ese diseño, toda vez que no se cuenta con los elementos de laboratorio, que permitan un estudio más acabado.

Las observaciones en dos años continuados del comportamiento a una saturación con agua de los bancales, tanto por lluvia como por riego, - aplicados con este fin, han demostrado la eficiencia de los taludes.

#### 4.2. Dimensionamiento de las plataformas.

El ancho de la plataforma queda condicionado por lo siguiente:

- La altura aérea del dique que es un valor fijo para todos los bancales.
- Que el volumen necesario para el relleno sea aproximadamente igual al volumen de material extraído del corte.
- La pendiente media del terreno en el segmento en que se construirá cada bancel.

Las condiciones anteriores se obtienen con las siguientes igualdades:

$$Hr = Hc$$

$$r = c$$

donde;

Hr : altura del dique.

Hc : altura del corte.

r : ancho plataforma en la sección de relleno.

c : ancho plataforma en la sección de corte.

El valor de r se obtiene de:

$$r = \frac{Hr}{\text{tag } \phi}$$

En la Fig. Nº1 se ilustran las partes de un bancale y sus relaciones.

Para la determinación del punto de empotramiento del dique, etapa siguiente en la secuencia de construcción, se debe estimar una distancia  $t \geq L$ , siendo L el ancho de la base del dique.

#### 4.3. Etapas de la construcción.

La construcción de los banales se debe comenzar desde la parte baja hacia la superior, para lo cual se debe fijar el lugar donde se empezará el primer dique y el largo que éste tendrá.

##### 4.3.1. Remoción del suelo fértil.

Con el objeto de no perder la escasa capa fértil del suelo, es necesario que ésta sea removida y almacenada en la parte alta donde se efectuará el corte, para que una vez terminado el bancale, ésta pueda ser expandida con facilidad sobre el material de relleno.

Finalizadas las etapas de corte y relleno, se procede a esparcir sobre la superficie de la plataforma el suelo fértil que había sido removido con anterioridad; en esta etapa se pueden agregar los abonos que se necesitan necesarios para los futuros cultivos a implantar. (Fig. Nº4e-4f).

#### 4.4. Costos y mano de obra.

La construcción de los banales demanda entre 40 y 80 jornadas hombres dependiendo del tamaño de éstos, y fundamentalmente de la distancia a la cual se encuentren las piedras. En la cuenca de Cuz-Cuz se comen<sup>za</sup> ron usando piedras del lugar y posteriormente, frente a la escasez de material adecuado en las cercanías, se trajeron en camiones. El traslado en terreno, se realizó en angarillas ( camillas de madera llevadas por dos hombres).

En el cuadro Nº1 se entrega un detalle de los costos promedio de la construcción de una terraza de banco de 175 m<sup>2</sup> (Terraza promedio). Las jornadas se consideran un promedio de los valores extremos obtenidos.

CUADRO Nº 1: Costos promedio de la construcción de un bancale en la cuenca de Cuz-Cuz.

| ITEMS                    | UNIDAD<br>(Jornadas-Hombre) | CANTIDAD | COSTO POR<br>UNIDAD (\$)* | COSTO<br>TOTAL (\$)* |
|--------------------------|-----------------------------|----------|---------------------------|----------------------|
| <b>1. Mano de Obra:</b>  |                             |          |                           |                      |
| - Remoción suelo fértil  | JH                          | 0.875    | 320                       | 280.0                |
| - Zanja de empotramiento | JH                          | 1.400    | 320                       | 448.0                |
| - Construcción diques    | JH                          | 24.500   | 320                       | 7840.0               |
| - Corte y relleno        | JH                          | 7.000    | 320                       | 2240.0               |
| - Esparcir suelo fértil  | JH                          | 3.800    | 320                       | 1216.0               |
| - Traslado de piedras    | JH                          | 15.600   | 320                       | 4992.0               |
| - Traslado abono         | JH                          | 4.800    | 320                       | 1536.0               |
| - Esparcir abono         | JH                          | 2.000    | 320                       | 640.0                |
| <b>2. Insumos:</b>       |                             |          |                           |                      |
| - Madera 3"x4"           | U                           | 3.000    | 420                       | 1260.0               |
| - Madera pino 1"x10"     | U                           | 1.000    | 320                       | 320.0                |
| - Clavos 4"              | KG                          | 0.500    | 180                       | 90.0                 |
| - Guano de cabra (abono) | M3                          | 1.750    | 100                       | 175.0                |
| <b>3. Transporte:</b>    |                             |          |                           |                      |
| - Flete piedras          | M3                          | 2.400    | 200                       | 480.0                |
| - Flete guano (abono)    | M3                          | 1.750    | 100                       | 175.0                |
| <b>TOTAL</b>             | --                          | --       | --                        | <b>21692.0</b>       |

\* Dinero de Enero, 1986. (1US\$= \$184.80)

Del total se obtiene un costo aproximado de \$124 por M2 de superficie habilitada para cultivo, lo que arroja un costo total promedio para los 3700 m2 de superficie habilitados de \$458800.

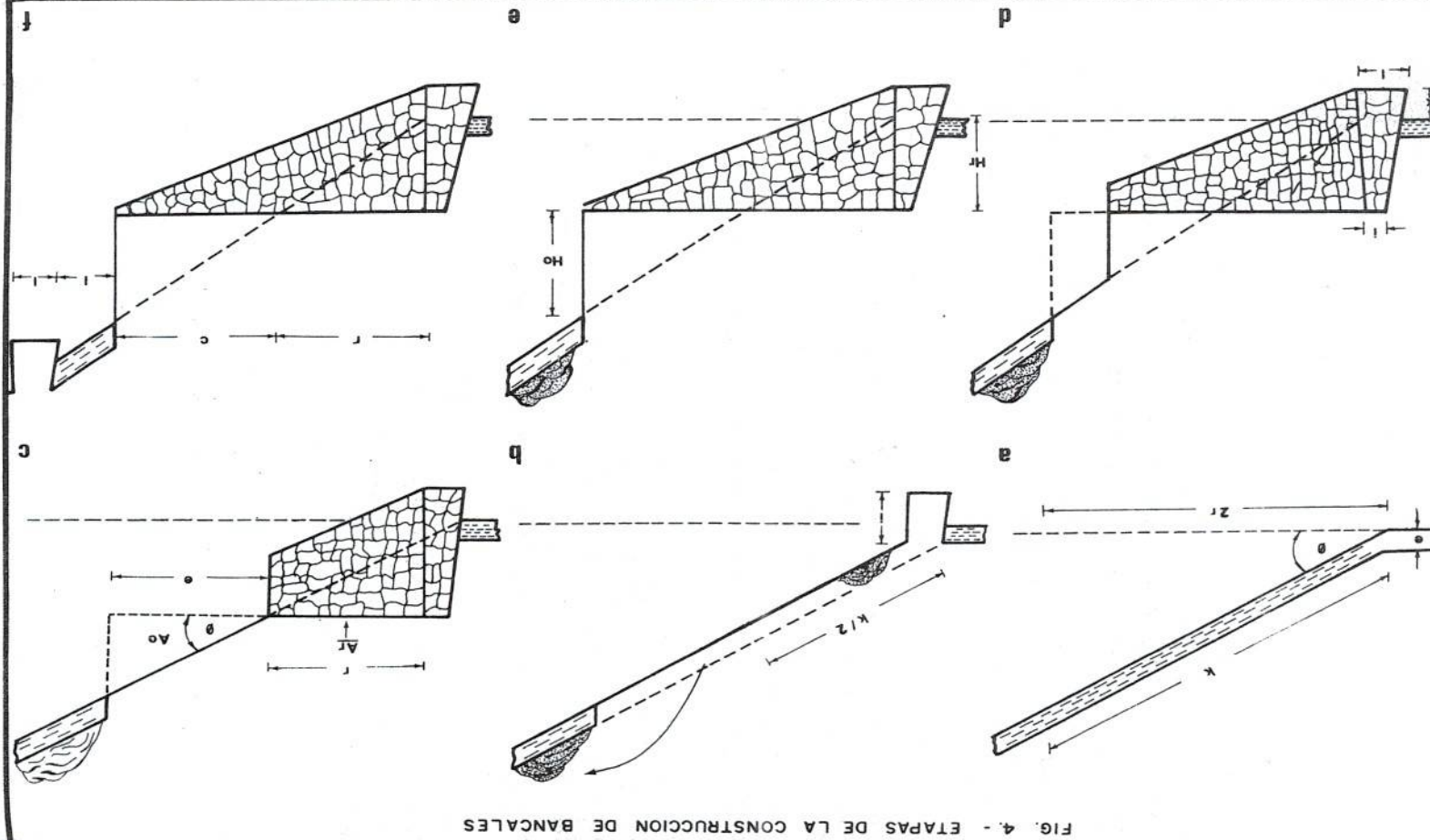


FIG. 4 - ETAPAS DE LA CONSTRUCCION DE BANCALES

## 5.- MEJORAMIENTO DEL SUELO Y CULTIVOS AGRÍCOLAS:

### 5.1. El suelo.

Los suelos del sector se encuentran altamente erosionados con una capa fértil (horizonte A) que fluctúa entre 7.5 y 12.5 cm aproximadamente, y luego comienza el horizonte B profundo, material con el cual se rellenaron las terrazas de banco.

Dada la pobreza del suelo fue necesario comenzar un proceso de mejoramiento de éste, para lo cual se optó por utilizar abonos orgánicos (estiércol de cabra), abonos verdes (incorporación de material verde al suelo) y cultivos de plantas fijadoras de nitrógeno. Al suelo se le incorporaron en forma aproximada 3.3 kg de estiércol de cabra por m<sup>2</sup>.

El primer cultivo ensayado fue de habas (Vicia faba), leguminosa poco exigente de suelo y de buenos rendimientos. La materia orgánica aportada por este cultivo no fue posible incorporarla debido a que fue en tregada como forraje, para los animales de tiro utilizados en el proyecto debido a las drásticas condiciones de sequía que azotaron la región durante el año 1985.

### 5.2. Los cultivos agrícolas.

A mediados del mes de Agosto, fueron sembradas 16 terrazas con habas, con un promedio de 14 kg de semillas por cada una, lo que totalizó una superficie de 1785.43 m<sup>2</sup>.

En la tabla Nº2 se muestran los rendimientos de los cultivos.

Durante el mes de Septiembre fue plantada 1/3 de terraza (80m<sup>2</sup>) con cebollas

CUADRO Nº2: Rendimiento de cultivos.

| CULTIVO | SUPERFICIE USADA (M <sup>2</sup> ) | KG. COSECHADA | VALOR/UNIDAD (\$/KG) | TOTAL (\$) | RENDIMIENTO |           |
|---------|------------------------------------|---------------|----------------------|------------|-------------|-----------|
|         |                                    |               |                      |            | KG/HA.      | \$/HA (*) |
| Habas   | 1785.43                            | 1556          | 39.5                 | 60291      | 8771.0      | 337684    |
|         |                                    | 1700          | 5.0                  | 8500       | 212500.0    | 1062500   |

\* Dinero de Enero de 1986.

La rotación de cultivos durante 1986 y su programación será la que se indica en tabla siguiente:

| ACTIVIDAD              | E F M A M J J A S O N D | OBSERVACIONES                       |
|------------------------|-------------------------|-------------------------------------|
| Preparación terreno    | X X                     | Aplicación abonos.                  |
| Siembra arvejas        | X                       | Obtener primores.                   |
| Desmalezado            | X X X                   | Manual.                             |
| Aplicación azufre      | X X X X                 | Controlar oidium.                   |
| Riegos.                | X X X X X               | Cada 8 días.                        |
| Cosecha                | X X X X                 | Incorporación del cultivo al suelo. |
| Aplicación abono verde | X X                     | Permitir buena incorporación.       |
| Reposo del suelo.      | X X X X                 |                                     |

En las terrazas de banco se pueden realizar todo tipo de cultivos y plantaciones de frutales, los cuales estarán condicionados, por la disponibilidad de agua en el lugar, el tipo de suelo y su profundidad, condiciones climáticas, y época de uso.

IVAN RODRIGO HERNANDEZ GENTINA  
INGENIERO FORESTAL  
JEFE PROVINCIAL LIMARI  
CONAF, IV REGION

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- Alberck, N.E. Riego Prehistórico en Casabiendo (Provincia de Jujuy). Documento de Trabajo Oficina CONAF IV Región. (Fotocopia).
- 2.- Dourojeanni, A. 1980. La Cuenca del río Blanco. Curso Interamericano sobre Planificación y Manejo de Cuencas. Cajamarca, Perú.
- 3.- Fuentes, A. y Peñaloza, S. 1982. Planificación y Diseño del Manejo Integrado de las Cuencas de Pañul y Barranca. Tesis Escuela de Ciencias Forestales de la Universidad de Chile. Santiago.
- 4.- Grete, N. y otros. 1954. Peine, un pueblo Atacameño. Publicación Nº4. Instituto de Geografía, Fac. Filosofía, Universidad de Chile. Santiago.
- 5.- Latcham, R. 1936. La agricultura Precolombina en Chile. Ediciones - Universidad de Chile. Santiago. (Fotocopia).
- 6.- Peralta, M. 1976. Uso, clasificación y conservación de suelos. Ministerio de Agricultura. Servicio Agrícola y Ganadero. Santiago, Chile.
- 7.- Worcester. 1906. The non Christian of Northern Luzon. The Philippine - Journal Science. Manila.

INSTRUCTIVO TECNICO Nº9

ANALISIS DE ALGUNAS METODOLOGIAS PARA LA  
ESTIMACION DE LA EROSION HIDRICA

ROBERTO PIZARRO TAPIA  
INGENIERO FORESTAL

## INSTRUCTIVO TECNICO Nº9

### ANALISIS DE ALGUNAS METODOLOGIAS PARA LA ESTIMACION DE LA EROSION HIDRICA

#### 1.- INTRODUCCION:

En el análisis de los fenómenos que toman lugar en las zonas áridas y semiáridas, como la IV Región de Coquimbo, surge con nítida claridad aquel relacionado con el carácter torrencial de las precipitaciones que allí ocurren, las cuales caen concentradas en el período invernal. Asimismo, el accionar depredador del hombre sobre el ecosistema, ha configurado en forma creciente, un paisaje que se caracteriza por una ausencia de vegetación protectora del suelo.

Así, en este marco, se verifica una consecuencia de lo expresado anteriormente, la cual se define en la erosión hídrica, que afecta sustancialmente la calidad y productividad de los suelos, e incide drásticamente en el plano físico y social del ecosistema rural.

