

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

PLANTA DE TRATAMIENTO Y

DESAGUE PARA HUMAY (DEPT. ICA)

PROYECTO DE GRADO

QUE PRESENTA PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL, EL
EX-ALUMNO:

LUIS SAN MARTIN KEMPER

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

PROMOCION 1949

----- 1952 -----

Lima, Junio de 1952.

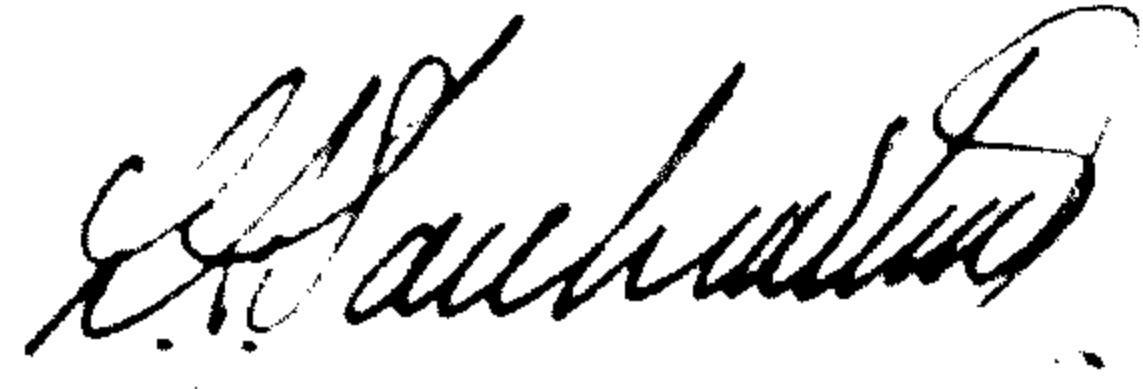
Señor Director de la
Escuela Nacional de Ingenieros.

Presente.

S. D.:

Habiendo efectuado el proyecto de grado de Ingeniería Civil, correspondiente a la promoción de 1,949, de la cual formo parte, me es grato adjuntarle dicho proyecto para ser sometido a la consideración de los señores miembros del Jurado.

Aprovecho la oportunidad, Señor Director, para expresarle los sentimientos de mi más alta consideración y estima.



Luis A. San Martín Kemper

I N T R O D U C C I O N

Desde la más remota antigüedad el hombre se ha preocupado de hacer obras que protejan la salud pública de las comunidades, ya sea procurándose agua potable ó evacuando aguas negras. Las ruinas de civilizaciones pretéritas como las de Egipto, Mesopotania, Grecia y Roma son elocuentes pruebas de los grandes adelantos alcanzados por el hombre en esta rama de la ingeniería: progreso explicable, ya que sería obvio tratar de exponer las razones que justifican la ejecución de un sistema de abastecimiento de agua potable ó de saneamiento para una ciudad.

En la época contemporánea, a partir del siglo XIX, estos servicios se generalizan gracias a los adelantos conseguidos y a lo imperioso de su instalación en los grandes centros poblados que se forman durante la revolución industrial.

En el Perú, recién hace algunas décadas se ha comenzado a construir sistemas de abastecimientos de agua potable, racionalmente proyectados, y con plantas completas para el tratamiento de las aguas.

El presente trabajo tiene como tema: el diseño de un abastecimiento de agua potable, planta de tratamiento y desagüe para la población de Humay.

Por facilidad el presente proyecto se ha dividido en los siguientes capítulos:

- I.- Consideraciones generales.
- II.- Instalación y desarrollo del sistema.
- III.- Consumo de agua.
- IV.- Fuente de abastecimiento.
- V.- Obras de captación.
- VI.- Planta de Tratamiento
 - a) Tanques de sedimentación
 - b) Filtros lentos de arena.
- VII.- Tanque de regulación.
- VIII.- Red de distribución.
- IX.- Desinfección del agua.

- X.- Medrado y presupuesto para la instalación del servicio de agua potable.
- XI.- Desagüe de Humay.
 - a) Cálculo hidráulico de la red.
 - b) Emisor de las aguas de albañal.
- XII.- Medrado y presupuesto para la instalación del servicio de desagüe.

----- 0 -----

I) CONSIDERACIONES GENERALES

Población presente y futura; probable crecimiento.-

En un proyecto como el presente de agua y desagüe de una población, es punto básico el número de habitantes de ésta, tanto la del presente como la del pasado, a fin de poder predecir con cierta certeza la ley de crecimiento de la población en estudio. Para el presente caso se ha considerado un período de diseño de 50 años, teniendo en cuenta que el número de habitantes es reducido y su ley de crecimiento baja.

En el presente caso contamos con los siguientes datos:

AÑO	POBLACION	
1876	343	hab.
1940	358	" (Población urbana)
	2552	" (Población rural)
1949	400	" (Población urbana)
	3700	" (Población rural)

Los datos de los años 1876 y 1940, son cifras tomadas de los censos generales que se hicieron en el país por aquellos años. El dato de 1949 es dato proporcionado por el Municipio de Humay a base de seguir el movimiento demográfico de la población.

Para calcular la población en el futuro existen varios métodos como son: el aritmético, el de la parábola de 2do. grado ó geométrico y el de los incrementos variables.

Método Aritmético.- Según los datos de 1876 a 1940 (64 años) ha habido un incremento de 15 hab., y de 1940 a 1949 (9 años) el incremento ha sido de 42 hab.

Tomemos como índice de crecimiento: 42 hab. en 9 años, luego la población en el año 2,000 será de:

$$P_{2000} = 400 + \frac{42 \times 50}{9} = 633 \text{ habitantes.}$$

Este método da crecimiento muy bajos y es aconsejable en poblaciones cuyo número de habitantes ha llegado a su punto de saturación.

Método Geométrico.- Analogamente tomaremos los datos de 1940 y 1949, pues consideramos que el dato de 1876 ya es muy antiguo y pertenece a otras condiciones de vida de la región. La fórmula de este método es la del interés compuesto:

$$P = p (1 + r)^n , \text{ donde:}$$

P: Población futura dentro de n décadas.

p: Población actual.

r: índice de crecimiento por década.

n: número de décadas.

Calcularemos el índice de crecimiento desde 1940 a 1949:

$$r = \left(\frac{P_{49}}{P_{40}} \right)^{1/n} - 1 = \left(\frac{400}{358} \right)^{1/0.9} - 1 = 0.202$$

Asumiendo que la población mantenga este índice de crecimiento hasta el año 2000, la población en dicho año será:

$$P_{2000} = 400 (1 + 0.202)^{5.1} = 400 \times 2.553 = 1021 \text{ hab.}$$

Método de los Incrementos Variables.- Calculemos la variación de incrementos:

AÑO	POBLACION	INCREMENTO	VARIACION DE INCREMENTO
1876	343		
		+ 15	
1940	358		
			+ 27
1949	400	+ 42	

Como sólo hay tres datos, no hay lugar a tomar promedio de variación; pudiendo escoger entre tomar el promedio de incremento ó el último incremento, por las razones aducidas en el método geométrico, tomaremos este último, es decir, el incremento de 42 hab. en 9 años. De 1876 a 1940 hay un incremento de 15 en 64 años.

Incremento por 50 años: $\frac{15 \times 50}{64} = 12 \text{ hab.}$

De 1940 a 1949 hay un incremento de 42 hab. en 9 años:

Incremento por 50 años: $\frac{42 \times 50}{9} = 233 \text{ hab.}$

La variación es: $233 - 12 = 221 \text{ hab.}$

Luego la población en el año 2000

$$P_{2000} = 400 + 233 + 221 = 854 \text{ hab.}$$

Resumiendo los resultados son los siguientes:

Método Aritmético -----	$P_{2000} = 633 \text{ hab.}$
" Geométrico -----	$P_{2000} = 1021 \text{ "}$
" Incrementos Variables	$P_{2000} = 854 \text{ "}$

La población que nos servirá de base para desarrollar el proyecto será de 1000 hab. para el año 2000.

Area actual y futura; densidades y barrios.-

La población actualmente es de 400 hab. y posee una área urbana aproximada de 4 Ha. arrojando una densidad de 100 hab/Ha. La experiencia aconseja asumir tal densidad a fin de calcular la expansión de área urbana dentro del período de diseño, para poblaciones pequeñas, como el caso de Humay.

Se ha considerado que la futura área urbana se ha de extender a lo largo de la calle principal, que a su vez es la carretera Pisco - Castrovirreyna, ya que así lo indica la experiencia en otros centros poblados de escasa importancia que son cruzados por una carretera y no habiendo ninguna dificultad topográfica se ha estimado justificada tal consideración.

En cuanto a asumir varias densidades y barrios, lo reducido de la población no justifica hacer tal distinción.

Características topográficas; descripción.-

La población de Humay se encuentra en las inmediaciones del río Pisco, en una ladera del valle del mismo nombre, siendo la pendiente dominante de norte a sur. El pueblo se halla a una al-

tura de 430 mts. sobre el nivel del mar. La fisiografía del terreno es de naturaleza cascajosa.

Facilidad de transporte é industrialización.- Probable influencia en el consumo de agua y en las facilidades para la ejecución de la obra .

Humay está unido a la ciudad de Pisco por medio de una carretera de 25 Km., lo cual nos permite asegurar que el transporte hasta Humay no implica ningún problema. Hallándose la población en una región eminentemente agrícola y con una campiña circundante podemos asegurar que Humay seguirá siendo una población cuya vida se deba a la agricultura. Por el hecho que la campiña esté tan próxima al pueblo, asumimos que parte de la población rural afluirá al centro poblado, ya que éste contará con agua potable y desagüe; esta circunstancia ha influido para determinar nos a tomar como número de habitantes para el año 2000, el que arroja el método geométrico, aún dando este método resultados algo altos.

----- 0 -----

II - INSTALACION I DESARROLLO DEL SISTEMA

Razones que motivan la ejecución de estas obras.-

En general la ejecución de obras de agua y desagüe cuentan entre sus razones justificativas las siguientes: elevar el standard de vida, bajar los índices de mortalidad, especialmente en la infancia, evitar las epidemias, propender al desarrollo de la industria, etc.

Humay cuenta con una razón particular más: la existencia de una Capilla destinada a rendir culto a la Beatita de Humay, la cual es motivo de peregrinación y turismo, tanto del Departamento de Ica, como de la capital.

Método de financiación.-

Son los propietarios de bienes inmuebles y el Municipio que representa a la colectividad, quienes deben aportar el dinero necesario para la ejecución de las obras de agua y desagüe; pero es el caso que el Municipio de Humay, carece de rentas que le permitan emprender las obras sanitarias, que son tema de este trabajo.

Por otro lado, si recurrimos al concepto de la aplicación de la plus-valía, es decir, la intervención del propietario debido al mayor valor que adquiere la propiedad por las obras realizadas; esto queda en el terreno de la teoría, pues en el país es muy difícil aplicar legislativamente este concepto de la plus valía, y además Humay cuenta con pobladores de escasos recursos económicos que no están en condición de pagar esta clase de contribuciones.

Consecuente a las condiciones imperantes, un método de financiación sería un préstamo municipal bancario, amortizable a plazo fijo y a un interés determinado; y teniendo en cuenta los antecedentes en el país podemos contar con una ayuda económica de parte del Estado, lo cual ayudaría a la solución de la financiación de las obras de saneamiento de Humay.

III.- CONSUMO DE AGUA

Luego de calcular la población futura, nos corresponde ahora evaluar la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades del consumo, éste se fija en litros por habitante y por día. Este valor se obtiene del consumo total durante el año dividido entre 365 y el número de habitantes, es pues, un valor promedio. Los factores principales que afectan el consumo son:

1.- Standard de vida: influye enormemente y está relacionado con el tamaño de la población; se ha comprobado que el aumento de consumo por persona es el 10% del aumento de población; queda incluido dentro de este factor la aplicación que dan al agua en el consumo doméstico.

2.- Calidad y costo del agua: influye mayormente en la parte que corresponde a bebidas é industrias.

3.- Presión en el sistema de distribución, que aumenta los desperdicios y las pérdidas; varía con la potencia $2/3$ de la presión.

4.- Volumen usado por la industria, que en el presente caso no tiene importancia.

5.- Pérdidas y desperdicios en el consumo, que en algunos casos llega hasta el 30%.

6.- La extensión del riego de jardines, que tiene gran importancia para zonas con numerosos jardines.

7.- Número de medidores en servicio que ayudan a controlar los excesos y desperdicios de agua. Se ha llegado a comprobar que el consumo es inversamente proporcional al número de medidores. Para el caso de Humay, no se recomienda el uso de medidores, ya que consumo bajo y la abundancia de agua en la toma no justifican tal inversión, pero si la experiencia acusara desperdicios alarmantes, habría que instalar medidores en las conexiones domiciliarias.

Variaciones en el consumo.-

El conocimiento de las variaciones de consumo que acusa una población tiene gran importancia a fin de poder diseñar las ca-

pacidades de la toma, planta de tratamiento, tanque de regulación y sistema de distribución.