Ahora bien, la pérdida de los suelos, constituye un decremento de los recursos naturales, que no puede ser recuperado, ya que la formación de un centímetro de suelo, puede fácilmente necesitar de miles de años; por otra parte, como ello no es factible de solucionar en una escala humana, y las civilizaciones rurales basan su economía productiva en el ámbito agropecuario, el deterioro del recurso suelo, constituye una importante explicación del fenómeno migratorio campo-ciudad, por lo cual considerar este aspecto en cualquier plan de desarrollo, conlleva un papel fundamental.

En el contexto descrito, se plantea como un elemento importante, poder definir cuantitativamente en algún esquema conceptual, el monto de la pérdida de suelos en función de la erosión hídrica, con el objetivo de poder estimar en un marco referencial, la magnitud del daño, sobre las cuencas hidrográficas en que se desarrollan algunos proyectos, o bien presentan interés a los fines de las instituciones u organismos que laboran en una región.

Sin embargo, el presente instructivo abordará algunas metodologías que la bibliografía respectiva brinda, las cuales poseen la virtud de que su aplicación no demanda la presencia de instrumental técnico complejo, o bien de investigaciones previas que no son posibles de asumir por una institución de ejecución, por lo cual no se incluirá la ecuación universal de pérdida de suelos, que si bien es cierto es una de las mejor analizadas y empleadas en el mundo, presenta el problema que requiere de información difícil de ser estimada, por costo y tiempo.

Finalmente, cabe señalar que se entrega una completa bibliografía sobre el tema, la que permitirá profundizar conocimientos y técnicas, al ingeniero que precise de mayores antecedentes, resaltándose que lo que se expone a continuación, constituye sólo un marco referencial, para la estimación de la erosión hídrica.

## 2.- ANTECEDENTES GENERALES:

Previo a la determinación de algunas metodologías, es conveniente analizar algunos aspectos del proceso erosivo.

Así, la erosión en sí posee dos componentes: Una de tipo geológico o natural, la cual se ha manifestado siempre sobre la superficie de la tierra, modelando el paisaje secuencialmente, y una segunda referida a la acción antrópica, la que incide drásticamente sobre la erosión geológica, acelerando su accionar y produciendo un desajuste entre el hombre y su medio.

Esta erosión, ha sido analizada por F. Fournier (5) en su obra "Clima y Erosión", la cual entrega cifras decidoras de pérdida de suelos, en los distintos continentes y subcontinentes:

- Europa : 84 ton/km<sup>2</sup> año.
- América del Norte y Central: 491 ton/km<sup>2</sup> año.
- Asia : 610 ton/km<sup>2</sup> año.
- América del Sur y Antillas : 701 ton/km<sup>2</sup> año.
- África : 715 ton/km<sup>2</sup> año.

Todo esto, define pérdidas anuales de 77000 millones de toneladas, lo cual según un informe del Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA), de 1977, ha determinado una pérdida de más de 2000 millones de hectáreas de cultivo.

Por otra parte, la carta Europea de Suelos en 1972, establecía que "el suelo es uno de los bienes más preciosos de la humanidad, que permite la vida de los vegetales, de los animales y del hombre sobre la superficie de la tierra, y por ello debe ser protegido de la erosión". Sin embargo, la Conferencia sobre el Suelo de Roma, en 1974, estableció que, "aunque se sabe que la degradación de los suelos es un problema muy extendido, su distribución en la tierra y el área total afectada, sólo se conocen de manera muy aproximada, ya que no existe una metodología estandarizada, ni criterios uniformes para evaluar la degradación de los suelos y su gravedad".

En este marco, el presente instructivo pretende entregar una visión global del problema y algunas metodologías de estimación del mismo, dando que un análisis más profundo no satisface el ámbito de practicidad técnica en que éstos instructivos se han centrado, y además que, dado el contexto de trabajo en que la Corporación Nacional Forestal, IV Región, está trabajando, a saber sectores de secano con problemas de extrema pobreza social, en ellos rápidamente se visualiza una marcada erosión hídrica, la cual es notoria y alarmante, por lo cual un valor n de pérdida de suelos, en relación a una cifra m, no poseerá una gran relevancia, no obstante que permitirá definir un esquema referencial más acabado. Sin embargo, lo que urge es la realización de faenas y acciones directas e indirectas, para evitar una agudización del problema, esto es, recuperar sectores a la producción agrícola, forestal o pecuaria, y con miras a alcanzar un efectivo desarrollo del medio ambiente rural.

### 3.- ALGUNOS METODOS DE ESTIMACION DE LA EROSION:

#### 3.1. Modelo de Fournier (1960)

Este modelo estima la erosión hídrica, en base a dos variables solamente: Clima, en función de la precipitación y temperatura, y el relieve.

Fournier trabajó en 96 grandes cuencas fluviales repartidas por toda la superficie terrestre, en las cuales intentó definir analíticamente el comportamiento de la erosión, llegando a establecer cuatro grandes grupos de cuencas hidrográficas, los cuales son conformados en relación al coeficiente orográfico y al índice de agresividad del clima, los cuales se definen de la siguiente forma.

#### a) Coeficiente orográfico: (Co)

Se define como,  $Co = Hm \cdot tgX$ , con  $tgX = \frac{Hm}{S}$

donde;

$Hm$  = altura media de la cuenca en m.

$S$  = superficie de la cuenca en  $Km^2$ .

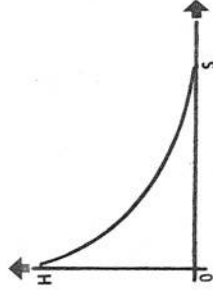
Luego,  $Co = Hm^2/S$

La altura media puede ser calculada en un gráfico que relacione altura-superficie de la cuenca.

Así,

$$Así \ Hm = \frac{\text{Área bajo la curva}}{\text{Superficie}}$$

NOTA: Ver mayores antecedentes en bibliografía respectiva.



#### b) Índice de Agresividad del Clima:

Se define como  $\frac{p^2}{P}$

con  $p$  = precipitación en mm del mes más lluvioso del año.

$P$  = precipitación media anual en mm.

Con estos parámetros, establece los cuatro grupos de cuencas, a través de los cuales es posible obtener la degradación específica de la cuenca, es decir, la pérdida en toneladas, por kilómetro cuadrado y por año, a través de ecuaciones de regresión, de la forma  $Y = a + bx$ , y donde:

$Y =$  pérdida en toneladas/km<sup>2</sup>/año.

$X =$   $p^2/P$

Así, pudo definir lo siguiente:

| Cuencas | Condiciones                    | Ecuación de Regresión |
|---------|--------------------------------|-----------------------|
| Grupo A | $p^2/P < 20$<br>$Co < 6$       | $Y = 6.14X - 49.78$   |
| Grupo B | $p^2/P > 20$<br>$Co < 6$       | $Y = 27.12X - 475.4$  |
| Grupo C | Clima Semiárido<br>$Co > 6$    | $Y = 52.49X - 513.21$ |
| Grupo D | Clima no semiárido<br>$Co > 6$ | $Y = 91.78X - 737.62$ |

Ahora bien, al analizar las condicionantes, surge el problema de la definición del clima. Para ello, Fournier estableció lo siguiente, en base a la clasificación de Turc (3).

Sean dos parámetros  $P_1 = 0.532L$  y  $P_2 = 0.316L$

Con  $L = 300 + 25T + 0.05T^3$ , y sea  $P =$  precipitación media anual en mm.

donde  $T =$  temperatura media anual en °C.

Entonces;

si  $P > P_1$  , define clima húmedo.  
 si  $P_2 < P < P_1$  , define clima semiárido.  
 si  $P < P_2$  , define clima árido.

Cabe hacer notar que la relación  $p^2/P$ , debe ser analizada, año a año, en términos de la precipitación del mes más lluvioso, para poder trabajar con un mínimo nivel de garantía. Asimismo, este método, es válido para ser utilizado en anteproyectos como estimación referencial, y en cuencas cuya superficie sea mayor a 100 km<sup>2</sup>, con acción antrópica baja.

### 3.2. Modelo de Djorovic (1974).

Este modelo fue desarrollado por M. Djorovic, del Instituto Forestal y de Industrias de la madera de Belgrado, y el cual sirve para calcular la degradación en volumen de sedimentos por año, en cuencas no muy extensas.

Sus principios matemáticos, están basados en la concurrencia de parámetros como precipitación, temperatura, suelo, relieve y vegetación.

El modelo está definido por la siguiente ecuación:

$$W = T P \sqrt[3]{Z^3} F$$

donde,

W= caudal sólido en m<sup>3</sup> por año.

T= factor de temperatura, definido por:

$$T = \sqrt{\frac{t_0}{10} + 1}$$

donde;

t<sub>0</sub>= temperatura media anual en °C.

P= precipitación media anual en mm.

$\bar{t}$  = 3.1416

F= superficie de la cuenca en km<sup>2</sup>.

Z= coeficiente de erosión que refleja la intensidad y extensión del fenómeno erosivo de una cuenca, a través de la valoración de los factores suelo, vegetación y relieve, por medio de la siguiente ecuación:

$$Z = Y \cdot X(a + \sqrt{S})$$

donde;

Y= coeficiente adimensional de erodabilidad del suelo. Alcanza un valor 0.5 para suelos con buena estructura, menos erosionables y su rango llega al valor 2.0 para arenas, gravas y suelos sueltos.

X= coeficiente adimensional que cuantifica el estado de la cobertura vegetal y el laboreo del suelo, el cual varía desde 1.0 para suelos desnudos sin labranza en el suelo, hasta 0.05 para bosques y vegetación arbustiva bien cubierto.

a= coeficiente adimensional que cuantifica el grado de erosión de la cuenca en estudio, y cuyos valores oscilan desde 0.1 para cuencas con procesos erosivos manifestados en toda la superficie, hasta 0.2 con erosión representada por pequeños deslizamientos de márgenes en la red de drenaje.

S= pendiente media de la cuenca.

Ahora bien; se recomienda obtener el valor de Z, por medio de un promedio ponderado con respecto a la superficie, esto es, separar en subunidades que permitan una aproximación más certera a este valor, y ello en el caso que sea posible y factible a los objetivos del proyecto involucrado.

$$\text{Así, } Z = \frac{\sum Z_i \cdot F_i}{F}$$

Por otra parte, y en relación al valor obtenido de Z, este modelo establece una clasificación de los procesos erosivos en cinco grupos:

|                        |                      |
|------------------------|----------------------|
| I .- Erosión excesiva  | $1.01 \leq Z < 1.50$ |
| II.- Erosión intensa   | $0.71 \leq Z < 1.01$ |
| III.- Erosión media    | $0.41 \leq Z < 0.71$ |
| IV.- Erosión débil     | $0.20 \leq Z < 0.41$ |
| V .- Erosión muy débil | $0.01 \leq Z < 0.20$ |

### 3.3. Modelo de Fleming.

En Estados Unidos, Fleming desarrolló un modelo para la estimación del sedimento en suspensión, para lo cual utilizó datos de más de 250 cuencas en el mundo. De esta manera logró definir la tasa media anual de transporte en suspensión, como una función del caudal medio anual, y de distintos tipos de cobertura vegetal.

Sin embargo, es importante destacar que estimaciones realizadas en función del caudal presentan fuertes variaciones, producto de la variación temporal y espacial de las precipitaciones que pueden arrojar un gasto similar, pero con características disímiles en el proceso erosivo. Por ello, la estimación de Fleming sólo es adecuada como una producción media anual de sedimentos, ya que los errores tienden a compensarse, y tendiendo a que su aplicación sea en cuencas relativamente pequeñas y homogéneas, y siempre referido al sólido en suspensión.

Así, Fleming definió:

$$Q_s = a Q^n$$

donde;

$Q_s$  = transporte medio anual en suspensión en toneladas.

$Q$  = caudal medio anual en m<sup>3</sup>/s.

a y n = constantes.

Para las constantes a y n, definió la siguiente tabla, en función de la cobertura vegetal.

| COBERTURA VEGETAL                  | n    | a     |
|------------------------------------|------|-------|
| Variada de hoja ancha y coníferas. | 1.02 | 117   |
| Floresta conífera y pastos altos.  | 0.82 | 3.523 |
| Pastos bajos y arbustos.           | 0.65 | 19.26 |
| Desierto y arbustos.               | 0.72 | 37.73 |

No obstante lo anterior, queda por solucionar otro problema, el cual se relaciona con el cálculo del caudal medio en cuencas sin datos, para lo cual existe un sinnúmero de fórmulas empíricas. Sin embargo puede usarse lo siguiente:

$$A = P S e$$

donde,

A = aportación media anual de la cuenca en m<sup>3</sup>.

P = precipitación anual en m.

S = superficie de la cuenca en m<sup>2</sup>.

e = coeficiente de escorrentía, el cual puede ser definido en la tabla que se entrega al final de este documento.

Si el valor A, es dividido por el número de segundos que posee un año, se tendrá una estimación global del caudal medio anual.

$$\text{Así } Q = \frac{A}{315.576 \cdot 10^5} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

El modelo de Fleming, puede arrojar errores de estimación de  $\pm 50$  por ciento, por lo cual su uso debe abordarse en términos referenciales. Asimismo, si es posible, debe utilizarse el caudal medio anual estimado en forma directa.

#### 4.- EJEMPLO PRACTICO.

Con el fin de ejemplificar lo anterior, se aplicarán las tres metodologías reseñadas a la cuenca piloto de Monte Patria, en el año 1984, y de la cual se tiene la siguiente información:

- Precipitación media anual : 154 mm.
- Precipitación mes más lluvioso (1984): 326 mm.
- Coeficiente orográfico : > 6
- Temperatura media anual : 15.6°C
- Superficie de la cuenca : 93.11 km<sup>2</sup>.
- Coeficiente de escorrentía : 0.65
- Pendiente media : 0.35

##### 4.1. Aplicación de Fournier:

El primer aspecto a considerar, es qué ecuación de regresión corresponde usar, en función del clima. Para ello es necesario definir los parámetros  $P_1$  y  $P_2$ .

$$P_1 = 0.632L \text{ y } P_2 = 0.316L$$

pero  $L = 300 + 25T + 0.05T^3$ ; como  $T = 15.6^\circ\text{C}$ , se define que  $L = 879.82$

$$\text{Luego } P_1 = 556.02$$

$$P_2 = 278.02$$

Como  $P = 154$ , se define que  $P < P_2$ , lo cual define al clima como árido; además  $Co > 6$ , por lo cual la ecuación a utilizar es la del grupo D.