Las variaciones más importantes son la diaria y la horaria; todas se relacionan por porcentajes respecto al consumo medio diario.

Consumo medio diario.- Es el cociente que resulta de dividir el gasto total por año de la población entre el número de días del año, consecuentemente queda expresado en litros por habitante y por día (l.p.h.p.d); se acostumbra llamar al consumo medio diario: dotación de agua, que para el caso de Humay hemos adoptado un valor de 250 l.p.h.p.d., (valor recomendado en obras sanitarias en el país), quedando comprendida en esta cantidad el agua necesaria para cubrir las demandas de: a) Doméstica, b) Pública, c) Industrial y d) Pérdidas inevitables.

Se ha ensayado tablas que expresen de una manera aproximada la cantidad de agua asignada para cada uno de estos servicios; pero esto es muy relativo, pues los valores asignados están grandemente influenciados por el grado de adelanto, industrialización, etc. de la población. Sin embargo del libro Ingeniería Sanitaria del Ing° A. Mendiola, podemos incluir por vía de ilustración la siguiente tabla recomendada para ciudades americanas.

	Mínimo	Máximo	Medio
Servicio Privado	57	190	132
" Público	19	57	38
" Industrial	38	208	152
Pérdidas inevitables	<u>38</u>	<u>152</u>	<u>76</u>
T O T A L E S :	152 l.p.h.d.	607 l.p.h.d.	398 l.p.h.d.

Según esta tabla, una dotación de 250 l.p.h.d. queda comprendida dentro de sus especificaciones.

Consumo Máximo Diario.- Los factores que influyen en las variaciones de consumo son: las condiciones climatológicas del lugar y las costumbres de los habitantes que usan el servicio; nosotros debemos asumir un porcentaje en relación al consumo me-

dio diario; en nuestro caso vamos a considerar para el consumo Máximo diario un 30% adicional del consumo promedio anual.

Consumo Máximo Horario.- Son las que tienen mayor importancia y las que se toman en cuenta para el diseño del sistema de distribución y para calcular la capacidad del tanque de regulación; se basa el cálculo en el máximo consumo horario en el día de máximo consumo, que es el caso más desfavorable que se presenta.

En los Estados Unidos se admite que el consumo máximo horario es mayor en un 50% al consumo medio horario del día. Nosotros aplicaremos para nuestros cálculos la misma cantidad.

Por consiguiente el sistema de distribución será diseñado para suplir la demanda máxima horaria en el día de máximo consumo, esto es, $1.3 \times 1.5 = 1.95$, prácticamente para el 200% del consumo promedio anual, lo cual concuerda con lo aconsejado por la práctica para poblaciones pequeñas.

$$Q = \frac{1000 \times 250 \times 2}{86400} = 6 \text{ l.p.s.}$$

La capacidad de la toma y de la planta de tratamiento se diseñará para el día de máximo consumo, esto es para:

$$Q = \frac{1000 \times 250 \times 1.3}{86400} = 4 \text{ l.p.s.}$$

La función del tanque de regulación es complementar la dotación de agua para la demanda máxima horaria en el día de máximo consumo.

Demanda de incendio; gasto máximo y duración de él.-

A pesar que el porcentaje del volumen necesario para extinguir un incendio en relación al consumo anual es pequeño, esta demanda tiene importancia, tanto en el consumo diario como en el horario ya que en determinado ^{momento} hay que suplir un fuerte gasto; lógicamente la demanda de incendio tiene mayor influencia en ciudades pequeñas. Generalmente en poblaciones como la de Humay para extinción de incendios de 2 a 3 horas se requiere un gasto de 5 a 7 l.p.s. por cada grifo, recomendándose que un siniestro sea combatido por 3 ó 4 grifos a la vez.

IV.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Posibles fuentes de abastecimiento.-

En general son tres las fuentes de abastecimiento: 1) Agua de lluvia. 2) Agua superficial y 3) Agua subterránea.

El abastecimiento de agua de lluvia es usada raramente y en lugares donde ésta es abundante ó donde no hay otra fuente aceptable, que no es el caso de Humay.

El abastecimiento de agua superficial: esta fuente de abastecimiento para Humay se presenta claramente definida; en la parte alta de la población corren dos canales de regadío: el Canal Monte Sierpe en la cota 454 y el otro en la cota 466.

Al abastecimiento por agua subterránea, tiene probabilidades de éxito, ya que para la ciudad de Pisco se ha hallado pozos subterráneos en la hacienda Pachinga. Como Humay está dentro del mismo valle, podemos indicar que hay un probable manto acuífero que drena hacia el río, que permitiría la captación de aguas subterráneas.

Fuente de abastecimiento adoptada; discusión.-

En el presente proyecto se ha seleccionado como fuente de abastecimiento el canal Monte Sierpe, pues ofrece las seguridades requeridas para una toma, ya que cuenta con agua durante todo el año, que la capta del río Pisco. Este canal pertenece a las obras de regadío del valle y una toma de 4 l.p.s., como es el caso, es bastante pequeña, de suerte que dada la factibilidad de incrementar el caudal destinado para este canal, queda seleccionado como fuente de abastecimiento para Humay.

En cuanto a las seguridades sanitarias que ofrece son satisfactorias, ya que las aguas del río Pisco son potables, previo tratamiento; además cabe indicar la conveniencia de proteger las aguas del Canal Monte Sierpe contra la contaminación que representan un peligro para su potabilidad.

La discusión sobre la toma seleccionada es clara:

Por no llover abundantemente en Humay la captación de agua

de lluvia es imposible, aparte de no ser recomendable.

Ubicar la toma de aguas superficiales en el canal que pasó por la cota 466 es inconveniente, ya que se prolongaría la línea de conducción innecesariamente, pues el canal Monte Sierpe posee una altura con respecto a la población de 15 m. carga suficiente para poblaciones pequeñas y de construcciones en su mayoría de un solo piso y excepcionalmente de dos.

La captación de aguas subterráneas, de la que solo tenemos posibilidades de éxito relativas, no presenta ventajas que la haga preferible a la toma en el Canal Monte Sierpe, ofreciendo la desventaja de una manutención de equipo de bombas en una población de escaso progreso, como es el caso de Humay.

----- 0 -----

V.- OBRAS DE CAPTACION

Descripción.-

La captación se hará en la acequia Monte Sierpe en el lugar señalado en el plano, por medio de un tubo de concreto reforzado de 8" de diámetro. Se construirá una presa-vertedero de concreto simple 1:3:6, la cual llevará una compuerta reguladora. Además en la captación está incluido, la construcción de un desarenador compuesto de una cámara de concreto simple 1:3:6 de 2 m. x 2 m. de sección y 1.40 m. de alto con su tapa de concreto reforzado 1:2:4. El desarenador tendrá su respectivo desagüe, consistente en un tubo de concreto reforzado de 8" de diámetro, se le controlará por medio de una válvula de compuerta, situada fuera de la cámara en su respectiva caja.

Cálculos Hidráulicos y funcionamiento.-

El canal Monte Sierpe tiene variaciones en su tirante de 0.30 m. a 0.65 m.; teniendo como cota de fondo en la toma 453.00 El objeto del conjunto presa-vertedero es mantener el nivel de agua en el punto de toma a una altura constante.

En aguas mínimas: El canal con un tirante de 0.3 m. descarga 0.300 m³./seg.; en estas condiciones se cerrará completamente la compuerta, de suerte que todo el volumen de descarga pase sobre la cresta del vertedero. Calculemos la carga sobre el vertedero por medio de la fórmula de Francis:

$$Q = c L \left(H + \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2}$$

el coeficiente c, lo obtenemos por medio de la expresión:

$$c = \left[3.62 - 0.16 (s - 1) \right] H^{1/20}$$

(para unidades pies-segundos), conforme indica B.A. Etchevarry en su obra Irrigation Practice and Engineering (vol.III)

Asumimos: H = 0.20 m. = 0.656 pies.

$$c = \left[3.62 - 0.16 \left(\frac{15}{5} - 1 \right) \right] 0.656^{1/20}$$

c = 3.227 para unidades pies-segundos.

c = 1.805 " " metros-segundos.

Longitud del vertedero: $L = 1.70 \text{ m.}$

$$\text{Velocidad: } v = \frac{Q}{A} = \frac{0.300}{1.7 \times 0.3} = 0.6 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Carga en el vertedero: } H = \left(\frac{Q}{c L} \right)^{2/3} - \frac{v^2}{2g}$$

$$H = \left(\frac{0.300}{1.805 \times 1.7} \right)^{2/3} - \frac{0.6^2}{2 \times 9.8} = 0.20 \text{ m.}$$

El coeficiente c , ha sido bien calculado.

En aguas máximas: El canal descarga $0.900 \text{ m}^3/\text{seg.}$ con un tirante de 0.65 m. La compuerta se levantará a una altura de " y " m. sobre el fondo del canal, luego parte del volumen pasará sobre el vertedero y el remanente por la compuerta que funcionará como orificio sumergido. El vertedero, exactamente, es sumergido pero la relación de sumergencia es 0.25 y E. W. Schoder aconseja no hacer variaciones en la fórmula sino cuando dicha relación llega a 0.5

La fórmula para orificios sumergidos es:

$Q = c a \sqrt{2gh}$ El coeficiente c , lo obtenemos de la expresión de Chatterton $c = 0.615 + 0.007 \times 2^{5-h}$, que H. King recomienda en su manual para compuertas que trabajan con cargas inferiores a 5 pies.

Asumimos: $H = 0.50 \text{ m} = 1.64 \text{ pies.}$

$$c = 0.615 + 0.007 \times 2^{5-1.64} = 0.685$$

Calculemos cuál deberá ser la abertura de compuerta para que por ella pase el gasto remanente.

$$Q_r = 0.9 - 0.3 = 0.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$0.6 = 0.685 \times 0.5 \times y \sqrt{2 \times 9.8 (0.8 - y/2)}$$

$$1.6 y^2 - y^3 - 0.36 = 0$$

$$y = 0.60 \text{ m.}$$

El coeficiente ha sido bien calculado. La altura que habrá que levantar la compuerta en aguas máximas

($Q = 0.9 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y $d = 0.65 \text{ m.}$) es 0.60 m.

Cálculo de las aberturas para diferentes descargas: A base de los datos obtenidos en Humay y auxiliándonos con la fórmula de Manning podemos calcular la pendiente del canal

$$S = \left(\frac{Qn}{A R^{2/3}} \right)^2$$

Aguas Máximas:

Q 0.9 m³./seg.
 d 0.65 m.
 b 1.70 m.
 n 0.025
 t vertical

$$S = \left(\frac{0.9 \times 0.025}{0.65 \times 1.7 \times \frac{0.65 \times 1.7}{1.7 + 1.3}^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 0.00156$$

Aguas Mínimas:

Q 0.3 m³./seg.
 d 0.3 m.
 b 1.70 m
 n 0.025
 t vertical

$$S = \left(\frac{0.3 \times 0.025}{0.3 \times 1.7 \times \left(\frac{0.3 \times 1.7}{1.7 + 0.6} \right)^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 0.00164$$

Podemos deducir que la pendiente del canal es 0.0016 y calcular las descargas para las variaciones de tirante, luego siguiendo el sistema de cálculo anterior, esto es, manteniendo una carga constante sobre la cresta del vertedero, hallar las alturas de compuerta. Los resultados de este cálculo están tabulados en el siguiente cuadro:

Tirante d m.	Gasto canal m ³ ./seg.	Gasto remanente m ³ ./seg.	Altura de compuerta m.
0.3	0.300	0.000	0.00
0.35	0.380	0.080	0.07
0.40	0.455	0.155	0.13
0.45	0.535	0.235	0.20
0.50	0.630	0.330	0.28
0.55	0.720	0.420	0.38
0.60	0.810	0.510	0.49
0.65	0.900	0.600	0.60

Tanto en aguas mínimas como en aguas máximas no se llega a producir el salto hidráulico, pues en ambos casos la velocidad es menor que \sqrt{gd}

El punto está constituido por un tubo de concreto reforzado "Hume" de 8", que termina en una canastilla, cuyo objeto es impedir la entrada de sólidos a la caja de captación. La toma funciona por vasos comunicantes, habiéndose despreciado la pequeña fricción que hay en el tubo de 8" y 3 m. de longitud. Siendo la captación de 4 l.p.s. la velocidad en el tubo es de:

$$v = \frac{0.004}{0.785 (8 \times 0.0254)^2} = 0.123 \text{ m/seg.}$$

La cual es una velocidad bastante pequeña, cuyo objeto es no perturbar el proceso de sedimentación primario que se efectúa en la cámara de captación. Así vemos que el tiempo de retención es

$$\frac{1.13 \times 2 \times 2}{0.004} = 1130 \text{ seg.} = 18 \text{ min. } 50 \text{ seg.}$$

Asumimos $a/t = 2$ para eliminar el 75% de las partículas de peso específico 2.65 gr/cm³. y de 0.04 mm. de diámetro, esto es, inclusive la arena fina. Luego:

$$t = \frac{1130}{2} = 565$$

$$\text{Profundidad} = 565 \times 2.1 = 1.12 \text{ m.}$$

Hemos visto que debido al conjunto vertedero-compuerta tenemos un nivel en la cámara de captación constante: 453.80, en consecuencia podemos ubicar la entrada de la línea de conducción a una cota fija: 453.57, con una carga de 0.25 m. que hace llegar el agua a través de la tubería de 4" y 8 m. de longitud a los sedimentadores, controlándose el afluente por medio de la válvula correspondiente al sedimentador en funcionamiento.

Cálculo hidráulico del control del efluente: Calculemos la velocidad en la tubería de 4" de diámetro:

$$v = \frac{0.004}{0.785 \times (4 \times 0.0254)^2} = 0.486 \text{ m/seg.}$$

Diferencia de nivel entre las dos superficies libres:

$$453.50 - 453.40 = 0.10 \text{ m.}$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli y tomando los coeficientes empíricos recomendados por el Manual de Hidráulica de H. King:

$$h_f = \frac{v^2}{2g} + K_e \frac{v^2}{2g} + K_c \frac{v^2}{2g} + K_v \frac{v^2}{2g} + f \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g}$$

donde: h_f = pérdida de carga: 0.10 m.

$\frac{v^2}{2g}$ = carga cinética del flujo.

$K_e \frac{v^2}{2g}$ = pérdida de carga a la entrada: $K_e = 0.5$

$K_c \frac{v^2}{2g}$ = pérdida de carga por codos (tres): $K_c = 1.5$

$$K_v \frac{v^2}{2g} = \text{pérdida de carga por válvula}$$

$$f \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} = \text{pérdida de carga por fricción: } f = 0.02$$

$$01 = \left(1 + 0.5 + 3 \times 1.5 + K_v + 0.02 \times \frac{8}{4 \times 0.0254} \right) \frac{0.486^2}{2 \times 9.8}$$

$$\text{Resolviendo: } K_v = 0.73$$

$$\text{Por lo tanto: } K_v \frac{v^2}{2g} = 0.012 \text{ m.}$$

lo cual nos permite conocer cuál deberá ser la abertura de la válvula para que el flujo sea de 4 l.p.s.; según el citado manual la relación del area de la tubería al area abierta debe ser 1.6; probablemente en la práctica esta relación necesite ser modificada.

Limpia de la Caja de Captación.-

Obturando la válvula de toma y abriendo la del desagüe, con la carga existente se limpia cómodamente la caja de captación inclusive el tubo de toma. Si se deseara una limpia con mayor cantidad de agua, se abrirá la válvula de toma al igual que la del desagüe. En las operaciones de limpia se cerrarán previamente las dos válvulas que entregan el agua a los sedimentadores.

CALCULOS ESTRUCTURALES DE LAS OBRAS DE CAPTACION

Cálculo de la Presa-vertedero.-

Sobre la presa-vertedero actúan cuatro fuerzas: la presión hidrostática, el peso de la albañilería, el peso del agua sobre la presa, lo despreciamos, ya que así estamos al lado de la seguridad, y la subpresión que por ser pequeña no la consideramos.

Presión hidrostática: $P = \frac{1}{2} w (2DH + D^2)$, donde:

w: peso específico del agua en Kg/m³.

H: carga del vertedero, en mts.

D: altura del vertedero en mts.

$$P = \frac{1}{2} 1000 (2 \times 0.6 \times 0.2 + 0.6^2) = 300 \text{ kg/m.l., que actuaran}$$

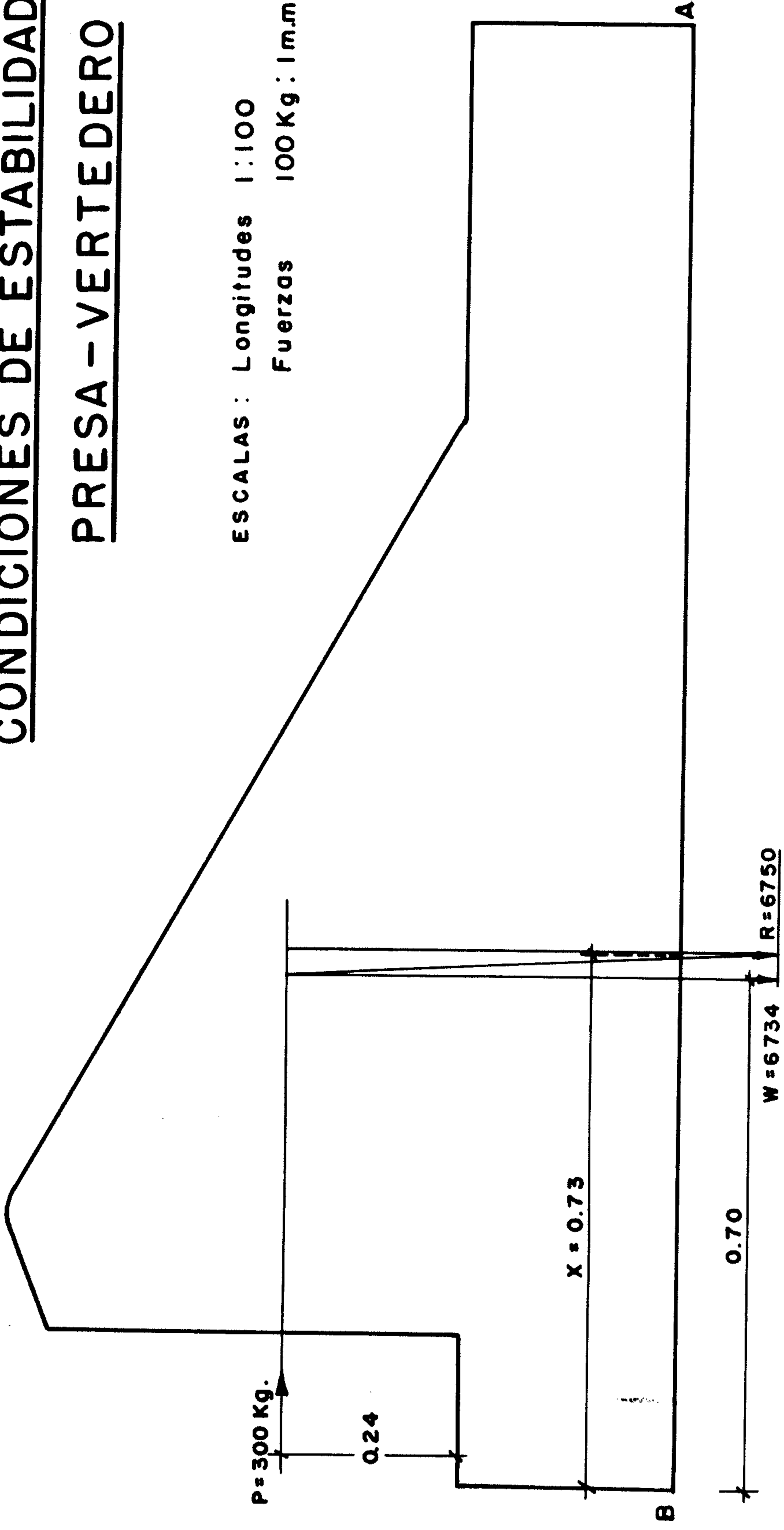
a d mts. sobre el fondo del vertedero

$$d = \frac{D}{3} \left(1 + \frac{H}{D + 2H} \right) = \frac{0.6}{3} \left(1 + \frac{0.2}{0.6 + 2 \times 0.2} \right) = 0.24 \text{ m}$$

Ubicamos la posición del centro de gravedad del peso de la albañilería de 2300 Kg/m³. Tomamos momentos respecto al extremo

CONDICIONES DE ESTABILIDAD DE LA PRESA - VERTEDERO

ESCALAS : Longitudes 1 : 100
Fuerzas 100 Kg : 1 m.m.



Presión hidrostática P = 300 Kg
 Peso de la Presa Vertedero W = 6734
 Resultante : 6748 Kg.

La resultante pasa dentro del
 tercio central :

$$0.66 < 0.73 < 1.32$$

Fatiga sensiblemente uniforme

$$\sigma_A = 0.05 \text{ Kg/cm}^2 < 1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_B = 0.04 \text{ Kg/cm}^2 < 1 \text{ Kg/cm}^2$$

izquierdo:

	Sección	Peso	Brazo de palanca.	Momento
(1)	0.15 x 0.575	198 Kgs.	0.275 m.	54 Kg-mts.
(2)	0.5 x 0.6 x 1.1	7590 "	0.71 "	5300 "
(3)	0.3 x 2	1380 "	1.00 "	1380 "
		9168 Kgs.		6734 Kg-mts.

$$x = \frac{6734}{9168} = 0.70 \text{ m.}$$

De la composición gráfica de fuerzas obtenemos la excentricidad: $e = 3 \text{ cm.}$

Fatigas:

$$f = \frac{9168}{200 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 3}{200}\right) = 0.46 (1 \pm 0.09) \begin{cases} f_1 = +0.5 \text{ k/cm}^2 \\ f_2 = +0.42 \text{ k/cm}^2 \end{cases}$$

Las fatigas obtenidas son aceptables y sensiblemente uniformes. La base de presa tiene 2 m. de longitud, a fin de proteger la obra contra la socavación que provocaría la turbulencia del flujo. Se ha tratado aplicar la fórmula empírica de W. Bligh que B. A. Etcheverry cita en su obra antes mencionada, pero las longitudes de solados que se obtienen son desproporcionadamente grandes, lo que se explica, ya que tal fórmula ha sido propuesta para irrigación.

Cálculo de compuerta.-

La compuerta está constituida por cuatro tablonés de 8" x 1½" x 0.6 m. Haremos el cálculo sobre el tablón inferior que es el más desfavorable.

Asumiremos que el tablón es una viga simplemente apoyada con una carga repartida, actuando así al lado de la seguridad.

Carga uniforme: la ejercida por la presión de altura de agua de 0.8 m.

$$w = 0.08 \times 8 \times 2.54 = 1.63 \text{ Kg/cm.l.}$$

Momento máximo positivo, al centro:

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{1.63 \times 50^2}{8} = 510 \text{ kg-cm.}$$

Fatiga a la flexión:

$$f = \frac{6M}{b h^2} = \frac{6 \times 510}{20.32 \times 3.81^2} = 10.4 \text{ kg/cm}^2$$

Fatiga de corte, en los extremos:

$$v = \frac{V}{b h} = \frac{1/2 \times 1.63 \times 50}{20.32 \times 3.81} = 0.525 \text{ Kg/cm}^2$$

Usando pino oregon de fatigas de trabajo bajo el agua $f = 56 \text{ kg/cm}^2$. y $v = 9 \text{ Kg/cm}^2$., vemos que soporta las fatigas existentes en la compuerta.

Cálculo del Mecanismo de Izaje.-

El peso que tendrá que levantar el operador está constituido por el peso propio más la resistencia que ofrece la fricción proveniente del empuje horizontal del agua.

Peso propio = peso madera + peso del vástago y pernos

Peso de la madera:

4 tablones: $4 \times 0.6 \times 8 \times 1.5 \times 0.0254^2 \times 800 = 14.811 \text{ k.}$
 2 cuartones: $2 \times 2 \times 2 \times 30 \times 0.0254^3 \times 800 = \frac{13.146}{27.957 \text{ k.}}$

más pernos y clavos:

Peso propio: 30 kgs.

Presión hidrostática: $P_H = w h_g A$

$$P_H = 1000 \times \frac{32 \times 0.0254}{2} \times 32 \times 0.0254 \times 0.6 = 200 \text{ kg.}$$

El Manual de Merriman aconseja tomar como coeficiente de fricción: $f = 0.45$

$$f P_H = 0.45 \times 200 = 90 \text{ kg.}$$

Peso total: $30 + 90 = 120 \text{ kg.}$

El diámetro del vástago es de 1", con una longitud roscada de 28" de 6 hilos por pulgada.

La fórmula que dá B.A.Etchevarry para calcular la fuerza necesaria para izar la compuerta es:

$$F = \frac{p P}{e 2 \pi R}$$

donde: p : es la inversa del número de hilos por pulgada: $1/16$

P : la resistencia por vencer: 120 kgs.

e : eficiencia al arranque: 0.15

R : radio del volante: 10"

$$F = \frac{1/6 \times 120}{0.15 \times 2 \times 314 \times 10} = 2.12 \text{ kgs.}$$

Iniciado el movimiento f, disminuye en una 50%

$$P = 30 + 200 \frac{0.45}{1.5} = 30 + 60 = 90 \text{ kgs.}$$

$$\text{Luego: } F = 2.12 \times \frac{90}{120} = 1.6 \text{ kgs.}$$

Ambas fuerzas necesarias permiten cómodamente el izaje, accionando el volante un hombre.