Así,  $Y = 91.78X - 737.62$ , lo cual queda, calculando para el año 1984;

$$Y = 91.78 \cdot \frac{326^2}{154} - 737.62$$

$$\text{Luego } Y = 62600 \text{ ton/km}^2/\text{año.}$$

Si esto mismo se planteara para el año 1979, cuya precipitación máxima mensual fue de 6.5mm, queda;

$$Y = 91.78 \cdot \frac{6.5^2}{154} - 737.62 = -712.4$$

de lo que se deduce que no existió pérdida por erosión hídrica, o bien que el mínimo valor admitido para que exista pérdida, es de 36mm en el mes más lluvioso, para este caso.

##### 4.2. Aplicación de Djorovic.

Se sabe que:

$$W = T P \sqrt[3]{Z} \cdot F$$

con respecto a  $Z$ , se asumirán los siguientes valores para  $y$ ,  $x$  y  $a$ .

$$\text{Sean } y = 1.7$$

$$x = 0.81$$

$$a = 0.12$$

$$\text{Luego; } Z = 1.7 \cdot 0.81 (0.12 + \sqrt[3]{0.35}) = 0.98$$

$$\text{Por consiguiente } W = 1.6 \cdot 154 \cdot 3.1416 \sqrt{0.98^3} \cdot 93.11$$

$$W = 69924 \text{ m}^3/\text{año.}$$

Si se considera un peso específico de 1.2 toneladas por  $\text{m}^3$ , queda:

$$W = 83909 \text{ ton/año.}$$

#### 4.3. Aplicación de Fleming.

Se conoce que,  $Q_s = a Q^n$

$$\text{sean } a = 37.73$$

$$n = 0.72$$

Además la precipitación de 1984 fue de 329mm, por lo tanto, queda:

$$Q = \frac{P S e}{315.576 \cdot 10^5} = 0.63 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego  $Q_s = 27.08$  toneladas medias anuales.

#### 4.4. Consideraciones específicas con respecto a los resultados.

4.4.1. A la luz de los antecedentes expuestos, se verifica la extrema variabilidad de los resultados en los tres métodos analizados por lo cual no es posible en una primera aproximación definir un valor referencial de pérdida de suelos, para la cuenca de Monte Patria.

4.4.2. Asociado a lo anterior, habría que descartar del análisis el método de Fleming, ya que su estructura está dada primordialmente para cuencas con datos fluviométricos, y además que llega a estimar el gasto en suspensión solamente, (suspended load y wash load), sin involucrar el acarreo, por consiguiente no define la carga total del lecho. Sin embargo, en referencia al gasto sólido en suspensión, puede considerarse el valor calculado como un elemento referencial, pero sólo en esos términos.

4.4.3. Si se centra el análisis, en los métodos de Fournier y Djorovic, es dable apreciar las significativas diferencias de estimación que denotan, ya que mientras el primero define para el año 1984 una pérdida de 62600  $\text{ton/km}^2/\text{año}$ , el segundo determina en términos promedios un valor de 901  $\text{ton/km}^2/\text{año}$ . Sin embargo, Fournier define un cálculo año a año, en tanto Djorovic lo presenta en términos promedios

4.4.4. En función de lo expuesto en el anterior punto, se procedió a calcular según Fournier la pérdida de suelos en todos los años de la serie de precipitaciones considerada para Monte Patria, arrojando un valor promedio de 8097  $\text{ton/km}^2/\text{año}$ . Así, se presenta una diferencia de casi ocho veces en los resultados que arrojan ambos métodos.

4.4.5. Lo señalado precedentemente, puede ser atribuido a una sobreestimación del método de Fournier, dado el marco en que se desarrolló el estudio bajo el cual se definieron las ecuaciones de regresión, esto es, grandes cuencas fluviales, definición del índice de agresividad del clima y cuya expresión alcanza valores altísimos en zonas con precipitaciones torrenciales o de alta variabilidad espacial, además de que

la distribución temporal, se denota concentrada en un gran porcentaje en dos o tres meses del invierno. Asimismo, el valor del coeficiente orográfico mayor que 6, expresión común en sectores asimilables a torres, como es el caso de la IV Región y sus cordones montañosos transversales, define inmediatamente la utilización de ecuaciones de regresión de los tipos C y D, es decir, aquellas que denotan un mayor rango de erosión.

Por otra parte, la bibliografía respectiva cita el método de Fournier como válido para cuencas sobre 100 km<sup>2</sup>, y paralelamente otras publicaciones, lo señalan válido para cuencas con superficies mayores a 2000 km<sup>2</sup>, por lo que no existe uniformidad al respecto.

4.4.6. Si los valores obtenidos para Fournier y Djorovic, se llevan a gasto sólido por hectárea, se tiene respectivamente 80.97 ton/ha/año y 9.01 ton/ha/año, de los cuales este último se acerca con mayor precisión al valor calculado en 1982 por la Corporación Nacional Forestal, el cual fue en términos promedios de 0.252 ton/ha/año, en la zona de Monte Patria. Sin embargo, cabe hacer notar que este valor fue medido en pequeñas cuencas cuya superficie no supera los 0.25 km<sup>2</sup>, y en que el valor de pendiente media es evidentemente más bajo que el de la cuenca de Monte Patria. Asimismo, debe considerarse que si el método de Djorovic se aplica en subunidades, en relación al valor Z, obteniendo para éste un resultado ponderado en función de la superficie, se puede esperar mayor precisión en la estimación.

4.4.7. De lo expuesto en el anterior punto, se desprende la importancia de contar con redes hidrometeorológicas que puedan aportar al proceso de cálculo de la erosión, y el hecho de que una estimación en base a pequeñas unidades, puede aportar mejoras sustanciales a la misma.

## 5.- COMENTARIOS FINALES

5.1. En relación al estudio de la erosión hídrica, existen variadas metodologías que intentan dar luces acerca del problema y los factores que intervienen en el proceso.

5.2. Las metodologías reseñadas en el presente instructivo, poseen la ventaja de no necesitar información de carácter sofisticado o de precisar estudios relativamente acabados, no obstante que los resultados denotan diferencias demasiado fuertes.

5.3. La metodología de Fleming puede resultar útil para el estudio del sedimento en suspensión en pequeñas cuencas sin datos, en términos regionales. Sin embargo, debiese descartarse la de Fournier para climas áridos con precipitaciones torrenciales, ya que tiende a sobreestimar en este tipo de cuencas pequeñas, pudiendo recomendarse para aquellas con superficies mayores o iguales a 1000 km<sup>2</sup>.

5.4. Para la determinación de la carga total del lecho, la más recomendable de las metodologías aludidas es la propuesta por Djorovic, dado que puede aplicarse en forma global o parcial, y a que su composición estructural refleja de mejor forma el proceso precipitación-escorrentía sólida, que ocurre en la cuenca. Además, para el caso particular de Monte Patria, el valor de erosión hídrica que arroja, corresponde a lo señalado por Fournier, como promedio para Sudamérica.

5.5. Finalmente, es dable señalar que de ser posible, es necesario realizar investigaciones que permitan calibrar estos modelos a distintas situaciones físicas, como asimismo es deseable implementar la ecuación universal de pérdida de suelos, con lo cual se podrán obtener estimaciones de mayor confiabilidad y certeza, y en el entendido que ello sólo es un aporte a la comprensión del fenómeno hídrico y sus consecuencias.

ROBERTO PIZARRO TAPIA  
INGENIERO FORESTAL  
JEFE REGIONAL PROGRAMA  
MANEJO DE CUENCAS Y  
CONTROL DUNAS

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- CEOTMA, WOPU. 1984. Guía para la elaboración de estudios del medio físico. Contenido y Metodología. Centro de Estudios de Ordenación del Territorio y Medio Ambiente. Madrid, España. 572p.
- 2.- Linsley, R; Kohler, M. Paulus, J. 1977. Hidrología para Ingenieros Ed. Mc. Graw-Hill, Bogotá, Colombia. 382p.
- 3.- López Cadenas, F. y Blanco M. 1976. Hidrología Forestal. E.T.S. de Ingenieros de Montes, Madrid, España. 386p.
- 4.- Martínez, F. 1985. Lecciones de Hidráulica Fluvial. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, CEDEX. Madrid, España. p.i.
- 5.- Mintegui, J; Pérez, A; Aguiló, J. et al. 1985. Metodología para la Evaluación de la Erosión Hídrica. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Dirección General del Medio Ambiente. Madrid, España. 150p.
- 6.- Núñez, G. y Zachmann, W. 1982. Evaluación del tratamiento hidrológico forestal de laderas de secano en la cuenca del río Limarí. Corporación Nacional Forestal, IV Región. Boletín Técnico N°2. 35p.
- 7.- Pizarro, R. y Novoa, P. 1986. Elementos técnicos de hidrología. Corporación Nacional Forestal, IV Región, La Serena, Chile. 57p.

INSTRUCTIVO TECNICO Nº10  
CALCULO DE CANALES TRAPEZOIDALES  
PARA CONDUCCION DE AGUA

TABLA Nº1: Cálculo del Coeficiente de Escorrentía.

| Valor de K comprendido entre | Valor del coeficiente de escorrentía. |
|------------------------------|---------------------------------------|
| 75-100                       | 0.65-0.80                             |
| 50-75                        | 0.50-0.75                             |
| 30-50                        | 0.35-0.60                             |
| 25-30                        | 0.20-0.40                             |

$$K = K_1 + K_2 + K_3 + K_4$$

| CARACTERISTICAS DE LA CUENCA                          |    |                                           |    |                                                |
|-------------------------------------------------------|----|-------------------------------------------|----|------------------------------------------------|
| 1.- Relieve del terreno (K <sub>1</sub> )             | 40 | Muy accidentado pendiente superior al 30% | 30 | Accidentado, pendientes entre el 10% y el 30%. |
| 2.- Permeabilidad del suelo (K <sub>2</sub> )         | 20 | Muy impermeable. Roca                     | 15 | Bastante impermeable. Arcilla.                 |
| 3.- Vegetación (K <sub>3</sub> )                      | 20 | Ninguna                                   | 15 | Poca<br>Menos del 10% de la superficie.        |
| 4.- Capacidad de almacenaje de Agua (K <sub>4</sub> ) | 20 | Ninguna                                   | 15 | Poca                                           |
|                                                       |    |                                           | 10 | Bastante                                       |
|                                                       |    |                                           | 5  | Mucha                                          |

INSTRUCTIVO TECNICO Nº10  
CALCULO DE CANALES TRAPEZOIDALES  
PARA CONDUCCION DE AGUA

1.- INTRODUCCION:

En las distintas actividades de desarrollo de áreas rurales, que abarca la Corporación Nacional Forestal, IV Región, adquiere una singular importancia, el accionar que pueda llevarse a cabo con el recurso hídrico, toda vez que infiere especiales limitantes al desarrollo de las zonas áridas.

Si a lo anterior, se adiciona el hecho de que la recolección de agua, a nivel de ladera o cauce, es un trabajo costoso en sectores con economías de subsistencia, además de involucrar alto riesgo en la conducción del recurso, se enfrenta un esquema de trabajo que exige una optimización fina de las posibilidades de protección del agua, derivado de que ésta ofrece las mayores potencialidades de desarrollo productivo en zonas áridas.

En función de lo expuesto, el presente instructivo, pretende entregar una visión pragmática acerca del diseño y construcción de canales para conducción de agua.

2.- DISEÑO DE CANALES:

Cuando se llega a intentar el diseño de un canal, debe considerarse un aspecto previo, que dice relación con el tipo de sección transversal que se elegirá, para llevar a cabo el proceso.

Las consideraciones matemáticas sobre este punto, se presentan en el anexo 1 de este documento, en tanto la figura 1, representa la sección transversal del canal en comento.

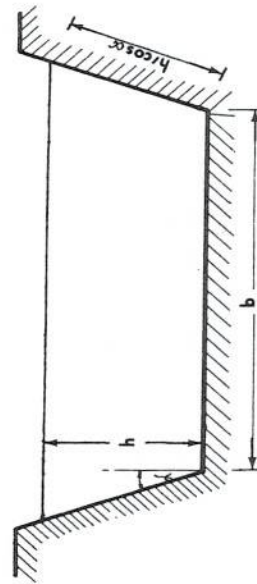


Fig.1: Sección transversal de un canal trapecoidal.

## 2.1. Diseño con velocidad del agua conocida.

### 2.1.1. Cálculo del caudal a conducir.

El caudal a ser encauzado por una obra hidráulica de este tipo, es una información fundamental en el diseño. Así, este gasto puede ser conocido con antelación, no obstante que lo más común, es enfrentarse a un monto desconocido.

En la circunstancia de realizar el cálculo, éste puede ser ejecutado como sigue, pensando en un caudal continuo, y la obtención del agua desde una toma fluvial, o derivación fluvial.

Así, la que ofrece las mejores perspectivas de construcción, es la sección trapecoidal, en función de diseño, replanteo y aspectos de costos.

En este contexto, a continuación se definen los elementos de diseño de un canal trapecoidal, mediante dos metodologías que serán analizadas. La primera, dice relación con un método que contempla caudal y velocidad de diseño conocidas, en tanto la segunda, utiliza como elemento base de diseño la ecuación de Manning, para estimación de caudales. Sin embargo, ambas presentan como denominador común, ciertas consideraciones de diseño, referidas al valor que debe adoptar el radio hidráulico.

Así, un efectivo diseño deberá contemplar, maximización del valor del radio hidráulico, es decir,

$$R \rightarrow \max R$$

Si el radio hidráulico se define, como el cociente entre el área de la sección y el perímetro mojado,  $R = A/P$ , se desprende que el radio ideal estará definido por el perímetro mojado mínimo, situación que llega a definir para este caso.

$$R = \frac{h}{2}$$

donde  $R$ = radio hidráulico.

$h$ = tirante o altura efectiva del canal.

$$As1, Q= d \cdot S$$

donde d= dotación máxima estacional asignada al canal en l/s/ha. (en la estación punta).

S= superficie a regar en ha.

Si el caudal no es continuo, es decir en un lapso posee intervalos sin gasto, el caudal hay que afectarlo de un factor de corrección, que incorpore un posible mayor gasto por unidad de tiempo:

$$Q= d \cdot S \cdot FC$$

en que,

$$FC= \frac{NHM}{NHT \cdot NTM}$$

y donde; FC= factor de corrección.

NHT= número de horas por turno de agua.

NTM= número de turnos en un mes considerado.

NHM= número de horas del mes considerado.

Asimismo, deben considerarse otros factores como eficiencia de aplicación del riego, y pérdida por conducción, los cuales serán incorporados por el ingeniero a la luz de los antecedentes que posea.

Por otra parte, es conveniente definir un caudal de diseño con un margen de seguridad, en función de la superficie que el canal debe abastecer, dado que en ocasiones se producen cambios en los patrones de

cultivos, para lo cual se puede utilizar la tabla que entrega Hidalgo Granados, que permite ponderar el valor de caudal ya estimado, como un factor de seguridad.