Condición Crítica.- La condición crítica se presenta cuando al bajar la compuerta, ésta encuentra alguna obstrucción (piedras, etc.) y el operador acciona el volante, produciéndose así una compresión en el vástago, cuya resistencia al pandeo calcularemos. Asumiendo que el operador desarrolle 15 kgs. la fuerza de compresión que se genera es de:

$$P = \frac{e 2 \pi R F}{p} = \frac{0.1 \times 2 \times 3.14 \times 10 \times 15}{1/6} = 565 \text{ kgs.}$$

Carga crítica de pandeo

$$P = \frac{\pi^2 E I}{L^2}$$

para una columna articulada en sus extremos.

$$P_{cr} = \frac{3.14^2 \times 175 \times 10^4 \times 1/4 \times 3.14 \times (1 \times 2.54)^4}{80^2} = 88,000 \text{ Kgs.}$$

Luego no hay peligro de pandeo

Cálculo de los pernos de fijación del vástago a los tablonos.-

Estos pernos los calcularemos por límite de la fatiga de trabajo a la compresión de los tablonos de 8" x 1 1/2".

Fatiga de trabajo a la compresión de la madera bajo el agua: 20 kg/cm².

$$565 = 4 \times 1.5 \times 2.54 \times d \times 20$$

$$d = 1.85 \text{ cm} = 3/4"$$

Fatiga de corte de los pernos:

$$v = \frac{1/4 \times 565}{1/4 \times 3.14 \times (\frac{3}{4} \times 2.54)^2} = 49.5 \text{ kg/cm}^2,$$

valor menor que la fatiga de corte de fierro: 1000 Kg/cm²

Cálculo de los pernos de Anclaje.-

Fatiga de trabajo a la adherencia: 5.6 Kg/cm². Perímetro de 3/4" = 6 cm.

$$1/2 v \times 565 = 6 \times L \times 5.6$$

$$L = 5''$$

Usaremos pernos de 3/4" de diámetro y 5" de longitud.

Cálculo de la barra plana.-

La calcularemos al aplastamiento:

$$\frac{1}{4} \times 565 = 700 \times \frac{3}{4} \times 2.54 \times 3$$

$$e = 0.075 \text{ cm.}$$

$$e_{\text{min}} = 3/8''$$

Cálculo de la viga travesaño.-

Peso propio: $w = 0.15 \times 0.15 \times 2400 = 54 \text{ Kg/m.1.}$

Altura efectiva: $15 - 3 = 12 \text{ cm.}$

Longitud de cálculo: $l = l_0 + d = 50 + 12 = 62 \text{ cms.}$

Momento al centro: $M = \frac{w l^2}{8} + \frac{P l}{4}$

$$M = \frac{54 \times 0.62^2}{8} + \frac{565 \times 0.62}{4} = 2.6 + 88 = 90 \text{ Kg-mts.}$$

$$K = \frac{M}{b d^2} = \frac{9000}{15 \times 12^2} = 4.16 \text{ Kg/cm}^2. = 59.2 \text{ lb/plg}^2$$

Del libro de Concreto de Peabody, obtenemos $p = 0.0037$, pero

$P_{\text{min}} = 0.005$ luego:

$$A_s = 0.005 b d = 0.005 \times 15 \times 12 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

2ø 3/8"

Fatiga de corte:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{54 \times 0.31 + 05 \times 565}{15 \times 0.866 \times 12}$$

$$v = 1.93 \text{ kg/cm}^2. < 0.03 f_c = 4.2 \text{ Kg./cm}^2$$

Fatiga de adherencia:

$$v = \frac{V}{E_o j d} = \frac{54 \times 0.31 + 0.5 \times 565}{6 \times 0.866 \times 12}$$

$$v = 4.8 \text{ Kg/cm}^2. < 0.075 f_c = 10.5 \text{ Kg./cm}^2.$$

VI.- PLANTA DE TRATAMIENTO

Descripción.-

La planta de tratamiento para Humay tendrá una capacidad de 4 l.p.s., es decir, la demanda en el día de máximo consumo. Comprende la construcción de dos tanques de sedimentación simples, de corriente continua, de mampostería de piedra asentada con mortero cemento-arena 1:4, revestidos interiormente con mortero 1:3, son de 13.00 mts. de largo por 3.00 mts. de ancho, cada uno. Además comprende la construcción de tres filtros, del tipo lento, y contruidos del mismo material que los anteriores. Tienen una area de 45 m². o sea de 4.50 m x 10.00 m. de ancho y largo respectivamente. La planta comprende la instalación de un clorinator tipo portátil, "Wallece Thiernan".

a.- TANQUES DE SEDIMENTACION

Hemos visto que una vez ingresada el agua a la cámara de captación, donde es sometida a una primera desarenación, ya que el agua que conduce el canal Monte Sierpe es turbia por ser el canal de tierra y en especial en épocas de avenidas que el río Pisco, fuente de captación del canal, arrastra consigo gran cantidad de material. De la caja de captación nace una tubería de 4" que lleva el agua a los sedimentadores, bifurcándose en ramas que alimentan cada uno de los tanques.; una válvula al extremo de cada ramal permite independizar uno del otro.

Diseño.-

El período de retención remendado para sedimentadores sin coagulante varia entre 6 y 8 horas, como un promedio tomaremos un período de retención de 7 horas.

Según el diagrama de Hazen, que aparece en Ingeniería Sanitaria del Ing^o A.Mendiola, para este tipo de sedimentadores tomaremos $a/t = 1.66$

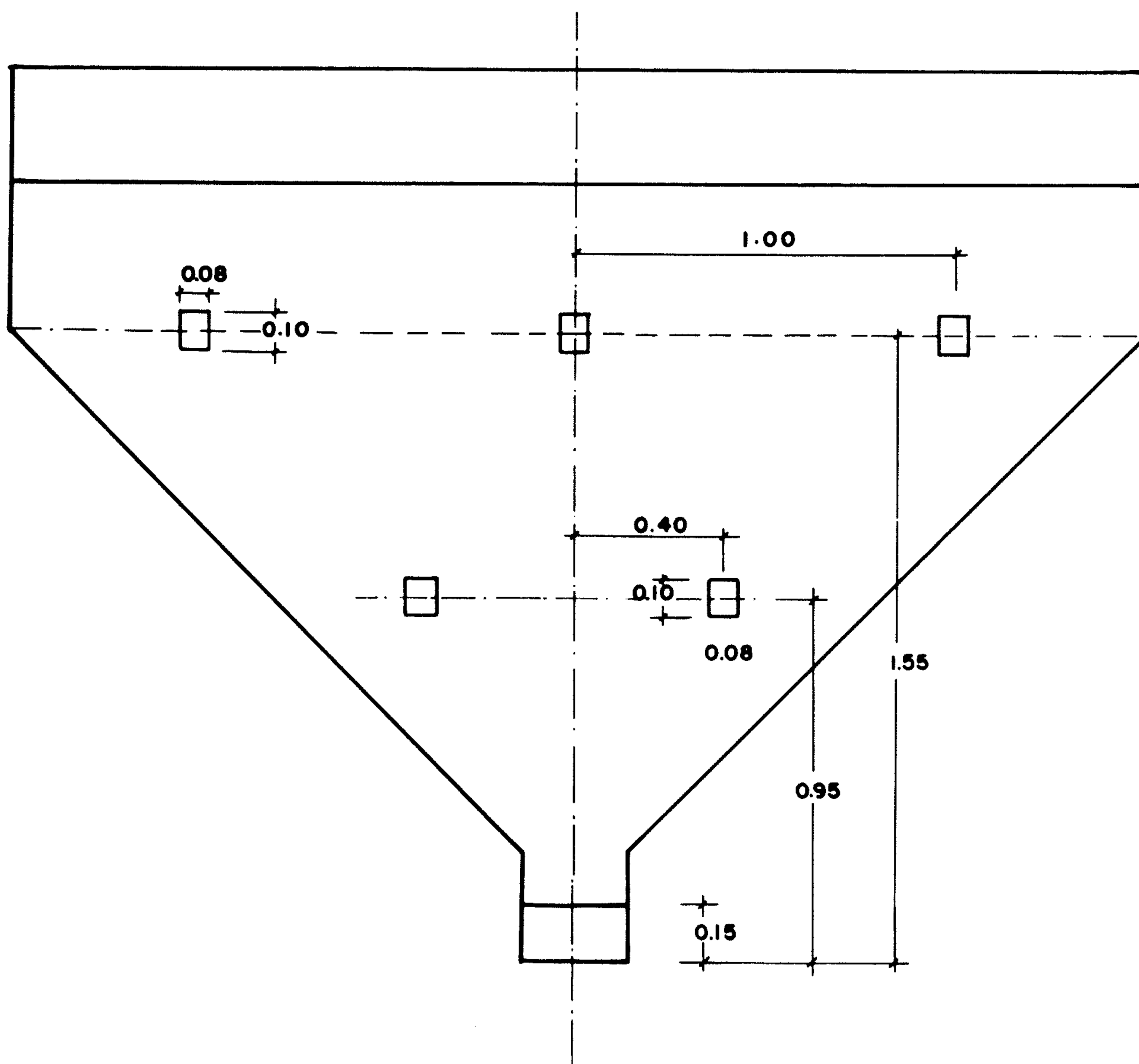
$$t = \frac{7 \times 60 \times 60}{1.66} = 15200 \text{ seg.}$$

Valor hidráulico de sedimentación 0.115 mm/seg.

Profundidad = 15200 x 0.115 = 1.75 mts.

Contaludes de 1:1 se ha diseñado la sección transversal que

UBICACION DE LOS ORIFICIOS DE ENTRADA
A LOS SEDIMENTADORES



ESCALA : 1 : 20

tiene una área de 3.92 m². con 3.00 m. de ancho.

$$\text{Volumen de sedimentación} = \frac{0.004 \times 24 \times 60 \times 60}{24} \times 7 = 101 \text{ m}^3.$$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{101}{3.92} = 25.80 \text{ mts.}$$

Vamos a construir 2 unidades que es el número mínimo que permite una planta de tratamiento, por requerirlo así las necesidades del servicio. La longitud de cada unidad será de 13 mts.

Entrada al Tanque Sedimentador.-

Una cámara que podríamos llamar de acceso, de 3.00 m x 0.50 m y de la misma profundidad que el tanque de sedimentación, recibe el agua por medio de orificios que se encargarán de distribuir el agua uniformemente en la sección transversal de los tanques, evitándose así zonas muertas y corrientes, parásitas o superficiales y los perjuicios consiguientes, derivados de la disminución del período de retención que ellas determinan.

La forma de los orificios será rectangular y su cálculo el siguiente:

Velocidad de ingreso asumida: 0.05 mts/seg.

$$\text{Area necesaria:} \quad \frac{0.004}{2 \times 0.05} = 0.04 \text{ m}^2.$$

Empleando perforaciones de 0.08 m x 0.10 m., el número de ellas por tanque será:

$$N^{\circ} = \frac{0.04}{0.08 \times 0.10} = 5 \text{ perforaciones.}$$

Las perforaciones se harán en dos filas horizontales: 3 en la primera y 2 en la segunda, conforme aparece en la hoja siguiente. Además en el fondo y en el alinamiento de la canaleta de limpia del sedimentador, se practicará un orificio de 0.30 m x 0.15 m., cuya función es permitir la limpia hidráulica de la cámara de acceso simultáneamente con la del sedimentador. Se ha previsto que esta perforación se pueda obturar completamente, razón por la cual no se le ha considerado en el cálculo de la velocidad de entrada.

Salida del sedimentador.-

La salida del agua de los sedimentadores se hará por medio de vertederos de descarga libre, en una longitud igual al ancho

de cada tanque: 3m. El agua caerá en una canaleta de distribución de 0.5 m. de ancho por 0.6 m. de profundidad. Alineada con el eje de simetría de cada filtro nacerá una tubería de 4" que llevará el agua a los filtros de arena.

Cálculo del vertedero.- Emplearemos la fórmula:

$$Q = c \frac{2}{3} \sqrt{2g} L H^{3/2}$$

donde, c es el coeficiente de descarga, cuyo valor aproximado es 0.6. Despejando H:

$$H = \left(\frac{3Q}{c \cdot 2L \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{3 \times 0.002}{0.6 \times 2 \times 3 \sqrt{2 \times 9.8}} \right)^{2/3}$$

$$H = 0.005 \text{ mts.}$$

o sea que la profundidad de la película de agua en la cresta del vertedero será de 0.5 cm.

Acabado de los tanques de sedimentación.-

Ya hemos indicado que las paredes y pisos de los sedimentadores serán revestidos con mortero cemento-arena 1:4. Además para los efectos de la impermeabilización dicho mortero tendrá plástiment, en la proporción de 1% por peso de cemento, y Sika en la mezcla de revoque y enlucido interior a razón de 1.8 gm. por metro cuadrado por centímetro de espesor. Los muros llevarán juntas de dilatación de láminas de cobre y las juntas de las losas de material bituminoso.

Limpia de los Tanques de Sedimentación.-

Después de algún tiempo de operación los tanques de sedimentación pierden parte de su capacidad de volumen en sedimentación a consecuencia de los sedimentos acumulados en su parte inferior; a fin de evacuarlos se ha diseñado un sistema de limpia, el más indicado: el hidráulico.

En el extremo inferior de cada uno de los tanques de sedimentación se ha colocado una compuerta, hacia la cual drena una canaleta de 0.3 m x 0.3 m. con pendiente 2.5% que sigue la dirección longitudinal del tanque, cuya sección transversal con taludes 1:1 tiende a facilitar la labor de limpia. La cámara de acceso a los tanques de sedimentación, como ya dijimos anteriormente, se limpiará simultáneamente por medio de su orificio de 0.3 m

x 0.15 m., que es la prolongación de la canaleta del tanque.

A fin de mejorar la limpia hidráulica de los tanques de sedimentación la experiencia aconseja colocar tabiques de madera inclinados en la sección transversal de la canaleta de limpia, conforme puede apreciarse en el plano N° 3.

Al abrirse la compuerta por medio de su mecanismo de iaje se provocará un fuerte chorro de agua que se evacuará por medio de un canal de 0.5 m. x 0.5 m. y 2 % de pendiente que va empotrado en la pared medianera entre los sedimentadores y los filtros. A fin de facilitar la subsanación de cualquier obstrucción del canal de desagüe, éste se prolongará hacia arriba adonde se colocará una tapa de madera cuyo uso será eventual.

CALCULOS ESTRUCTURALES DE LOS TANQUES DE SEDIMENTACION

Cálculo del Muro.-

Está sujeto a tres fuerzas: el agua de los sedimentadores, el agua, arena y grava de los filtros y su peso propio.

Sección	Peso	Brazo de palanca.	Momento
(1)	$0.2 \times 1.75 \times 2300 = 925 \text{ k.}$	0.10 m.	92.5 k-m
(2)	$0.3 \times 4.35 \times 2300 = 3000 \text{ k.}$	0.35 m.	1050 k-m
(3)	$0.5 \times 3.75 \times 2300 = 4300 \text{ k.}$	0.75 m.	3230 k-m
(4)	$0.2 \times 4.15 \times 2300 = 1900 \text{ k.}$	1.10 m.	2112 k-m
(5)	$0.5 (4.15 + 3.25) \times 0.4 \times 2300 = 3400 \text{ k.}$	1.40 m.	4750 k-m
	<u>13545 k.</u>		<u>11234.5 k-m</u>

$$\bar{x} = \frac{11234.5}{13545} = 0.83 \text{ m.}$$

la resultante del peso del muro pasa a 0.83 m. del extremo izquierdo.

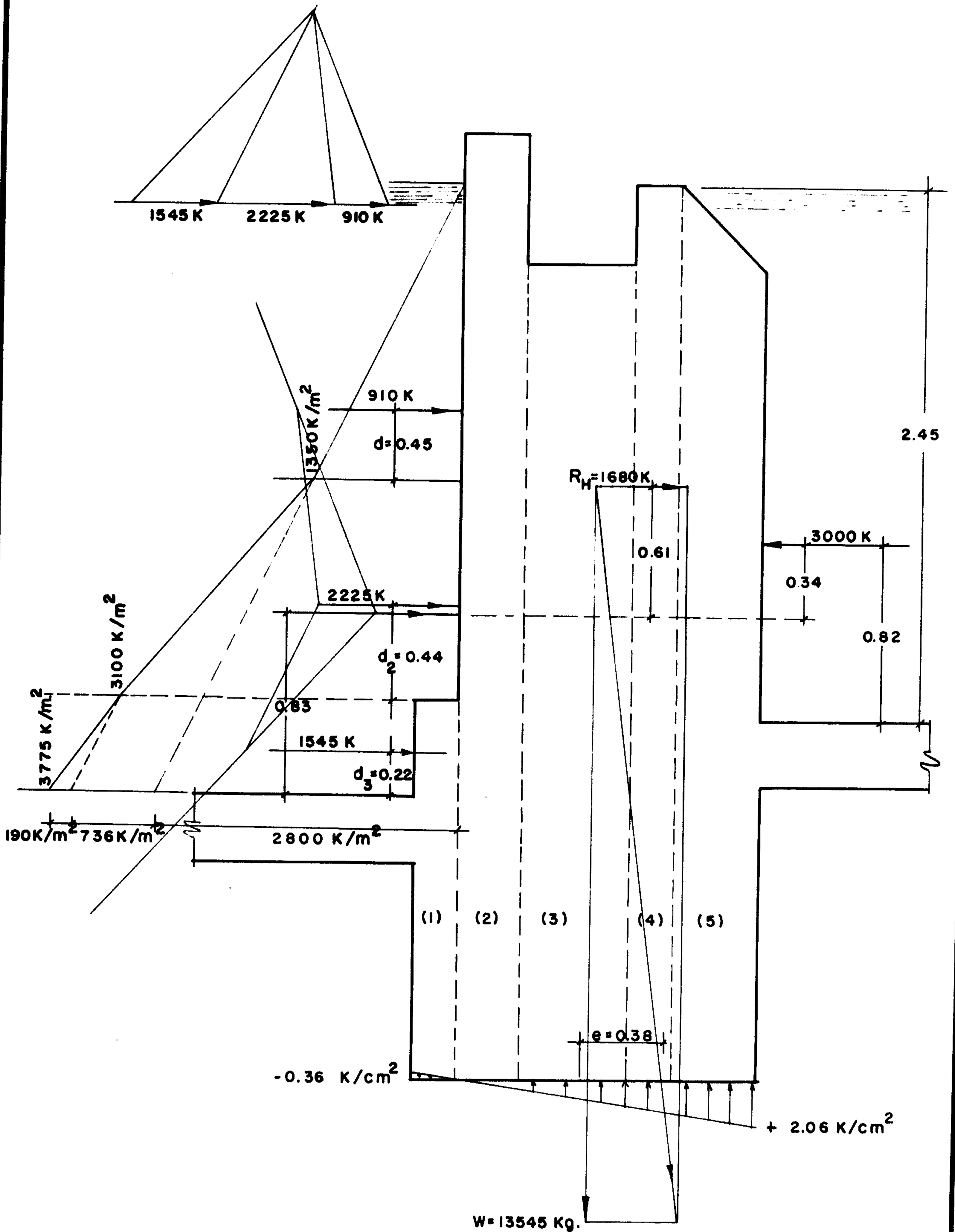
Presión hidrostática del tanque de sedimentación:

$$P = w h_g A = 1000 \times 0.5 \times 2.45 \times 2.45 \times 1 = 3000 \text{ kgs.}$$

$$\text{Punto de aplicación: } \frac{h}{3} = \frac{2.45}{3} = 0.82 \text{ m.}$$

Presiones que ejerce el filtro.- Según el Manual de Merriman el ángulo de reposo tanto para la arena como para la grava es de 26° 34', estando bajo el agua, luego su coeficiente de fricción

COMPOSICION GRAFICA DE FUERZAS DEL MURO DE LOS TANQUES DE SEDIMENTACION



ESCALAS: Longitudes 1 : 25

Fuerza 1 lcm. : 1000 K

Fatiga 1cm. : 2.5 K/m²

es: $c = \tan^2 (45^\circ - \frac{1}{2}\theta) = \tan^2 (45^\circ - \frac{1}{2} 26^\circ 34')$
 $c = 0.382$

Asimismo recomienda tomar como pesos específicos:

$$w_{\text{arena}} = 1800 \text{ Kg/m}^3. \text{ y } w_{\text{grava}} = 1600 \text{ Kg/m}^3.$$

Presión del agua: Como el agua embebe completamente la arena y la grava, hemos considerado que la presión hidrostática se deja sentir en toda la profundidad del filtro. Presión unitaria con 2.80 m. de carga:

$$p = w h = 1000 \times 2.8 = 2800 \text{ kg/m}^2.$$

Presión de la arena: Estimamos que la arena tenga un 40% de vacíos en consecuencia su peso específico bajo el agua es:
 $w'_a = 1800 - 400 = 1400 \text{ kg/m}^3.$ Presión unitaria con 1m. de arena como carga:

$$p = w h c = 1400 \times 1 \times 0.382 = 736 \text{ Kg/m}^2.$$

Presión de la grava: Estimamos que la grava tenga un 50% de vacíos, en consecuencia su peso específico bajo el agua es:
 $w'_g = 1600 - 500 = 1100 \text{ Kg/m}^3.$ Presión unitaria con 0.45 m. de grava como carga.

$$p = w h c = 1100 \times 0.45 \times 0.382 = 190 \text{ kg/m}^2.$$

Con las presiones unitarias obtenidas trazamos el diagrama de presiones, y a base de él ubicamos los puntos de aplicación de las tres zonas, como puede apreciarse en la hoja adjunta.

$$d_1 = \frac{1}{3} \times 1.35 = 0.45 \text{ m.}$$

$$d_2 = \frac{1}{3} \times 1.00 \times \frac{3100 + 2 \times 1350}{1350 + 3100} = 0.44 \text{ m.}$$

$$d_3 = \frac{1}{3} \times 0.45 \times \frac{3775 + 2 \times 3100}{3100 + 3775} = 0.22 \text{ m.}$$

El area del diagrama de presiones representa la presión total obteniéndose:

$$E_1 = 910 \text{ kg.} \quad E_2 = 2225 \text{ kg.} \quad E_3 = 1545 \text{ kg.}$$

Por medio de un funicular hallamos la resultante de 4680 kg. a 0.83 m. sobre el fondo del filtro. La resultante de las fuerzas horizontales se encuentra a:

$$x = \frac{3000 \times 0.34}{4680 - 3000} = \frac{3000 \times 0.34}{1680} = 0.61 \text{ m., sobre la}$$

fuerza de 4680 kg.

De la composición gráfica de fuerzas obtenemos la excentricidad: $e = 0.38$ m.

Fatigas:

$$f = \frac{13545}{160 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 38}{160} \right) \begin{cases} f_1 = + 2.06 \text{ kg/cm}^2. \\ f_2 = - 0.36 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$

las cuales consideramos satisfactorias.

Al deslizamiento: $f = \frac{1907}{13545} = 0.14$, coeficiente de fricción necesario, el cual es menor que 0.6 que es el que podemos considerar que exista.

Se ha presentado el estudio del muro bajo la condición que tanto el tanque de sedimentación como el filtro estén llenos. Si el tanque de sedimentación estuviera lleno y el filtro estuviera vacío no habría en éste agua, pero si arena y grava y la condición de cálculo es más favorable que la que se ha estudiado. Si el tanque de sedimentación estuviera vacío y el filtro lleno se presentan dos casos de acuerdo a la distribución de la planta de tratamiento: (a) Que sea en la zona del ancho del tanque de sedimentación, esto es en 3 m., las fatigas que se producen son de 3 Kg/cm². y - 1 Kg/cm²., las cuales son aceptables, no obstante a fin de evitar algún agrietamiento se colocarán varillas de fierro de 1/4" y 0.60 m. de longitud, espaciadas a 0.30 m.; además en la realidad serán menores, por efecto de la acción de marco. (b) Que sea en la zona donde no hay tanque de sedimentación, pero como los filtros están semi-enterrados, el empuje de tierras dá una condición de cálculo más favorable que la presentada.

Cálculo de la Compuerta de Limpia.-

La compuerta está constituida por una pieza de madera de 0.4 m. x 0.40 m. Carga que soporta:

$$p = w h = 1000 \times 2.45 = 2450 \text{ Kg/m}^2. = 0.245 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$w = 0.245 \times 40 = 9.8 \text{ kg/cm.l.}$$

$$\text{Momento al centro: } M = \frac{w l^2}{8} = \frac{9.8 \times 40^2}{8} = 1960 \text{ kg-cm}$$

Usando un tablón 1" y con fatiga de trabajo 56 kg/cm².

$$f = \frac{6 M}{b h^2} = \frac{6 \times 1960}{40 \times 2.54^2} = 45 \text{ kg/cm}^2. \quad 56 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v = \frac{0.5 \times 9.8 \times 40}{40 \times 2.54} = 1.8 \text{ kg/cm}^2. \quad 9 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo del mecanismo de izaje.-

Presión hidrostática: $P = w h_g A = 1000 \times 0.5 \times 2.25 \times 0.4 \times 0.4$
 $= 180 \text{ kg.}$

Fricción: $0.45 \times 180 = 80 \text{ kgs.}$

Peso por izar: $80 + 20 = 100.$, valor menor que el peso por izar de la compuerta de captación. Luego usaremos el mismo mecanismo de izaje que en aquel caso.

$P_{cr} = 88000 \left(\frac{80}{245}\right)^2 = 9300 \text{ Kg} < 565 \text{ Kg}$, que es la carga que desarrolla un hombre con el mecanismo de izaje.