**CUADRO Nº1: Coeficiente de seguridad para dimensionamiento de canales frente a dos o más cultivos, en función de superficie.**

| SUPERFICIE (ha) | COEFICIENTE SEGURIDAD (c) |
|-----------------|---------------------------|
| 40              | 1.7                       |
| 41 - 80         | 1.6                       |
| 81 - 120        | 1.5                       |
| 121 - 160       | 1.4                       |
| 161 - 200       | 1.3                       |
| 201 - 240       | 1.2                       |
| 241 - 280       | 1.1                       |
| 281             | 1.0                       |

Fuente: Ciancaglini, citando a Hidalgo Granados.

Finalmente, existen situaciones en las cuales se conocen los caudales a ser conducidos, especialmente si éste deriva de represas, cisternas u obras reguladoras, o bien, a través de estadísticas de aforos con que se pueda contar. Luego, si bien es fundamental el cálculo del caudal para el diseño, éste no ofrece mayores problemas para su estimación.

## 2.1.2. Cálculo de la sección del canal (A).

Si se considera que en términos generales, el caudal se define como el producto de la sección del canal, y la velocidad del agua, se aprecia que el elemento restante para validar la definición de la sección, lo constituye la velocidad del agua.

Así,  $A = \frac{Q}{V}$

donde, A= sección del canal (m2)

Q= caudal en m3/s.

V= velocidad en m/s.

Ahora bien; la velocidad del agua involucrada, es aquella que sea máxima en función del tipo de superficie que posea el canal, de tal manera que no sea erosiva. Dicha velocidad máxima, puede ser determinada en la tabla de Agres y Scoates (1939), citada por Ciancaglini.

CUADRO Nº2: Velocidades máximas permitidas en canales (Agres y Scoates, 1939, aumentada con valores de Foster, 1967).

| MATERIAL                                          | VELOCIDAD (m/s) |
|---------------------------------------------------|-----------------|
| Suelo arenoso muy suelto.                         | 0.30 - 0.45     |
| Arena gruesa o suelo arenoso suelto.              | 0.46 - 0.60     |
| Suelo arenoso promedio.                           | 0.61 - 0.75     |
| Suelo franco arenoso.                             | 0.76 - 0.83     |
| Suelo franco de aluvión o ceniza volcánica.       | 0.84 - 0.90     |
| Césped de crecimiento ralo o débil.               | 0.90 - 0.90     |
| Suelo franco pesado o franco arcilloso.           | 0.90 - 1.20     |
| Suelo con vegetación regular.                     | 1.22 - 1.20     |
| Suelo arcilloso o cascajoso.                      | 1.20 - 1.50     |
| Césped vigoroso, denso y permanente.              | 1.52 - 1.83     |
| Conglomerados, cascajo cementado, pizarra blanda. | 1.80 - 2.40     |
| Roca dura.                                        | 3.00 - 4.50     |
| Hormigón.                                         | 4.51 - 6.00     |

Fuente: Ciancaglini citando a Foster.

Por ende, a partir de la determinación de velocidad máxima, es posible definir la sección del canal.

### 2.1.3. Cálculo del tirante (h).

El tirante o altura efectiva del canal, para ser definido, necesita previamente definir el ángulo de inclinación del talud del canal, con respecto a la vertical, dado que la formulación matemática obtenida a través de la maximización del radio hidráulico, así lo determina.

En este contexto, h se define como sigue:

$$h = \sqrt{\frac{A \cos \alpha}{2 - \sin \alpha}}$$

donde, A = sección transversal del canal.

$\alpha$  = ángulo del talud con respecto a la vertical.

Por otra parte, el ángulo  $\alpha$  se limita en canales de tierra, en virtud del proceso erosivo que puedan sufrir las márgenes del canal.

En ese contexto, la elección del ángulo debe ser cuidadosa y en función de lo que la experiencia señale, aunque se puede recomendar que  $\alpha$  no sea menor a 20°, en términos muy generales. De igual forma, si el canal se encuentra adecuadamente revestido,  $\alpha$  puede asumir cualquier valor.

#### 2.1.4. Cálculo de la base de fondo (b).

La base del canal, está determinada por la siguiente expresión:

$$b = \frac{A}{h} - h \operatorname{tg} \alpha$$

, donde todos los términos son conocidos.

#### 2.1.5. Cálculo de la longitud del talud (l).

La longitud de talud, se define como sigue:

$$l = \frac{h}{\cos \alpha}$$

por consiguiente el perímetro mojado es,  $P = b + 2l$

En este contexto, y en función de la expresión que consigue maximizar el radio hidráulico, es posible obtener relaciones entre  $\alpha$ , b y l.

Así se puede dar lo siguiente, en términos de ejemplo orientador a la elección del ángulo.

|                             |           |
|-----------------------------|-----------|
| Si $\alpha = 36.37^\circ$ , | $b = 1/2$ |
| Si $\alpha = 30.00^\circ$ , | $b = 1$   |
| Si $\alpha = 21.47^\circ$ , | $b = 2$   |
| Si $\alpha = 16.31^\circ$ , | $b = 3$   |
| Si $\alpha = 13.00^\circ$ , | $b = 4$   |

#### 2.1.6. Cálculo de la pendiente del canal (s).

Si se aplica la ecuación de Manning, queda,

$$Q = \frac{1}{n} \cdot s^{1/2} \cdot R^{2/3} \cdot A$$

donde;

Q= caudal a conducir en m<sup>3</sup>/s.

n= coeficiente de rozamiento de Manning, el cual se entrega en el anexo 2.

s= pendiente longitudinal del canal (m/m)

R= radio hidráulico (m)

A= sección transversal (m<sup>2</sup>)

El radio hidráulico, se define a través de la expresión que permite su maximización, a saber,

$$R = h/2$$

, por lo tanto todos los términos de la ecuación de Manning son conocidos, a excepción de s, que es la incógnita a resolver.

#### 2.1.7. Cálculo de la revancha (r).

Con el objetivo de evitar derrames por turbulencia y oleaje del agua, se hace necesario estructurar un margen de seguridad; por ello, se adiciona a la longitud del talud, el valor r, o revancha, que se define empíricamente como sigue;

$$r = \frac{1}{3} \cdot h$$

, o bien a través del empirismo que el constructor posea para este tipo de obras.

## 2.2. Diseño a través de Manning.

El diseño de un canal a través de Manning, asume dos elementos básicos en la definición, los cuales están relacionados con la determinación del radio hidráulico máximo, y la expresión matemática de la sección transversal, derivada de la primera (Ver anexo 1).

En este marco, tanto el radio hidráulico, como la sección transversal, se expresan en función de la altura o tirante, del canal, además del ángulo de inclinación del talud.

Así,

$$R = \frac{h}{2} \quad (1) \quad y \quad A = \frac{h^2 (2 - \sin \alpha)}{\cos \alpha} \quad (2)$$

Luego, en un diseño de canales basado en este método, que es sólo una variación del primero, se requiere definir el coeficiente de rugosidad  $n$ , la pendiente del canal, y el ángulo de inclinación del talud, con lo cual se determina lo siguiente:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot s^{1/2} \cdot \left( \frac{h}{2} \right)^{2/3} \cdot \frac{h^2 (2 - \sin \alpha)}{\cos \alpha} \quad (3)$$

De (3) se obtiene  $h$ , valor que al ser reemplazado en (2), determina  $A$ , que es la sección transversal. Posteriormente, se define la base del canal a través de la expresión señalada en 2.1.4.; en forma similar, y por medio de la ecuación reseñada en el punto 2.1.5., se obtiene la longitud del talud, con lo cual se posee el diseño íntegro del canal, a excepción de la revancha que puede ser definida empíricamente, o bien a través de la expresión matemática expuesta en el punto 2.1.7.

## 3.- EJEMPLO PRACTICO

### 3.1. Diseño con velocidad del agua conocida.

Se desea construir un canal trapecial revestido en cascajo cementado, para regar una superficie de 20 ha, asignada con una dotación de 40 l/s/ha, en turnos de seis horas diarias, para el mes punta que se asume es Enero.

#### a) Determinación del caudal (Q).

$$Q = d \cdot S \cdot FC$$

$$\text{pero } FC = \frac{NHM}{NHT \cdot NTM}$$

donde;

$d$  = dotación máxima estacional (40 l/s/ha)

$S$  = superficie (20 ha)

$NHT$  = número de horas por turno (6 horas)

$NTM$  = número de turnos (31)

$NHM$  = número de horas del mes considerado (744 horas)

$$\text{Luego, } FC = \frac{744}{6 \cdot 31} = 4$$

$$\text{Por ende } Q = 40 \text{ l/s/ha} \cdot 20 \text{ ha} \cdot 4 = 3.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pero, con el objetivo de plantear un margen de seguridad con respecto a cambios en los patrones de cultivos, se recurre al cuadro Nº1, que entrega una ponderación para el caudal, en función de la superficie, el que en este caso es 1.7.

$$\text{Luego, } Q = 3.2 \cdot 1.7 = 5.4 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Determinación de la velocidad (v).

Debido a que el canal será revestido con cascajo cementado, y en función de lo que define el cuadro Nº2, se asume un valor de velocidad de 1.8 m/s, en términos conservadores.

c) Determinación de la sección del canal (A).

$$A = \frac{Q}{V} \quad \text{lo cual define que } A = 3 \text{ m}^2.$$

d) Determinación del tirante (h).

$$h = \sqrt{\frac{A \cos \alpha}{2 \cdot \text{sen } \alpha}}$$

, lo cual involucra que previamente es necesario conocer el ángulo de inclinación del talud. Como en

este caso se trata de cascajo cementado,  $\alpha$  puede alcanzar cualquier valor, asumiendo para este caso  $\alpha = 30^\circ$ .

En este contexto, se define que;

$$h = \sqrt{\frac{3 \cos 30^\circ}{2 \cdot \text{sen } 30^\circ}} = 1.32 \text{ m}$$

e) Determinación de la base de fondo (b).

$$b = \frac{A}{h} - h \tan \alpha$$

de lo que se desprende que,

$$b = \frac{3}{1.32} - 1.32 \tan 30^\circ = 1.51 \text{ m}$$

f) Determinación de la longitud del talud (l)

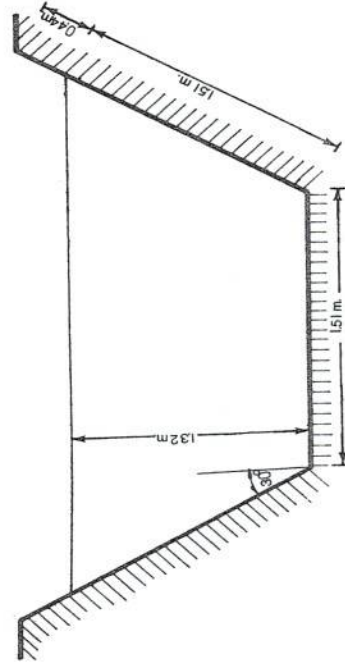
Como  $\alpha = 30^\circ$ , se cumple que  $b = l = 1.51 \text{ m}$ , lo cual se demuestra numéricamente como sigue:

$$l = \frac{h}{\cos \alpha}, \quad \text{lo que define, } l = \frac{1.32}{\cos 30^\circ} = 1.51$$

g) Determinación de la revancha (r)

$$r = \frac{1}{3} h, \text{ con lo cual, } r = \frac{1}{3} \cdot 1.32 = 0.44\text{m}$$

Finalmente, el diseño queda como sigue;



h) Determinación de la pendiente (s)

Aplicando Manning, y la ecuación  $R = h/2$ , queda;

$$Q = \frac{1}{n} \cdot s^{1/2} \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^{2/3} \cdot A$$

con lo cual resta definir el coeficiente de rugosidad que se entrega en el anexo 2, de donde se obtiene que  $n = 0.016$ , para un canal revestido en concreto en regulares condiciones, según Horton.

De la ecuación anterior se desprende que,

$$s = 0.00144 \text{ m/m.}$$

3.2. Diseño a través de Manning.

El diseño de canales bajo esta metodología, es una variación del primer método, solo que invierte requerimientos de parámetros, y procedimientos. Para ello, el siguiente ejercicio utilizará la información derivada de 3.1.

Se desea diseñar un canal trapecial revestido en cemento, que conduzca un caudal de 5.4 m<sup>3</sup>/s, y con una pendiente de 0.00144.

Aplicando Manning;

$$Q = \frac{1}{n} \cdot s^{1/2} \cdot R^{2/3} \cdot A$$

$$\text{pero, } R = \frac{h}{2} \quad (1); \quad A = \frac{h^2 (2 - \sin \alpha)}{\cos \alpha} \quad (2); \quad \alpha = 30^\circ \text{ y } n = 0.016$$

$$\text{Luego; } 5.4 = \frac{1}{0.016} \cdot 0.00144^{1/2} \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^{2/3} \cdot \frac{h^2 (2 - \sin 30^\circ)}{\cos 30^\circ}$$

de lo cual se desprende que,

$$h = 1.32\text{m} \quad (3)$$

Reemplazando (3) en (2), se define;

$$A = 3 \text{ m}^2$$

con lo cual las medidas restantes de base (b) y longitud de talud (1), son las mismas que las del punto 3.1., con la diferencia de que los requerimientos de información son distintos. De igual forma, pueden aplicarse distintas situaciones de información y necesidad de diseño, que pueden ser resueltas por las ecuaciones descritas, o la incorporación de otras de fácil manejo en función del tipo de sección del canal.

#### 4.- CONSIDERACIONES FINALES

4.1. La metodología planteada y ejemplificada en los anteriores puntos, corresponde a una de tipo práctico con una sólida base teórica que permite solventar los requerimientos básicos de diseño en canales especiales.

4.2. De lo expuesto, se desprende que las metodologías reseñadas son variaciones de lo que cada una por separado presenta, por lo cual la forma de exposición que se ha adoptado en este documento, posee como objetivo representar el hecho de que frente a distintas problemáticas de trabajo, los elementos técnicos que se han definido, son capaces de dar respuesta a tales requerimientos, en forma total o parcial.

4.3. El diseño de canales con otro tipo de sección transversal, como la rectangular, obedece a elementos matemáticos que poseen similar aspecto técnico, al señalado en este documento, por lo cual es posible realizar otras derivaciones si ello fuese necesario.

4.4. Finalmente, resta destacar que por sobre la determinación matemática de un canal, cobra especial relevancia el replanteo de la obra en terreno, así como llevar a cabo una cuidadosa y eficiente construcción, todo lo cual define la obtención de una utilidad marginal significativa en el contexto económico, así como una practicidad efectiva y eficiente a las demandas del sistema social en zonas rurales.