Cálculo de la viga travesaño.-

Peso propio: $0.1 \times 0.1 \times 2400 = 240 \text{ kg/m.l.}$

Altura efectiva: $10 - 3 = 7 \text{ cm.}$

Considerando la viga empotrada en sus extremos, ya que su construcción será monolítica con el tanque de sedimentación. Y asumiendo que el operador pese 75 kg.

$$\text{Momento al centro: } M = \frac{w l^2}{12} + \frac{P l}{8} = \frac{240 \times 3^2}{12} + \frac{640 \times 3}{8}$$

$$M = 420 \text{ kg-m.}$$

$$K = \frac{42000}{100 \times 7^2} = 8.5 \text{ kg/cm}^2.$$

del abaco del libro de concreto de Peabody, obtenemos:

$$p = 0.007$$

$$A_s = 0.007 \times 100 \times 7 = 3.5 \text{ cm}^2. \quad \varnothing \text{ } 3/8" \text{ a } 15 \text{ cm.}$$

Fatiga de corte:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{240 \times 0.5 \times 3 + 0.5 \times 640}{100 \times 0.866 \times 7} = 0.112 \text{ Kg/cm}^2. < 4.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

Fatiga de adherencia:

$$u = \frac{V}{E_o j d} = \frac{680}{15 \times 0.866 \times 7} = 7.5 \text{ kg/cm}^2. < 10.5 \text{ kg/cm}^2.$$

b.- FILTROS LENTOS DE ARENA

Se ha seleccionado como tipo de filtración a usarse: los filtros lentos de arena, a pesar de ser los filtros rápidos más eficientes en general, pero para el caso de Humay se ha estimado que

no convendría, dado su elevado costo, la pérdida de carga que requieren y el escaso gasto por filtrar. El diseño de filtros lentos es muy delicado y consideramos preferible usar un tipo de filtros, cuya eficiencia ya ha sido probada en la práctica, razón por la cual adoptamos el tipo de filtros lentos de arena que usa el Departamento de Planeamiento de Obras Sanitarias.

La capacidad de los filtros lentos debe ser la del día de máximo consumo anual, esto es 4 l.p.s., que es la capacidad de la Planta de Tratamiento. Las características de los filtros son:

Velocidad de filtración: 3800 lt./día/m².

Profundidad del filtro: 2.80 m.

Espesor destinado a los drenes: 0.10 m.

Espesor de la capa de grava: 0.45 m.

Espesor de la capa de arena: 1.00 m.

Espesor mínimo de la capa de arena: 0.60 m.

Altura de la columna de agua: 1.35 m.

Dadas las características, podemos calcular el area necesaria para filtrar 4 l.p.s.:

$$\text{Area necesaria} = \frac{4 \times 86400}{3800} = 90 \text{ m}^2.$$

Se construirán tres unidades de 4.50 m x 10.00 m. que dan una área total de 135 m²., esto es, el 150% de las necesidades del día de máximo consumo, previniendo que una de las tres unidades esté en limpia.

Diseño del Sistema de Drenaje.-

El diseño del sistema de drenaje debe ser tal, que la suma de las pérdidas de carga en la grava, laterales y dren principal sea menor que el 25% de la pérdida de carga a través del lecho de arena, a fin de que las fluctuaciones en el gasto sean mínimas en relación a la variación de las pérdidas de carga. El método de cálculo que se seguirá es el indicado en el capítulo de Filtros Lentos de Arena de las copias de la Universidad de Harvard.

Calculemos la pérdida de carga en el lecho de arena, cuando ésta tiene su espesor mínimo, que es el caso más desfavorable, por medio de la fórmula Hazen.

$$v = c \cdot d^2 \cdot \frac{h}{I} \left(\frac{t + 10}{60} \right), \text{ donde :}$$

v: velocidad en metros por día = 3800

c: coeficiente variable, ordinariamente 800

d: tamaño efectivo de la arena = 0.3 mm.

I: espesor de la capa filtrante = 0.8 j = 2.63 pies.

t: temperatura en grados Fahrenheit = 50°

h: altura de agua, pérdida de carga.

$$h = \frac{v \cdot I}{c \cdot d^2} \left(\frac{60}{t + 10} \right) = \frac{3800 \times 2.63}{800 \times 0.09} \times \frac{60}{50 + 10} = 0.1387 \text{ pies}$$

Luego la pérdida total permisible en la grava, laterales y dren principal es:

$$Q_{25} \times 0.1387 = 0.035 \text{ pies}$$

En las copias mencionadas para una velocidad de filtración de 3800 lt./día/m². (4. m.gal./día/acre). se recomienda una velocidad máxima en el dren principal de 0.9 pies/seg.

Haciendo un estudio sobre un acre (43560 pies²):

$$Q = 3800 \text{ lt./día/m}^2 = 4 \text{ m.gal./día/acre} = 4 \times 1.547 \text{ pies}^3/\text{seg/acre.}$$

Area del dren principal para un acre de filtro:

$$a = \frac{Q}{v} = \frac{4 \times 1.547}{0.67}$$

Relación del area del filtro al area del dren principal:

$$\frac{A}{a} = \frac{43560 \times 0.9}{4 \times 1.547} = 6335$$

Laterales.- Se ha proyectado laterales de 2" de diámetro y espaciados 2.50 m. como puede apreciarse en el plano N° 3. Está recomendada una velocidad máxima en laterales de 0.5 pies/seg.

Gasto admisible en los laterales:

$$Q_1 = a \cdot v = 0.785 \left(\frac{2}{12} \right)^2 \times 0.5 = 0.0109 \text{ pies}^3/\text{seg.}$$

La relación de gastos es la misma que la de las areas drenadas:

$$\frac{Q_a}{Q_1} = \frac{4 \times 1.547}{0.0109} = \frac{43560}{A_L}$$

$$A_L = \frac{0.0109 \times 43560}{4 \times 1.547} = 76.7 \text{ pies}^2.$$

esto significa que la capacidad en area por drenar de cada lateral es 76.7 pies²., y según el diseño tenemos 2.5 x 2.5 = 5.625 m². = 60.5 pies²., que es lo que corresponde a cada lateral, valor menor que su máxima capacidad.

Grava.- El lecho de grava estará formado por tres capas en el siguiente orden de arriba hacia abajo: 1ra.: 10 cm. con grava de 10 mm., 2da.: 10 cm., con grava de 20 mm. y 3ra.: 25 cm. con grava de 30 mm.

Galones por día por pie cuadrado de sección transversal:

$$\frac{0.3 \times 1.25 \times 3.8 \times 3785}{1 \times 1.5} = 2828 \quad (1 \text{ m}^3 = 3785 \text{ gal.})$$

Interpolando linealmente entre:

Gal./d./pie ² .	G r a v a		
	10 mm.	20 mm.	30 mm.
2,000	0.0014	0.0005	0.00025
3,000	0.0022	0.0008	0.00037
obtenemos como fricción por pie de distancia:			
2,828	0.0021	0.0007	0.00035

Pérdida en la grava:

$$0.00210 \times 0.305 = 0.0006405$$

$$0.00070 \times 0.305 = 0.0002135$$

$$0.00035 \times 0.802 = \underline{0.0002807}$$

$$h_{fg} = 0.0011347 \text{ pies.}$$

Pérdida de carga en los laterales.- Flujo por pie cuadrado:

$$\frac{3.8 \times 3.28^3}{3.28^2} = 12.4 \text{ pie}^3/\text{día}/\text{pie}^2.$$

Cantidad de agua que entra por el extremo superior (1m². = 10.76 p²)

$$Q_i = 2.5 \times 0.5 \times 10.76 \times 12.4 = 166.8 \text{ pies}^3/\text{día} = 0.00193 \text{ pie}^3/\text{seg}$$

$$v_i = \frac{0.00193 \times 144}{3.14} = 0.0884 \text{ pie}/\text{seg} < 0.5 \text{ pie}/\text{seg.}$$

Cantidad de agua que pasa por el extremo inferior:

$$Q_f = 2.5 \times 2.25 \times 10.76 \times 12.4 = 751 \text{ pie}^3/\text{día} = 0.00869 \text{ pie}^3/\text{seg}$$

$$v_f = \frac{0.00869 \times 144}{3.14} = 0.40 \text{ pie}/\text{seg} < 0.5 \text{ pie}/\text{seg.}$$

La pérdida de carga para un gasto que va incrementándose uni-

formemente está dada por la fórmula:

$$h = \frac{L}{3} \left(Q_i^2 + Q_i Q_f + Q_f^2 \right) = \frac{L}{3} Q_o^2$$

$$Q_o = \sqrt{Q_i^2 + Q_i Q_f + Q_f^2}$$

$$Q_o = 0.0098 \text{ pies}^3/\text{seg.}$$

$$V_o = \frac{Q_o}{A} = \frac{0.0098 \times 144}{3.14} = 0.45 \text{ pies/seg.}$$

Tanto Q_o como v_o son gastos i velocidades ficticios.

Por la fórmula de Manning:

$$S = \left(\frac{n v}{1.486 R^{2/3}} \right)^2, \text{ donde: } \begin{aligned} n &= 0.013 \\ v &= 0.45 \text{ pies/seg.} \\ R &= D/4 = 0.0412 \text{ pies.} \end{aligned}$$

$$S = 0.00109 = \frac{h}{L}$$

$$\text{Para: } L = 2.25 - 0.50 \quad 1.75 \text{ m.} = 5.74 \text{ pies.}$$

$$h = 5.74 \times 1/3 \times 0.00109 = 0.0020855 \text{ pies.}$$

Pérdida por la velocidad de salida:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{0.4^2}{64.4} = 0.0024844 \text{ pies.}$$

Cálculo de los orificios de los laterales.-

$$Q_i = 0.00193 \text{ pies}^3/\text{seg} = 3.335 \text{ pulg}^3/\text{seg.}$$

$$Q_f = 0.00869 \text{ pies}^3/\text{seg} = 15.016 \text{ pulg}^3/\text{seg.}$$

Luego el incremento de gasto ha sido $15.016 - 3.335 = 11.681$ pulg³/seg. en una longitud total de 1.75 m.

Colocaremos 7 orificios espaciados 25 cm.

Velocidad máxima admisible: 0.5 pies/seg. = 6 pulg/seg.

$$\text{Gasto en el primer orificio: } Q = 3.335 + \frac{11.681}{7} = 5.004 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Area necesaria del orificio: } A = \frac{5.004}{6} = 0.834 \text{ pulg}^2.$$

Un orificio de $D = 1" \ 1/8$ posee una área de 0.994 pulg²., luego el primer orificio será de 1" 1/8.

Dividiendo el incremento de gasto por orificio entre 6 pulg/seg. obtenemos que los demás orificios deben ser de 5/8" arrojando una velocidad real de 5.43 pulg/seg = 0.453 pies/seg.

Pérdida de carga de los 7 orificios: asumimos $c_v = 0.98$

$$h_f = 7 \left(\frac{1}{0.98^2} - 1 \right) \frac{0.453^2}{2g} + \left(\frac{1}{0.98^2} - 1 \right) \frac{0.419^2}{2g}$$

$$h_f = 0.0009301 + 0.0001142 = 0.0010443 \text{ pies}$$

Dren Principal.-

Vimos que la relación del área era 6335, luego el área del dren principal será:

$$A = \frac{4.5 \times 10 \times 10.76 \times 144}{6335} = 11.52 \text{ pulg}^2.$$

Un diámetro de 4" dá un area de 12.56 pulg²., que es el que adoptamos. Calcularemos la pérdida de carga para lo cual nos auxiliamos con la fórmula de Mannig

$$S = \left(\frac{n}{1.486 A \cdot R^{2/3}} \right)^2 Q^2 \quad \text{donde: } n = 0.013$$

$$R = D/4 = 0.0833 \text{ pies}$$

$$A = 12.56 \text{ pulg}^2.$$

$$S = 0.276 Q^2 = \frac{h}{L}$$

Los laterales están espaciados 2.50 m. = 8.2 pies., luego:
 $h = 8.20 \times 0.276 Q^2 = 2.263 Q^2$

La entrada al dren de dos laterales representa: $2 \times 0.00869 = 0.01738 \text{ pies}^3/\text{seg}.$

Pérdidas de carga:

Sección	Q, pies ³ /seg	Q ²	h = 2.263 Q ²
1 - 2	0.01738	0.0003026	0.0006848
3 - 4	0.03476	0.0012083	0.0027344
5 - 6	0.05214	0.0027186	0.0061522
7 - 8	0.06952	0.0048330	0.0109371
			<u>0.0205085</u>

Velocidad en el dren:

$$\frac{0.06952}{0.0873} = 0.796 \text{ pies/seg } \approx 0.9 \text{ pies/seg}$$

Pérdida por velocidad de salida:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{0.796^2}{64.4} = 0.0098427 \text{ pies.}$$

Resumen de las Pérdidas de Carga.-

Grava	0.0011347
Laterales: Fricción	0.0020855

	Velocidad	0.0024844
	Orificios	0.0010443
Dren Principal :	Fricción	0.0205085
	Velocidad	<u>0.0098427</u>

Pérdida total en la grava, laterales y dren principal: 0.0371001 pies.