ROBERTO PIZARRO TAPIA  
INGENIERO FORESTAL  
JEFE REGIONAL PROGRAMA  
MANEJO DE CUENCAS Y  
CONTROL DUNAS

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Ciancaglini, N. 1986. Canales de conducción del agua. Manual de Uso y Conservación del Agua en Zonas Rurales de América Latina y el Caribe. Tomo II (Borrador). Proyecto Regional Mayor de UNESCO-ROSTLAC, Montevideo, Uruguay. p.i.
- 2.- Domínguez, F. 1974. Hidráulica. Fac. Cs. Físicas y Matemáticas. U. de Chile, Edit. Universitaria, 757 p.
- 3.- López Cadenas de Llano, F. 1983. Hidráulica. Fundación Conde del Valle de Salazar. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes, Madrid, España. 354 p.
- 4.- Vennard, J. 1965. Elementos de la mecánica de los fluidos. Compañía Editorial Continental. México. 479 p.

## ANEXO 1

### DEFINICION DE LA SECCION TRANSVERSAL HIDRAULICA OPTIMA

Si se analiza la ecuación de Manning (2.1.6.), en una sección dada A, con una pendiente uniforme s, con un nivel de caudal Q estable, y definida una rugosidad, la mejor sección transversal estará dada, cuando el radio hidráulico sea máximo.

Así, si se define al radio hidráulico R, como el cociente entre la sección A, y el perímetro mojado P, el radio máximo estará dado cuando el perímetro mojado sea mínimo, lo cual significa menor cantidad de materiales empleados en la construcción, y trabajo asociado, todo lo cual determina un ahorro importante de costos.

Con el objetivo de visualizar lo anterior, y para definir el dimensionamiento adecuado de un canal trapezoidal, se desarrollará el esquema matemático de cálculo. De esta manera, si se analiza la figura 1, se desprende que:

$$A = bh + h^2 \operatorname{tg} \alpha$$

$$P = b + 2 \frac{h}{\cos \alpha} = \frac{A}{h} - h \operatorname{tg} \alpha + 2 \frac{h}{\cos \alpha}$$

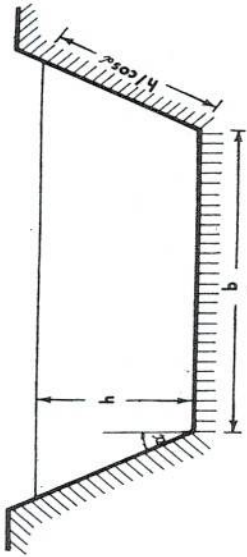


Fig.1: Sección transversal de un canal trapecoidal.

Por consiguiente, operando de tal forma que la base  $b$  no se incorpore al cálculo, queda;

$$R = \frac{A}{\frac{A}{h} - h \operatorname{tg} \alpha + 2 \frac{h}{\cos \alpha}} = \frac{A h \cos \alpha}{A \cos \alpha + h^2 (2 - \operatorname{sen} \alpha)} \quad (1)$$

Derivando con respecto a  $h$ , e igualando a cero se obtiene;

$$\frac{dR}{dh} = \frac{A \cos \alpha (A \cos \alpha + h^2 (2 - \operatorname{sen} \alpha)) - 2 A h^2 \cos \alpha (2 - \operatorname{sen} \alpha)}{(A \cos \alpha + h^2 (2 - \operatorname{sen} \alpha))^2} = 0 \quad (2)$$

con lo que,

$$\frac{dR}{dh} = A \cos \alpha - h^2 (2 - \operatorname{sen} \alpha) = 0 \quad (3)$$

de lo cual se deriva que,

$$A = \frac{h^2 (2 - \operatorname{sen} \alpha)}{\cos \alpha} \quad (4)$$

o bien,

$$h = \sqrt{\frac{A \cos \alpha}{2 - \operatorname{sen} \alpha}} \quad (5)$$

Reemplazando (4) en (1), resulta,

$$R = \frac{(2 - \operatorname{sen} \alpha) h^3}{h^2 (2 - \operatorname{sen} \alpha) + h^2 (2 - \operatorname{sen} \alpha)} \quad (6)$$

de lo que se infiere

$$R = \frac{h}{2} \quad (7)$$

, es decir, la maximización del radio hidráulico, con el fin de asegurar un diseño óptimo de canales trapeciales, ocurre cuando éste se hace igual al tirante o altura del canal, dividido por dos.

ANEXO 2

Valores de "n" dados por Horton para ser empleados en la fórmula de Manning.

| SUPERFICIE                                                              | CONDICIONES |         |                 |
|-------------------------------------------------------------------------|-------------|---------|-----------------|
|                                                                         | Perfectas   | Buenas  | Regulares Malas |
| <b>Canales y Zanjas</b>                                                 |             |         |                 |
| Canales revestidos con concreto.                                        | 0.012       | 0.014*  | 0.016*          |
| En tierra, alineados y uniformes.                                       | 0.017       | 0.020   | 0.0225          |
| En roca, lisos y uniformes.                                             | 0.025       | 0.030   | 0.033*          |
| En roca, con salientes y sinuosos                                       | 0.035       | 0.040   | 0.045           |
| Sinuosos y de escurrimiento lento.                                      | 0.0225      | 0.025*  | 0.0275          |
| Dragados en tierra.                                                     | 0.025       | 0.0275* | 0.030           |
| Con lecho pedregoso y bordos de tierra, enhierrados.                    | 0.025       | 0.030   | 0.035*          |
| Plantilla de tierra, taludes ásperos.                                   | 0.028       | 0.030   | 0.033           |
| <b>Corrientes Naturales</b>                                             |             |         |                 |
| 1. Limpios, bordos rectos, llanos, sin hendiduras ni charcos profundos. | 0.025       | 0.0275  | 0.030           |
| 2. Igual a 1, pero con algo de hierbas y piedra.                        | 0.030       | 0.033   | 0.035           |
| 3. Sinuoso, algunos charcos y escollos limpios.                         | 0.033       | 0.035   | 0.040           |
| 4. Igual a 3, de poco tirante con pendiente y sección menos eficientes. | 0.040       | 0.045   | 0.050           |
| 5. Igual a 3, algo de hierba y piedras.                                 | 0.035       | 0.040   | 0.045           |
| 6. Igual a 4, secciones pedregosas.                                     | 0.045       | 0.050   | 0.055           |
| 7. Ríos perezosos, cauce enhierrado o con charcos profundos.            | 0.050       | 0.060   | 0.070           |
| 8. Cauces muy enhierrados.                                              | 0.075       | 0.100   | 0.125           |

\* Valores corrientemente usados en la práctica.

Extractado de Canales de Desviación; Ciancaglini, N.1986, Argentina, UNESCO.

INSTRUCTIVO TECNICO Nº11

RESUMEN DE CONCEPTOS BASICOS SOBRE LA EXTRACCION  
DE AGUAS SUBTERRANEAS A TRAVES DE DRENE

JUAN HERNAN TORRES G.  
INGENIERO CIVIL

RESUMEN DE CONCEPTOS BASICOS SOBRE LA EXTRACCION  
DE AGUAS SUBTERRANEAS A TRAVES DE DRENE

1.- INTRODUCCION:

La presente síntesis tiene como objetivo fundamental mostrar y aclarar algunos conceptos básicos en relación con la extracción de Aguas Subterráneas mediante drenes o galerías. Es corriente encontrarse en el diario vivir con afirmaciones equivocadas que plantean lo siguiente:

"Que, las aguas así captadas (drenes y galerías), pertenecerían de esta forma al escurrimiento superficial del Río", hecho que niega y duda que las aguas así captadas son aguas subterráneas, lo que contradice a la literatura especializada sobre el tema. La pregunta que surge entonces es, qué pasa en zonas donde no hay ríos o escurrimientos superficiales, y sin embargo, existen drenes?. Qué agua captan dichos drenes?. La respuesta es clara; esa agua es subterránea, vale decir el dren se alimenta del embalse subterráneo sea este pequeño, grande o intermedio, el hecho es que existe un almacenamiento subterráneo. Según la literatura especializada, no es fácil separar el agua que fluye por un río según su origen superficial o subterráneo, ya que este problema ha sido objeto de muchos estudios, sin embargo, no se ha encontrado todavía una solución totalmente satisfactoria. A pesar de que son numerosos los estudios dedicados al tema, continúa sin existir método o criterio único para realizar la separación de estos dos componentes.

Como corolario puede afirmarse que de las aguas que capta un dren subterráneo, una parte de ellas podrá ser del escurrimiento superficial y la otra será del escurrimiento subterráneo, pero no puede decirse taxativamente que un dren capta las aguas superficiales de un río, sin un estudio acabado que oriente acerca del problema.

## 2.- QUE ES UN DREN:

El dren (1) es una obra de captación de agua desde un embalse subterráneo. El agua ingresa al dren en forma gravitacional, sin acción de bombeo mecánico, y en la mayoría de los casos la salida del agua desde el dren hacia el exterior se produce también en forma gravitacional.

La diferencia entre una captación de agua subterránea por medio de drenes, y una realizada por medio de pozo y bomba, radica en que la primera no requiere de un gasto adicional de energía ni de instalaciones de equipos, como en el segundo. Esto hace que en algunos casos se prefiera el dren por razones de orden económico. No obstante desde el punto de vista conceptual, no hay diferencia entre una y otra.

## 3.- DE DONDE OBTIENE SU AGUA EL DREN:

El dren, que consiste en un túnel excavado en el interior de un embalse subterráneo, colocado en un plano casi horizontal, crea un sector de permeabilidad infinita en el volumen excavado, y además en dicho sector se reduce la presión a la atmosférica. La combinación de éstos dos fenómenos, provoca el ingreso de agua desde el acuífero o embalse subterráneo, hacia el interior del dren. La cantidad de agua que ingresa al dren depende de varios factores, a saber:

(1): Si el conducto es de pequeño diámetro se denomina dren y si es visitable se llama galería; para este trabajo en ambos casos los indicaremos como DREN.

- La permeabilidad del material acuífero.
- La carga de agua o diferencia de presión hidrostática entre el nivel piezométrico del acuífero y el interior del dren.
- La longitud del dren.

Además existe un área (o volumen) de influencia del dren, el cual depende tanto de la permeabilidad del acuífero, como de las características geométricas del embalse subterráneo y de la posición relativa del dren en su interior. Así por ejemplo, actuará diferente un dren colocado 2 metros por debajo de la superficie, que uno colocado cercano al fondo del embalse subterráneo. También influye la posición relativa entre el dren y el sentido de escurrimiento de las aguas en el interior del embalse subterráneo.

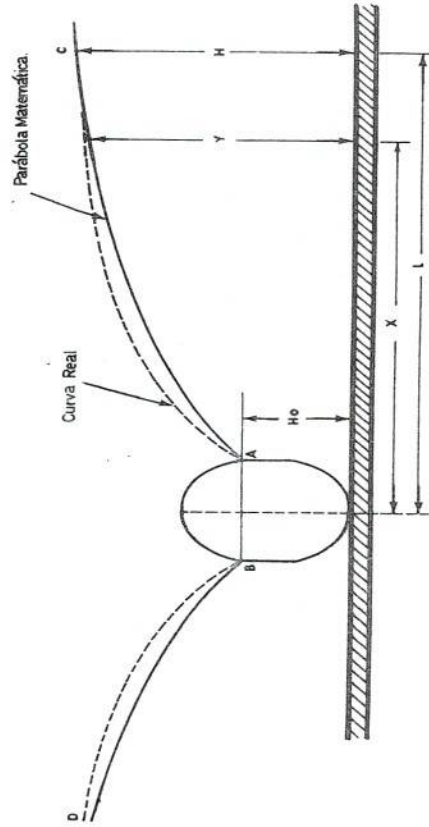
El dren recibe sus aguas desde el interior del embalse subterráneo en el cual se encuentra inserto.

## 4.- HIDRAULICA BASICA DE LAS CAPTACIONES POR DRENS O GALERIAS:

El caso más sencillo para analizar, corresponde a una galería de drenaje, apoyada en la capa impermeable horizontal (fondo del embalse subterráneo) y que capta todo el gasto. Se supone de ancho infinito, o sea se estudia el fenómeno por unidad de ancho.

Como se observa en la figura 1, se tiene un estrato impermeable sobre el cual se apoya un dren. El arco AC representa la depresión del acuífero que es simétrico con el arco BD, en tanto que  $H_0$  y  $H$  señalan respectivamente la diferencia de niveles piezométricos entre el nivel estático del acuífero ( $H$ ) y el nivel dinámico de éste ( $H_0$ ); asimismo  $x$  es una distancia cualquiera y  $L$  es la distancia total de influencia por la extracción de agua desde el dren.

FIG. 1: ESQUEMA DE DRENAJE SOBRE CAPA IMPERMEABLE



De acuerdo con la fórmula de Darcy y el principio de Dupuit, el gasto que pasa por la sección unitaria  $x$  es:

$$q = KY \frac{dy}{dx}$$

donde,

$q$ = caudal por unidad de ancho.

$k$ = permeabilidad.

$Y$ = nivel cualquiera del acuífero a distancia  $x$  y dentro de la altura total  $H$ .

$x$ = distancia cualquiera donde el acuífero tiene una altura  $Y$ , dentro del largo total  $L$ .

resolviendo;

$$q \, dx = k \, y \, dy$$

Integrando entre el límite  $x=L$  para el cual  $Y=H$ , en función de las razones que se observan en la figura 1, y considerando que cuando  $x=0$ , se tiene que  $Y=H_0$ , se obtiene lo siguiente:

$$q \, L = \frac{1}{2} K (H^2 - H_0^2)$$

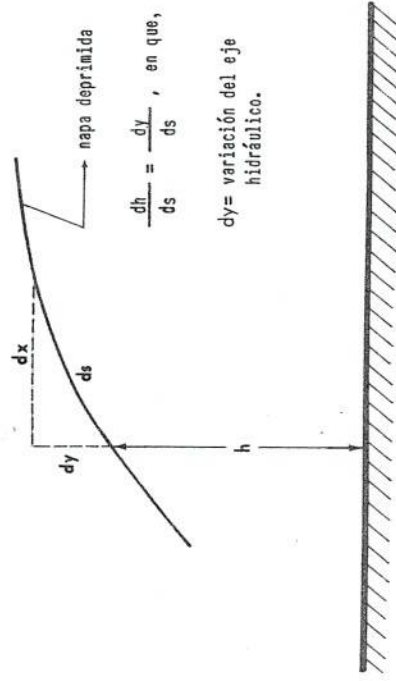
$$q = \frac{KL}{2} (H^2 - H_0^2) \quad \text{curva parabólica}$$

Sin embargo, para calcular el caudal total es necesario ponderar el valor de  $q$  por el ancho ( $d$ ) de la sección, por ende éste vale,

$$Q = q \cdot d$$

Ahora bien, se define como curva efectiva aquella que se representa como parábola más un sector con línea punteada (ver Fig.1); ésta difiere de la curva expresada por la ecuación diferencial ya analizada, debido a que en las cercanías de la galería no se verifica la suposición de Dupuit, puesto que los filetes de flujo tienen gran curvatura (aumento del gradiente hidráulico), por lo que la curva real o efectiva está ligeramente por sobre la parábola matemática. Para complementar lo indicado, en la figura 2 se esquematiza el principio de Dupuit.

FIGURA Nº2: ESQUEMA MATEMATICO DEL PRINCIPIO DE DUPUIT.



Cuando la pendiente de la napa es pequeña, se puede asumir que

$$\frac{dy}{ds} = \frac{dy}{dx}$$

## 5.- FUENTES DE OBTENCION DE AGUA DEL EMBALSE SUBTERRANEO

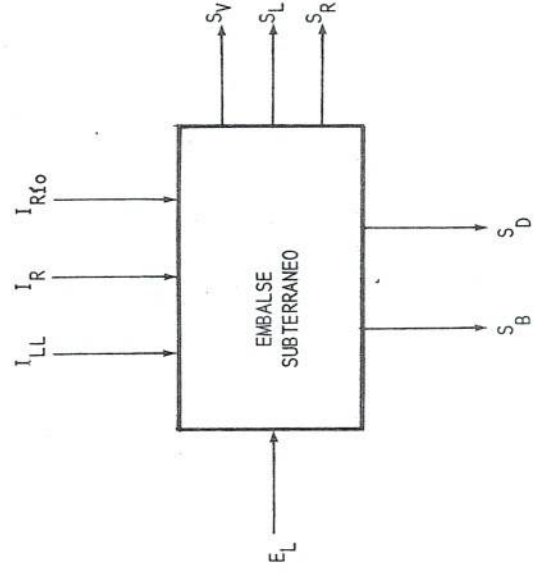
El embalse subterráneo, constituye un sistema hidrológico con entidad propia, y forma parte del ciclo hidrológico del agua en la tierra.

Los embalses subterráneos, son formaciones rocosas permeables, capaces de almacenar agua en su interior y transmitirla desde un punto a otro, de acuerdo con las leyes físicas que rigen el movimiento de los fluidos en medios permeables.

Los embalses subterráneos en general, se alimentan de agua por diversos conceptos. En primer lugar es preciso establecer su conexión en el ciclo hidrológico; una parte del agua que cae a la tierra en forma de precipitación ingresa a los acuíferos, rellenándolos y posteriormente escurre hacia otro acuífero, hacia el mar o hacia un cauce superficial. Existe una relación entre río y acuífero y entre acuífero y mar que ha sido estudiada en forma particular.

En el caso particular de un embalse subterráneo detrítico (formado por acarreos fluviales o fluvioglaciales), que se encuentra enmarcado en los límites de un proceso de alimentación y descarga, se pueden esbozar los siguientes flujos;

FIGURA Nº3: ESQUEMA DE GASTOS AFLUENTES Y EFLUENTES EN UN EMBALSE SUBTERRANEO.



De acuerdo a lo expuesto, las entradas corresponden a:

$E_L$  = Entradas laterales provenientes desde otro embalse subterráneo o bien en el sector de contacto lateral entre la roca y el relleno. Allí se infiltran las aguas de los pequeños cursos superficiales en los días de lluvias.

$I_{LL}$  = Infiltración de lluvia, la cual ingresa directamente al acuífero por percolación una vez saturado el suelo.

$I_R$  = Infiltración desde el sistema de riego; corresponde tanto al agua percolada como exceso de riego en un predio, como también al agua infiltrada en el sistema de canales matrices, secundarios y terciarios.

$I_{Río}$  = Infiltración desde el río, cuando hay una continuidad hidráulica de permeabilidades entre el río y el acuífero y además en que el nivel del agua en el río está por encima del nivel del agua en el acuífero.

Las salidas corresponden a:

$S_L$  = Salidas laterales, que alimentan a otro embalse subterráneo en comunicación hidráulica con él.

$S_R$  = Salidas al río, cuando el nivel del agua subterránea es superior al nivel del agua en el río y existe comunicación hidráulica entre ambos.

$S_V$  = Salida por vertientes.

$S_B$  = Extracciones mecánicas con bombeo.

$S_D$  = Salidas por drenes.

Queda así planteado, el fenómeno o proceso de la alimentación y descarga de un embalse subterráneo, el cual depende de una serie de factores, los que a su vez son variables en el tiempo y en el espacio. Por ello, la afirmación que un dren afecta directamente al escurrimiento superficial de un río, no posee asidero en términos tajantes, ya que existe un considerable número de factores que influyen, además de las interrelaciones que se producen entre los mismos.

No se puede dejar de mencionar, el hecho de las velocidades de escurrimiento del agua en el interior de un embalse subterráneo, las que se pueden medir en metros por día. Por comparación las aguas superficiales de los ríos, tienen velocidades medibles en kilómetros por hora es decir hay una relación de 1:10000 entre ellas. Este hecho es de la mayor importancia para comprender las interrelaciones aguas superficiales aguas subterráneas, puesto que poseen inercias muy diferentes unas de otras

## 6.- ANALISIS DE LA CONEXION RIO Y ACUIFERO:

Para analizar el proceso de entradas y salidas de agua desde el río al acuífero y viceversa, se requiere tener presente una serie de características físicas, entre las que cabe mencionar las siguientes:

- La diferencia piezométrica entre ambos.
- La comunicación hidráulica entre ambos por medio de una continuidad de permeabilidades.
- La variación temporal del nivel de saturación del embalse subterráneo.

La diferencia piezométrica entre el nivel de saturación del agua en el acuífero y en el río, es la condición que establece el sentido del escurrimiento, ya sea desde el acuífero al río o viceversa, según cual sea mayor.

La comunicación hidráulica depende de las permeabilidades del lecho del río y del propio acuífero. La velocidad con que pasa el agua en un sentido u otro es directamente proporcional a la velocidad y a la diferencia piezométrica (gradiente hidráulico). En este aspecto, vale la pena mencionar el fenómeno de la colmatación del fondo del río, como producto del proceso de depositación de los sólidos en suspensión del tipo limo y arcillas. Esto produce una baja de permeabilidad en el lecho, llegando con el tiempo a detener el proceso de infiltración desde el río al acuífero, situación que no sucede cuando el flujo es en sentido inverso, debido a que la presión interna no permite la depositación

de los ríos, se produce una inundación en áreas sin colmatación lo que provoca un aumento de la infiltración; por otra parte la velocidad del agua remueve y arrastra los finos depositados dejando despejado el fondo para nuevas infiltraciones.

La variación temporal del nivel estático de las aguas en el interior del acuífero, provoca mayores o menores flujos de agua, al hacer variar el gradiente hidráulico.

Desde un punto de vista práctico, cabe resaltar que el proceso de infiltraciones o descargas en el acuífero, depende de una serie de factores hidrológicos e hidrogeológicos que son variables en el tiempo.

## 7.- ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO DE UN DREN:

El estudio del funcionamiento de un dren, que tenga como objetivo analizar la relación entre los caudales entregados, el acuífero y los cauces superficiales, debe necesariamente basarse en un control hidrológico con estadísticas de caudales en río, dren y vertientes y además en la fluctuación de los niveles del agua subterránea, para el sector del acuífero comprometido. Estas mediciones deben comenzar con anterioridad a la construcción de un dren, con el objeto de poseer una base de referencia, y mantenerse durante y después de la construcción de la obra.

En la práctica las mediciones deben ser permanentes, con análisis periódicos de las mismas con el objeto de programar los ajustes que sean necesarios. Lo anterior se refuerza si se considera la variabilidad de los usos del agua en el tiempo, producto de las mayores demandas como consecuencia del desarrollo económico. Por consiguiente, lo expuesto anteriormente sólo pretende entregar una visión general acerca de la extracción de aguas subterráneas mediante drenes, ya que un proceso de este tipo involucra necesariamente un esquema metodológico definido, y el cual puede ser abordado con mayor énfasis, a través de la bibliografía que se entrega.

JUAN HERNAN TORRES GODOY  
INGENIERO CIVIL  
JEFE UNIDAD DE PLANIFICACION  
SENDOS IV REGION

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Calderón, E. 1979. Captaciones de Aguas Subterráneas. Curso de Post-Grado en Aguas Subterráneas. SENDOS, Oficina Sanitaria Panamericana, capítulo Chileno Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Universidad de Chile. p.i.
- 2.- Custodio, E. y Lamas, M.R. s/a. Hidrología subterránea. Editorial - OMEGA, Segunda Edición, Barcelona, España. p.i.
- 3.- Lafleur, M. 1986. Apuntes de clases del curso de capacitación de aguas subterráneas. SENDOS Y CAÑOS FILTROS de Buenos Aires. Copiapó y Santiago. Chile.
- 4.- León, R. 1973. Hidráulica Aplicada. Sección Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Editorial Universidad de Chile. Escuela de Ingeniería. p.i.
- 5.- León, R. 1982. Sistemas de Agua Potable. Sección Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Editorial Universidad de Chile, Escuela de Ingeniería. p.i.

INSTRUCTIVO TECNICO Nº12

ESTACIONES HIDROMETEOROLOGICAS, TIPOS  
DE INSTRUMENTOS Y SU FUNCION

JATME MUÑOZ RODRIGUEZ  
INGENIERO CIVIL

GENARO TORRES M.  
ING. EJECUCION AGRICOLA

## INSTRUCTIVO TECNICO Nº12

### ESTACIONES HIDROMETEOROLÓGICAS, TIPOS DE INSTRUMENTOS Y SU FUNCION

#### 1.- INTRODUCCION:

En el ámbito de trabajo que toma lugar en las zonas áridas y semiáridas, se aprecia con ineludible precisión la importancia de contar con información básica meteorológica, que permita orientar actividades de investigación y producción, a los distintos sectores de la economía regional.

En este contexto, la Dirección General de Aguas IV Región, tiene por función, entre otras, la mantención y operación de la red hidrometeorológica Regional, la cual entrega información de inestimable valor. Sin embargo, y en un marco pragmático de acción, es necesario dar a conocer el modo de funcionamiento de las distintas estaciones de la red y los tipos de instrumentos que se manejan, con el fin de que la resultante de un trabajo de este tipo, sea comprensible a los ingenieros y técnicos que laboran en las distintas instituciones regionales. Por ello, el presente documento pretende entregar una visión sinóptica de los tipos de estaciones meteorológicas que existen, además del instrumental con que cuentan y la función que éstos desempeñan.

#### 2.- ANTECEDENTES GENERALES:

Los estudios hidrológicos se apoyan hoy en día, en un conjunto de datos hidrometeorológicos que han de tomarse directamente en el terreno, midiéndolos con la precisión adecuada a los fines perseguidos, y haciendo observaciones continuadas durante una serie de años, ya que las medidas

esporádicas no pueden conducir a estudios hidrológicos de garantía. Resulta indispensable, en consecuencia, disponer de datos básicos, no solo de calidad aceptable, sino también de una extensión en el tiempo suficientemente amplia y continua, de ahí la importancia de la implementación y conservación de las "Redes Hidrológicas".

El campo de las variables hidrológicas es muy amplio y esto obliga a agrupar las magnitudes a medir, por sus características específicas, de modo que pueda quedar definido o controlado el Ciclo Hidrológico. En este sentido se clasifican las Redes Hidrológicas de la siguiente manera:

- Red de aguas superficiales.
- Red de aguas subterráneas.
- Red meteorológica.
- Red de calidad de aguas, etc.

Por otra parte, las características hidrológicas de una región están determinadas por su estructura geológica, geográfica y, en forma dominante, por su clima. Entre los factores climatológicos que afectan las características hidrológicas de una región están la cantidad y distribución de la precipitación, la existencia de hielo y nieve y los efectos del viento, la temperatura y la humedad en la evapotranspiración y en la fusión de la nieve, por lo cual el registro de información estadística que permita estimar algunos parámetros de relevancia, cobra una gran importancia.

Al hidrólogo le resulta de gran ayuda la utilización de datos meteorológicos en estudios específicos de hidrología. En este sentido es conveniente conocer los tipos de estaciones e instrumentos de medida de las

variables meteorológicas que se utilizan en estos estudios, pues de su conocimiento se deriva una utilización más racional y un aprovechamiento óptimo de los citados datos.

#### 2.1. Clasificación de estaciones.

De acuerdo a los datos que se registran, y a la frecuencia con que se miden las estaciones hidrometeorológicas, se pueden clasificar en:

##### a) Estaciones Principales:

Son aquellas donde se hacen lecturas horarias efectuadas según datos obtenidos de los diagramas de instrumental meteorológico registrador.

##### b) Estaciones Secundarias:

Son aquellas en las que, por lo menos, se efectúan observaciones una vez al día en el instrumental existente.

##### c) Estaciones para fines especiales:

Son aquellas donde aparte de la medición de los parámetros básicos, se realizan registros de otros parámetros necesarios para algún fin determinado. Estas estaciones pueden ser permanentes o no, según los fines que llevaron su instalación.

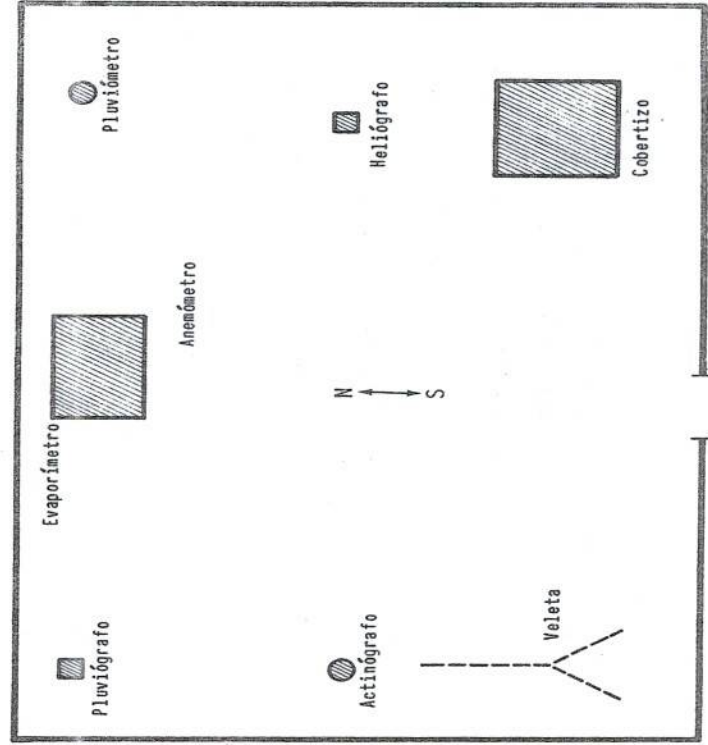
##### d) Estaciones automáticas:

Son las estaciones en las que los instrumentos efectúan y registran las observaciones automáticamente, pudiendo ser transmitidas a distancia, por ejemplo, vía satélite.