La pérdida admisible que obtuvimos fué de 0.035 pies, esto es nos hemos excedido en 0.002 pies, en tales condiciones que el diseño es aceptable.

Relación de la pérdida de carga en la grava y los drenes, a la pérdida en la arena:

$$\frac{0.0371 \times 100}{0.1387} = 26.7 \%$$

Tiempo máximo requerido para vaciar el filtro para la limpia.-

Apliquemos la fórmula:

$$t = \frac{2A}{a c \sqrt{2g}} \left(h_1^{\frac{1}{2}} - h_2^{\frac{1}{2}} \right)$$

donde: A = 485 pies cuadrados.

a = 0.0873 pies cuadrados.

c = 0.70 para tubos reentrantes.

$h_1 = 1.25 + 1.00 + 0.45 = 2.70 \text{ mts.} = 8.86 \text{ pies.}$

$h_2 = 0.45 \text{ m.} = 1.47 \text{ pies}$

$$t = \frac{2 \times 485}{0.0873 \times 0.7 \times \sqrt{64.4}} \left(8.86^{\frac{1}{2}} - 1.47^{\frac{1}{2}} \right) = 63000 \text{ seg} = 1^{\text{h}} 12^{\text{m}}$$

Durante este tiempo el nivel del agua irá descendiendo y se detendrá cuando su superficie haya alcanzado el nivel inferior de la arena.

Entrada a los filtros de arena.-

Una vez que ha bajado el agua a la canaleta de distribución, ésta pasa a los filtros por medio de una tubería de 4", la cual puede cerrarse por medio de su válvula, dando así independencia a los filtros. Como cada filtro trabajará con 2 l.p.s. la velocidad de llegada es:

$$v = \frac{0.002}{0.785 \times (0.0254 \times 4)^2} = 0.247 \text{ m/seg.},$$

a pesar de esta velocidad baja y a fin de evitar la presencia de turbulencia ó remolinos se ha proyectado una caja que rompe esa velocidad de entrada, como puede apreciarse en el plano N° 3.

Salida de los Filtros de Arena.-

Es inherente a los filtros de arena trabajar con pérdida de carga variable, según el grado de colmatación de éste, lo que se traduce en un efluente variable, no conveniente al buen funcionamiento del filtro. A fin de controlar el gasto se puede colocar un medidor Venturi automático que nos proporcionaría un efluente constante libre de las variaciones de las pérdidas de carga; sin embargo por razones económicas se ha preferido diseñar un controlador de gasto más económico.

El agua que sale por el dren principal llega a una caja de recepción donde está instalado el controlador de gasto, tomando el agua un nivel, cuya diferencia con el nivel del agua en los filtros representa la pérdida de carga a través de los mismos. De esta caja de recepción sale una tubería de 4" que se prolonga hacia arriba sirviendo de eje a un cojinete de villas sobre el que descansa un par de flotadores con orificios para recibir el agua, la cual llega hasta la tubería de 4" por medio de conductos de jebe.

Calcularemos el diámetro de los orificios a su ubicación a fin de que cada uno capte la mitad del efluente del filtro, esto es, 1 l.p.s. Las características del flotador son:

Un cilindro de aire de 15 cm. de diámetro y 15 cm. de altura, herméticamente cerrado; y un tronco de cono de 15 y 2.54 cm. diámetros y altura 5 cm. situado bajo del cilindro de aire.

En primer término se ha calculado el peso del cuerpo flotante, obteniéndose 2 kg. ó sea que 1 kg. actuará sobre cada flotador. Luego calcularemos la ubicación de la línea de flotación en sus dos casos:

1er. Caso.- Cuando el efluente de los filtros sea 1 l.p.s. ó más el tronco de cono se llenará de agua y la línea de flotación estará a "x" cm. encima de la base inferior del cilindro:

$$\text{Area de la base del cilindro: } 0.785 \times 15^2 = 176.71 \text{ cm}^2.$$

$$1000 = 176.71$$

$$x = 6 \text{ cm.}$$

En estas condiciones el nivel en la caja de recepción irá subiendo hasta tener una diferencia de nivel con la superficie del agua en los filtros, que representará la pérdida de carga en el filtro para obtener un efluente de 1 l.p.s.

2do. Caso.- Cuando el efluente sea menos de 1 l.p.s. el controlador seguirá captando 1 l.p.s. provocándose un descenso de nivel en la caja de recepción, esto es aumentado la pérdida de carga para suplir la demanda del controlador; cuando el nivel en la caja de recepción esté bajo el nivel superior de la arena, se procederá a limpiar el filtro, pues éste habrá alcanzado su máximo grado de colmatación permisible.

Calcularemos la ubicación y diámetro de los orificios por cada controlador de gasto, que han de tener una capacidad de 2 l.p.s., esto es, el efluente de un filtro. La fórmula de descarga a través de orificios es:

$$Q = c_d a \sqrt{2gh} \quad , \quad \text{tomamos } c_d = 0.628 \text{ según H. King.}$$

Sea: n : número de orificios

A : area en pulgadas cuadradas de cada orificio.

h : carga en matros sobre cada orificio.

$$\frac{0.002}{n} = 0.628 A 0.0254^2 \sqrt{2g} \sqrt{h}$$

$$A n \sqrt{h} = 1.115$$

Aceptemos la solución: $n = 6$ (3 orificios por flotador).

$$A = 0.6013 \text{ pugd}^2.$$

$$h = 0.08 \text{ mts.}$$

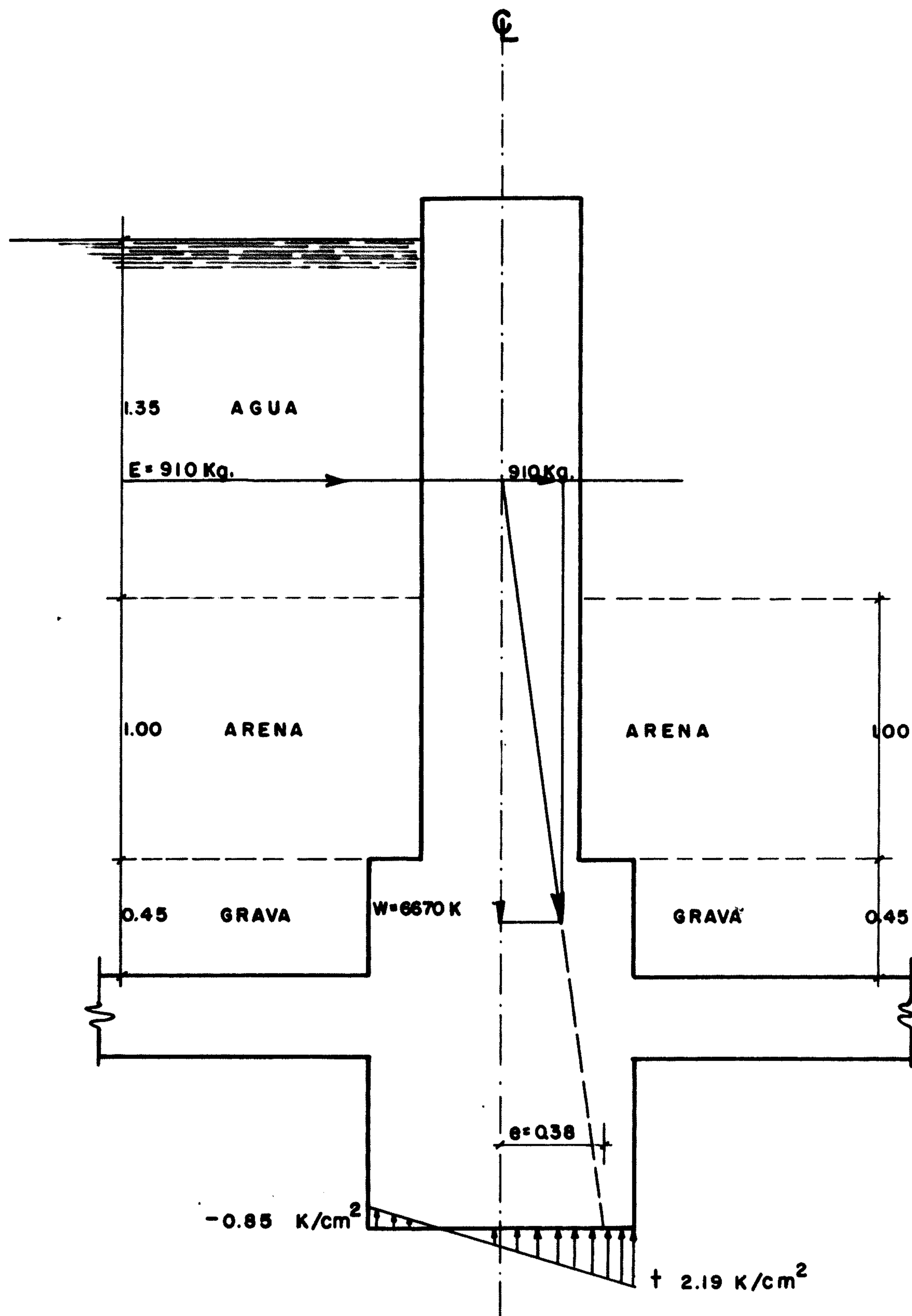
Como la línea de sumergencia está 6 cm. encima de la base superior del cono, el orificio está 2 cm. bajo dicha base (ver Plano N° 4).

El presente cálculo del diámetro y ubicación de los orificios puede estar sujeto en la práctica a alguna variación, que se subsanará moviendo la línea de flotación, ya sea colocando tara en los flotadores o dándole menos capacidad de descarga a los orificios, según la variación de la posición de la línea de flotación.

Acabado de los Filtros de Arena.-

Se observarán las mismas especificaciones en cuanto al tarra

COMPOSICION GRAFICA DE LAS FUERZAS DEL MURO INTERIOR DEL FILTRO

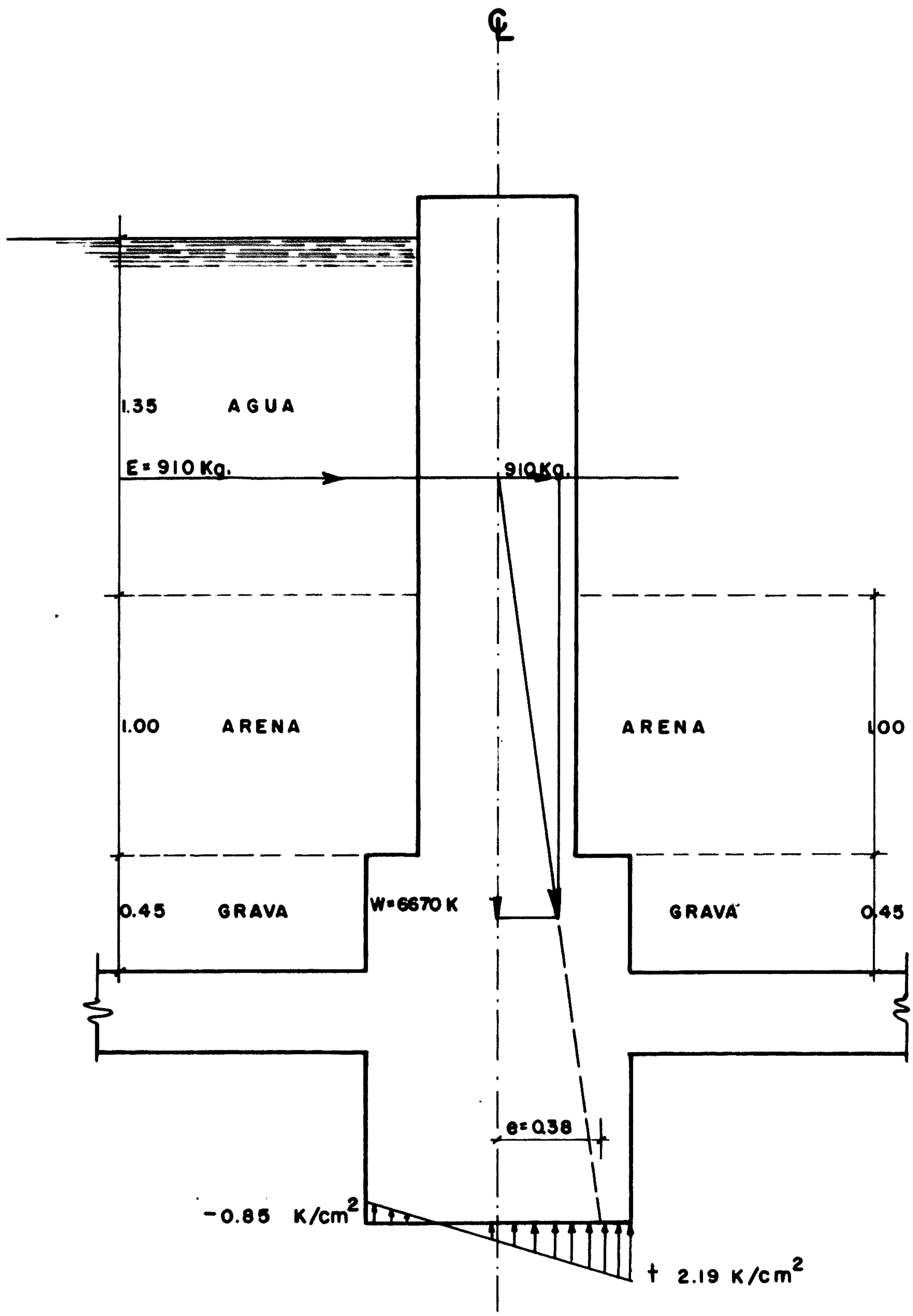


ESCALAS: Longitudes 1 : 25

Fuerzas 1 cm. : 1000 Kg.