## 2.2. Normas de Instalación:

Las estaciones hidrometeorológicas deberán ser instaladas en un lugar despejado, teniendo en cuenta futuros planes de construcción en el sector, de manera de garantizar su funcionamiento en forma continua por un largo período de tiempo (más de 10 años), a menos que sean instalaciones para fines especiales. El lugar de instalación debe elegirse de manera que las observaciones que se realicen sean representativas de la zona y que los datos recogidos ofrezcan una homogeneidad a través del tiempo.

Las medidas de la superficie donde se instala una estación hidrometeorológica, es básicamente de 10m x 10m, ubicándose el instrumental dentro de la estación de acuerdo con el esquema siguiente:



## 3.- DESCRIPCIÓN DE ESTACIONES HIDROMETEOROLÓGICAS:

La red de estaciones hidrometeorológicas que posee en la actualidad la Dirección General de Aguas, se clasifican de la manera siguiente, basándose en el tipo y número de instrumentos que las componen, categorías que van de menor a mayor complejidad:

- 1.- Pluviométricas.
- 2.- Pluviográficas.
- 3.- Nivométricas.
- 4.- Pluvio-nivométricas.
- 5.- Pluvio-evaporimétricas.
- 6.- Pluviográficas-evaporimétricas.
- 7.- Termopluvio-evaporimétricas.
- 8.- Meteorológicas.
- 9.- Rutas de nieve.
10. Plataformas automáticas.

Todas estas estaciones mencionadas, se encuentran a cargo de un observador, el que registra los datos proporcionados por el instrumental. Además son supervisadas y mantenidas por profesionales de la Dirección General de Aguas.

A continuación se tratará de entregar una visión resumida del tipo de instrumentos que se ubican en cada estación, su función y utilidad de sus datos:

### 3.1. Estación pluviométrica.

Consta de un pluviómetro, encerrado en su cierre, de 2.5 x 2.5 metros, generalmente de malla de alambre, en cuyo centro se ubica un poste de 1.40 m de altura al que se adosa un soporte, en el cual va suspendido el instrumento, cuya boca queda a 1.50 m de altura y orientado hacia el sur.

El Pluviómetro consiste en una vasija pluviométrica exterior, con un embudo en su parte superior de un diámetro de 203 mm, conectado a un tubo colector interior de capacidad de 52 mm de precipitación. La pluviosidad se mide ya sea por medio de una regilla graduada o por una probeta, dependiendo del tipo de pluviómetro que se use.

### 3.2. Estación pluviográfica.

Consta además del pluviómetro, de un pluviógrafo, que es un aparato inscriptor de pluviosidad e intensidad de lluvias. (Fig. 1 y 2). El pluviógrafo generalmente está compuesto de un depósito metálico cilíndrico, que lleva en su parte superior un embudo de canto afilado que limita el área de entrada a las dimensiones normales de 200 cm<sup>2</sup>. La lluvia caída fluye hacia el interior, a través de un tubo, conectado a un recipiente, con un sistema de flotador, levantando a este último. Este movimiento se transmite por una varilla unida al flotador, y a una palanca que lleva en su extremo una plumilla inscriptora.

Combinando el movimiento de la plumilla con el movimiento uniforme del desarrollo del gráfico de papel, resulta una curva cuya inclinación depende de la intensidad instantánea de la lluvia. Después de una determinada cantidad de precipitación recibida, la plumilla llega al borde superior del diagrama, el cual va adosado a un tambor de reloj.

El recipiente se vacía entonces, rápidamente a través de un sifón, convenientemente dispuesto, la plumilla baja hasta el cero y el juego puede empezar de nuevo. Cada caída del flotador queda registrada en el diagrama con una interrupción vertical.

Existen otros tipos de pluviógrafos mecánicos, que se diferencian, esencialmente por la altura del diagrama, la forma de la inscripción y la forma del recipiente captador (capachos y otros).

### 3.3. Estación nivométrica.

Consta solo de un nivómetro, el que se detalla en el punto siguiente.

### 3.4. Estación pluviométrica.

Además del pluviómetro, posee un nivómetro, que es un instrumento para medir las precipitaciones nivales y consiste en un recipiente cilíndrico metálico, de 1.15 m de altura y de diámetro variable, dependiendo del tipo de nivómetro, cuyo tercio superior es cónico, con un embudo de entrada de 20 cm de diámetro.

En su interior se mantiene una mezcla de cloruro de Ca, disuelto en agua y aceite. Para medir la precipitación producida, se toma mediantemente una regilla graduada una altura inicial, la cual se le resta a una

altura final, tomada después de una precipitación. Esta diferencia se multiplica por un coeficiente que depende del tamaño del nivómetro, obteniéndose así los mm de precipitación o su equivalente en agua.

### 3.5. Estación pluviоеvaporimétrica.

Además de un pluviómetro, consta de 2 instrumentos más, que son el evaporímetro y el anemómetro totalizador bajo, los que se detallan a continuación:

#### 3.5.1. Evaporímetro:

Consiste en un estanque, generalmente de latón de aproximadamente 220 l de capacidad hasta el indicador, de un diámetro de 1220mm por 250mm de altura y en cuyo interior lleva una aguja indicadora de altura de agua.

Para cuantificar la cantidad de agua evaporada durante las 24 horas, se utilizan 2 medidas, una de capacidad de 1 mm y la otra de 0.1 mm. La operación consiste en agregar la cantidad de medidas grandes y/o chicas necesarias, hasta rasar el nivel del agua del estanque con la punta de la aguja.

El estanque va montado sobre un enjaretado de madera que impida el contacto de éste con el suelo y que permita la libre circulación del aire por debajo del mencionado depósito.

#### 3.5.2. Anemómetro:

El anemómetro de contador se usa en meteorología, investigaciones forestales, agrícolas, etc., y en donde quiera que el flujo del viento tenga importancia. Con estos aparatos se va sumando continuamente el recorrido del viento, con lo cual se puede calcular fácilmente la velocidad media del viento, correspondiente a cualquier intervalo.

El cuerpo sensible consiste en una estrella de tres brazos rematados en cazoletas de forma cónica, que se ponen en movimiento de rotación bajo la acción de la presión del viento. La rotación de las cazoletas, proporcional a la velocidad del viento, se transmite por medio de un engranaje a un contador de siete cifras, que va totalizando el recorrido en Km.

Restando las indicaciones del contador al principio y al final de un intervalo medido de tiempo, se obtiene el recorrido del viento durante dicho período y dividiendo el recorrido por el tiempo, se tiene la velocidad media correspondiente al intervalo.

El aparato va montado sobre un tubo de fierro, que le sirve de soporte y con su base a la altura del borde superior del evaporímetro y al costado sureste del mismo.

### 3.6. Estación pluviográfica-evaporimétrica.

Consta de un pluviómetro, un pluviógrafo, un evaporímetro y un anemómetro totalizador bajo, instrumentos detallados anteriormente.

Esta estación y la mencionada en el punto anterior, se instalan en un recinto de 5 x 5 metros y con una puerta de acceso que se ubica en dirección sur.

### 3.7. Estación termopluviométrica.

Son estaciones más completas que las anteriores, las cuales se instalan dentro de un recinto de 7.5 m de fondo, por 6 m de frente y orientada hacia el sur.

Además de los instrumentos anteriormente mencionados (pluviómetro-pluviógrafo - evaporímetro y anemómetro), se le agrega un cobertizo meteorológico, en cuyo interior se encuentran los siguientes instrumentos:

#### 3.7.1. Termómetros:

En las observaciones por lectura directa, el instrumento empleado es el termómetro de líquido, mercurio, alcohol u otro difícilmente congelable. Entre éstos, distinguimos entre los más usados, el de mercurio o corriente y los de máxima y mínima.

##### 3.7.1.1. Termómetro de mercurio:

Mide la temperatura normal del momento y consta de un pequeño recipiente de vidrio, esférico o cilíndrico, llamado "depósito", prolongado por un tubo muy estrecho (tubo capilar), cerrado por un extremo; el depósito y parte del tubo están llenos de mercurio.

Cuando la temperatura aumenta, el mercurio se dilata y la columna sube por el interior del tubo; lo contrario ocurre cuando la temperatura disminuye.

Para medir temperaturas inferiores a 25 grados bajo cero, se emplean otros termómetros que en lugar de mercurio contengan otro líquido que generalmente es el alcohol etílico o amílico.

##### 3.7.1.2. Termómetro de máxima y mínima:

La situación diaria de la temperatura del aire presenta una oscilación, ofreciendo un mínimo, que aproximadamente tiene lugar algo después de la salida del sol, y un máximo, que coincide con el máximo de iluminación solar (las 14 horas en invierno y las 15 horas en verano). Estos valores extremos de la temperatura tienen gran importancia, lo mismo en los estudios de climatología, que en los especiales de meteorología agrícola. Se determinan mediante dos termómetros llamados de máxima y mínima.

a) Termómetro de máxima: Es de mercurio, y según se ve en la figura 6, tiene un estrechamiento e cerca del depósito d. Cuando la temperatura aumenta, el mercurio se dilata y atraviesa el estrechamiento, pasando hacia t. Si la temperatura disminuye, el mercurio se contrae, pero encontrando una resistencia en e superior a la cohesión del mismo, queda en la varilla t y continúa marcando por su extremo la temperatura máxima M.

Ejemplo: En la figura 6, el termómetro de máxima marca 20.5°.

En la figura 7, marca - 1.5° (1.5° bajo cero)

Para normalizar dicho termómetro, se le debe agitar hasta lograr la temperatura normal del momento.

b) Termómetro de mínima: Contiene en su depósito, alcohol en vez de mercurio, y en el interior de su varilla, sumergido en el líquido, lleva un pequeño índice de esmalte i. (Fig. 6 ). Si la temperatura aumenta, el alcohol pasa entre el índice y las paredes del tubo, dejando inmóvil el índice. Si la temperatura disminuye, baja el alcohol hacia el depósito d y la extremidad de la columna encuentra la cabeza del índice más alejada del depósito y por adherencia la arrastra con ella, dejándole en el sitio que corresponde a la temperatura mínima, m.

Así, la temperatura mínima m se leerá siempre en la extremidad del índice i más alejada del depósito d.

Ejemplo: En la figura 6, el termómetro de mínima marca 12.5°.

El de la figura 7, marca -7.0° (7.0° grados bajo cero).

Para normalizar el termómetro de mínima, se coloca con el depósito hacia arriba, y entonces el índice corre hasta tocar la columna de alcohol.

Los termómetros de máxima y mínima, se colocan en un soporte y en la forma como lo indica la figura respectiva (Fig. 8).

### 3.7.2. Psicrómetro:

Sirve para calcular la humedad relativa y la tensión del vapor, con auxilio de tablas psicrométricas. Consta de un juego de dos termómetros iguales, (mercurio) uno de los cuales, llamado "termómetro seco",

sirve sencillamente para obtener la temperatura del aire, y el otro, llamado "termómetro mojado", tiene el depósito recubierto con una vaina de muselina humedecida por medio de una mecha que la pone en comunicación con un depósito de agua destilada.

El funcionamiento es fácil de comprender: el agua que empapa la muselina se evapora y como para ello necesita calor se la roba al termómetro, cuya temperatura, naturalmente baja. El agua evaporada es reemplazada por la que llega a través de la mecha. El transporte se ajusta automáticamente, estableciéndose un régimen estacionario dependiente de la velocidad de evaporación, en el cual llega al termómetro, exactamente la misma cantidad de agua que se evapora; ni más, ni menos, y como la velocidad de evaporación depende de la humedad relativa del aire, ésta se calcula por diferencia entre la temperatura indicada por el termómetro seco, menos la del húmedo, cuyo resultado se lleva a una tabla psicrométrica, que nos dará el valor de la humedad, buscada (Ver figura 10-A).

Existen diferentes tipos de psicrómetros, que dependen de su sistema de ventilación y maniobrabilidad (Figuras 9 a 12).

### 3.7.3. Higrotermógrafo:

Es un instrumento registrador, que consta de un sistema de relojería dentro de un tambor cilíndrico a cuyo exterior va adosada una cinta de papel graduada, donde se graficarán las variaciones de la humedad relativa (generalmente en la parte superior) y las temperaturas( en la parte inferior).

Existen aparatos que miden estos dos parámetros en forma separada y se denominan higrógrafo (H.R.) y termógrafo (temperatura).

3.7.3.1. Higrógrafo: Los más corrientes tienen como órgano sensible un haz de cabellos, previamente desengrasados, sujetos por sus dos extremos - (Fig. 4): un gancho metálico con un contrapeso mantiene tenso el haz y comunica sus movimientos a la aguja inscriptora, mediante un sistema - adecuado de transmisión.

3.7.3.2. Termógrafo: El más usual, consta de dos cintas metálicas soldadas una encima de otra y arrolladas de modo que el metal más dilatable que de hacia afuera; cuando sube la temperatura, la cinta tiende a arrollarse por dilatarse más por fuera que por dentro, y cuando baja tiende por el contrario a enderezarse. Este movimiento se comunica a la aguja inscriptora mediante un sistema adecuado de transmisión, realizando el gráfico correspondiente (Fig. 3).

### 3.8. Estación meteorológica.

Es la más completa en el orden de jerarquía desarrollado en el presente resumen, y consta, además de los instrumentos anteriormente mencionados (excluyendo el nivelómetro), con heliógrafo, actinógrafo, veleta anemométrica, barógrafo y barómetro, los cuales se detallan a continuación:

3.8.1. Actinógrafo: Sirve para medir la radiación global, como suma de la radiación directa del sol y la radiación difusa del cielo en calorías/cm<sup>2</sup>/min. Se puede medir la intensidad en el momento. El valor total de la radiación solar en un día, por ejemplo, se puede calcular por planimetría, ya que la división es absolutamente lineal.

El sistema de medición, consiste en tres tiras bimetálicas ennegrecidas, expuestas a la radiación y 3 tiras bimetálicas blancas dispuestas bajo las negras, cuya tarea es la de compensar el influjo de la temperatura del aire. Las tiras están conjuntas entre sí y con el sistema registrador, de modo que la posición de la plumilla inscriptora, va determinada sólo por la energía de irradiación y no por la temperatura ambiente.

3.8.2. Heliógrafo: Sirve para medir las horas día de sol reales; consiste en una bola de cristal, sujeta con un eje diagonal a un ángulo, con el cual se gradúa el instrumento a la latitud del lugar. Su orientación - debe ser siempre al norte geográfico.

En su base cóncava y perpendicular a la bola, lleva 3 ranuras, en las que se insertan las huinchas de papel registradoras.

El registro se produce por el quemado que producen los rayos del sol, amplificados al atravesar el cristal, en la cinta graduada.

Existen también, 3 tipos de cintas, que dependen de la estación del año, y estas son:

- Curvo corto : Que se usa en la temporada Otoño-Invierno.
- Curvo largo : Se utilizan en la temporada Primavera-Verano.
- Rectos : Cuando se produce cambio de estación o equinoccio.

3.8.3. Veleta anemométrica Wild: Sirve para medir tanto, la dirección como velocidad del viento; es un instrumento compuesto por una veleta y un anemómetro de empuje. (Fig. 14).

3.8.3.1. Velela: Destinada a señalar la dirección del viento; para ello consta de un pivote vertical, a cuyo alrededor puede girar libremente una pieza en forma de barra horizontal terminada en punta por uno de sus extremos. Por el otro, lleva dos paletas formando ángulo diestro de arista vertical, bastante cerrado. La velela debe estar bastante equilibrada, es decir, debe pesar exactamente igual a un lado y a otro del eje; para conseguirlo lleva un contrapeso cerca de la punta.

Quando sopla viento, el aparato tiende a colocarse en la posición de mínima resistencia, y como la parte que le ofrece mayor, son las paletas, se situará de forma que la punta señale la dirección de donde viene el viento. (Fig. 14)

Sobre el mismo eje (Fig. 14), va montada una cruz para indicar los cuatro puntos cardinales.

3.8.3.2. Anemómetro de empuje: Es el que mide la velocidad del viento, y va montado sobre el mismo eje de la velela y consiste en un vástago vertical, acodado en ángulo recto. Del brazo horizontal de este vástago cuelga una plancha metálica rectangular que puede oscilar a su alrededor como péndulo. Cuando el viento arrecia tiende a levantar más esta plancha, que cuando es flojo, y así se establece un equilibrio entre la fuerza del viento y la resistencia de la plancha, más o menos inclinada. En resumen; del ángulo que la plancha forma con la vertical, en cada momento puede deducirse la fuerza del viento.

Para poder medir esta fuerza, lleva el mástil un arco saliente del cual nacen unos vástagos radiales, entre los cuales y la fuerza del viento en la escala de Beaufort, o la velocidad en m/s, existe una correspondencia.

#### 3.8.4. Barógrafo.

La presión atmosférica en un mismo lugar no es constante, sino que experimenta continuas variaciones. Para obtener el trazado continuo de dichas variaciones, se usa como de costumbre un aparato registrador llamado barógrafo (Fig. 5).

El órgano sensible consta de una serie de cápsulas de vacío, idénticas a la que contiene el barómetro aneróide, soldadas unas encima de otras por su parte central, formando batería, con lo cual se consigue que sus efectos, pues el de una sola sería insuficiente, para poner en movimiento los órganos de transmisión. Para contrarrestar en parte la acción aplastante de la presión atmosférica, lleva un fuerte resorte o un peso. Cuando la presión aumenta, todas se aplastan y la batería se acorta; cuando disminuye se abomban y ésta se alarga.

JAI ME MUÑOZ R.  
ING. CIVIL  
DIRECTOR REGIONAL D.G.A.  
IV REGION

GENARO TORRES M.  
ING. EJECUCION AGRICOLA  
ENC. METEOROLOGIA D.G.A.  
IV REGION

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Cirugeda, J. 1983. Redes Hidrológicas. España.
- 2.- Font Tullot, I. 1963. Manual de instrucciones para observadores de estaciones climatológicas. Fascículo III al IV.
- 3.- Linsley, Kohler, Paulhus. 1978. Hidrología para ingenieros. Editorial Mc. Graw Hill. Colombia. 386p.
- 4.- Weidenslau Fer, E.F. 1981. Manual para operadores de instrumentos meteorológicos, D.G.A., Depto. Hidrología. Chile.

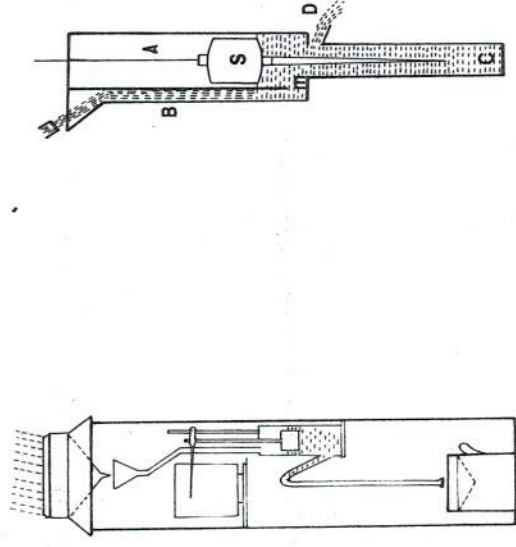


FIG. 1.- PLUVIOGRAFO DE FLOTADOR

FIG. 2.- ESQUEMA DEL PLUVIOGRAFO DE JARDIN

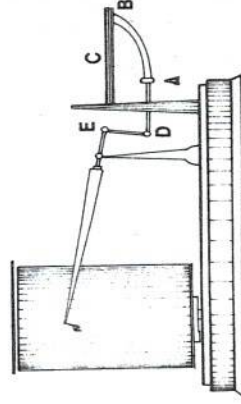


FIG. 3.- TERMOGRAFO

AB - Organó sensible  
ADE - Juego de palancas  
C - Soporte



FIG. 4.- HAZ DE CABELLOS DE UN HIGROMETRO REGISTRADOR

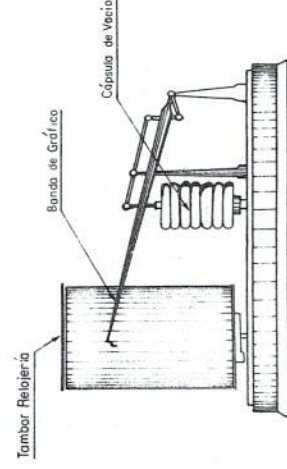


FIG. 5.- BAROGRAFO

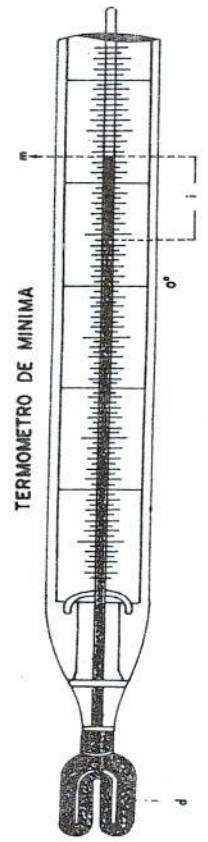
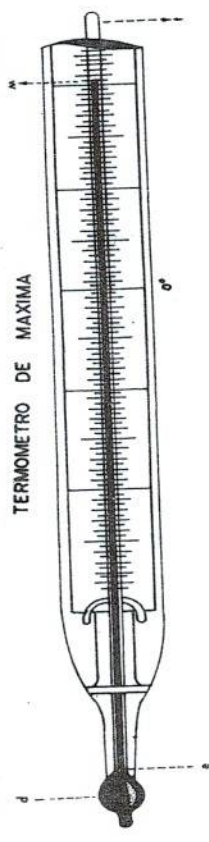


FIGURA. 6

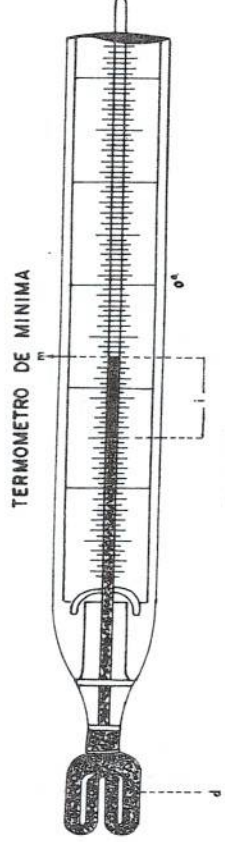
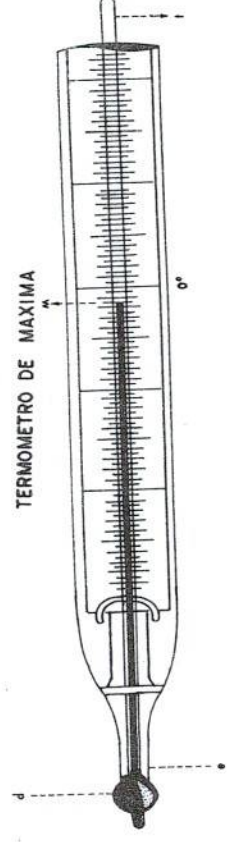


FIGURA 7

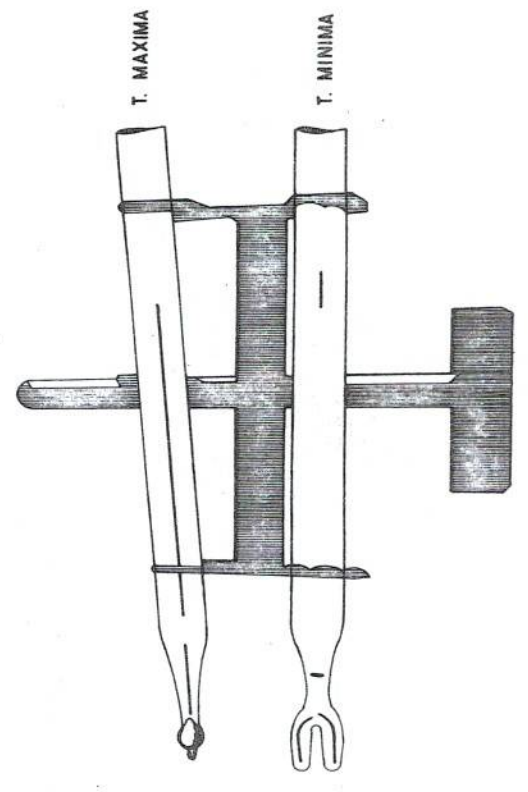


FIGURA 8

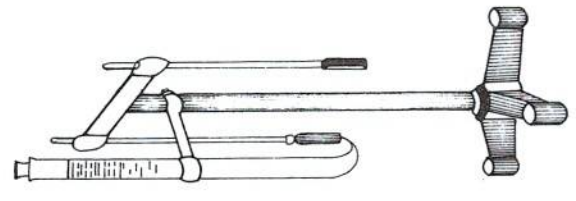


FIG. 9. - PSICROMETROS

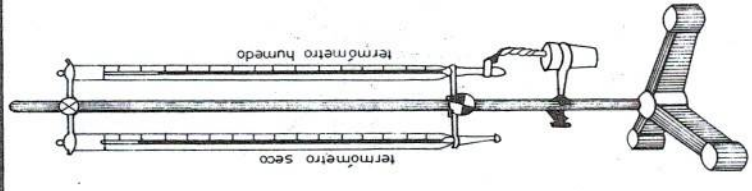


FIG. 10.-A- PSICROMETRO

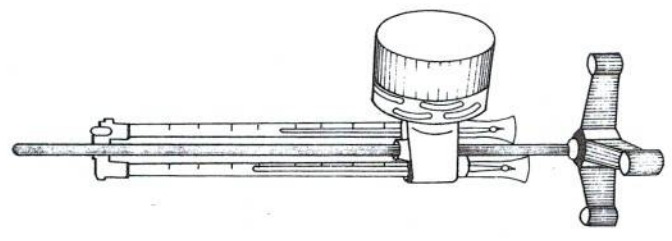


FIG. 10.-B- ASPIROPSICROMETROS FIJO

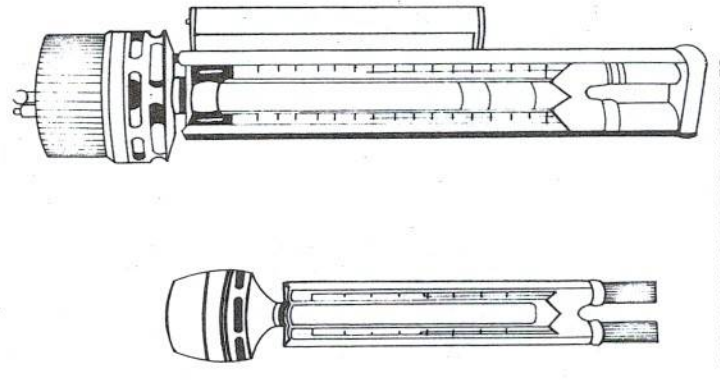


FIG. 11. - ASPIROPSICROMETROS PORTATILES

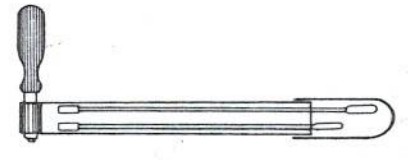


FIG. 12.- PSICROMETRO HONDA



FIG. 13.- LA ROSA DE LOS VIENTOS

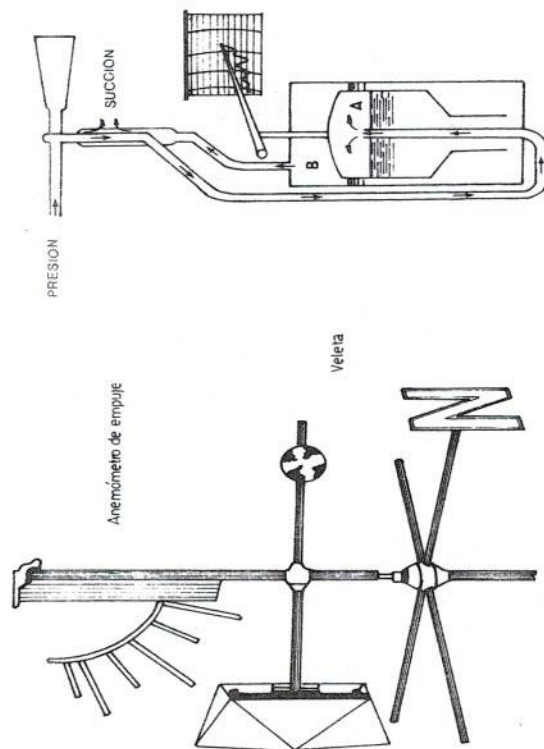


FIG. 14 - VELETA ANENOMETRICA WILD

FIG. 15.- ANEMOCINEMOMETRO DINES