Fatigas 1 cm. : 2.5 K/cm²

COMPOSICION GRAFICA DE LAS FUERZAS DEL MURO INTERIOR DEL FILTRO



ESCALAS: Longitudes 1 : 25
 Fuerzas 1 cm. : 1000 Kg.
 Fatigas 1 cm. : 2.5 K/cm²

jeo y acabado de los filtros, que las que se indicaron en los tanques de sedimentación.

Limpia de los filtros de Arena.-

Cuando la pérdida de carga a través de los filtros debido a la colmatación es éstos, haya llegado a tal grado que impide su buen funcionamiento se procederá a su limpieza, removiendo la capa de arena superior en un espesor de 1 a 4 cm. Cuando la capa de arena se ha reducido a 0.60 m. se vuelve a agregar nueva arena, cuyos diámetros oscilen entre 0.2 y 0.4 mm. cuidando que esté libre de materias orgánicas.

CALCULOS ESTRUCTURALES DE LOS FILTROS LENTOS DE ARENA

Cálculo del muro interior.-

El caso más desfavorable se presenta cuando uno de ellos está vacío y el otro lleno, estando sujeto el muro a los empujes de agua del filtro lleno y de la grava y arena de ambos filtros y a su peso propio.

Peso propio = $2300 (1 \times 1.4 + 0.6 \times 2.5) = 6670$ kgs.

Empuje hidrostático: 1.35 m de agua.

$E = w h_g A = 1000 \times 0.5 \times 1.35 \times 1 = 910$ kgs.

Se ha considerado que los empujes de la arena y la grava de ambos filtros se equilibran, de modo que no tienen influencia en el cálculo del muro.

De la composición gráfica de fuerzas obtenemos una excentricidad de $e = 0.38$ m.

Fatigas:

$$f = \frac{6670}{100 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 38}{100} \right) \left\{ \begin{array}{l} f_1 = +2.19 \text{ kg/cm}^2. \\ f_2 = -0.85 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right.$$

A fin de evitar algun agrietamiento se colocarán varillas de 1/4" y 60 cm. de longitud, espaciadas a 30 cm.

Al deslizamiento:

$f = \frac{910}{6,670} = 0.136 < 0.6$, luego es estable al deslizamiento.

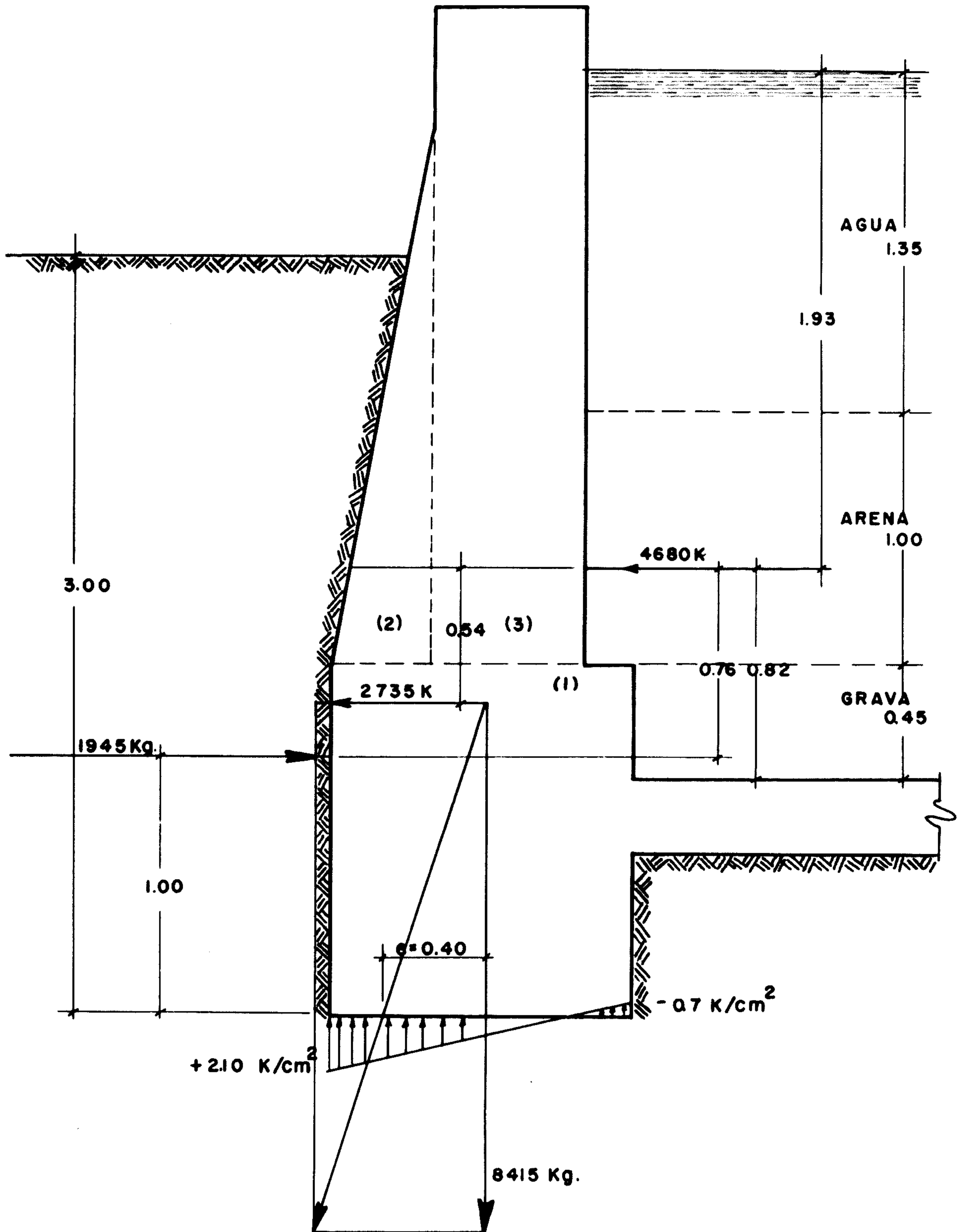
Calculo del muro exterior.-

Debemos estudiar al muro en sus dos condiciones: cuando está lleno el filtro y cuando está vacío.

a.- Filtro lleno.- Está sujeto a tres fuerzas: peso propio,

COMPOSICION GRAFICA DE LAS FUERZAS DEL MURO EXTERIOR DE LOS FILTROS

Caso : Filtro Lleno



ESCALAS : Longitudes 1 : 25
 Fuerzas 1cm. : 1000 Kg.
 Fatigas 1cm. : 2.5 K/cm²

empuje del agua, grava y arena y empuje de tierras, desde que los filtros son semi-enterrados.

Sección	Peso propio	Momento
(1) 1.2 x 1.4 x 2300	= 3860 kgs. 0.6 m.	2316 kg-m.
(2) 0.9 x 0.4 x 21 x 2300	= 965 0.27	261
(3) 0.6 x 2.6 x 2300	= <u>3590</u> 0.7	<u>2513</u>
	8415 kg.	5090 kg-m

$$x = \frac{5090}{8415} = 0.604 \text{ m.}$$

Vimos al estudiar el muro divisor entre los tanques de sedimentación y los filtros que el empuje total horizontal del agua, arena y grava es: $910 + 2225 + 1545 = 4680$ kgs. y ubicado a 0.83 sobre el fondo del filtro.

Tomando la mínima altura de terreno para ponernos en la condición más desfavorable su empuje será:

$$E = \frac{1}{2} w h^2 C = \frac{1}{2} \times 1600 \times 3^2 \times 0.27 = 1345 \text{ kg.}$$

y estará ubicado a "d" cm. sobre la base del muro: $d = \frac{3.0}{3} = 1 \text{ mt.}$

La resultante horizontal está a:

$$x = \frac{1945 \times 0.76}{4680 - 1945} = 0.54 \text{ m., bajo la fuerza de } 4907 \text{ kg.}$$

De la composición gráfica de fuerzas obtenemos una excentricidad de $e = 0.40 \text{ m.}$

Fatigas:

$$f = \frac{8415}{120 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 40}{120} \right) \begin{cases} f_1 = + 2.10 \text{ kg/cm}^2. \\ f_2 = - 0.76 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$

b.- Filtro Vacío.- El muro está sujeto a tres fuerzas: peso propio, empuje de grava y arena y empuje de tierras.

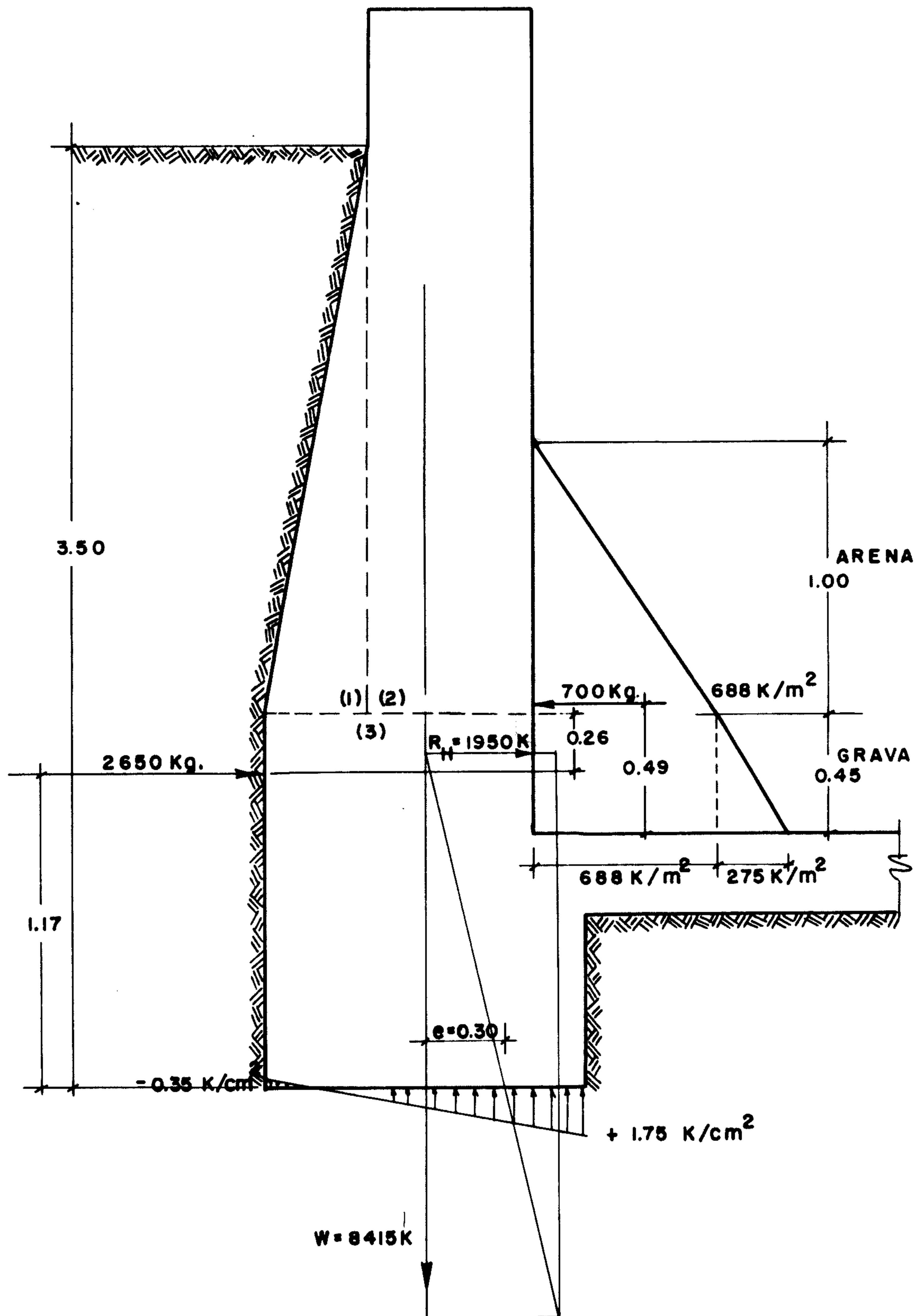
El peso propio ya está calculado. Veamos el empuje de la grava y arena: consideremos un coeficiente "c", el mismo que cuando calculamos su empuje bajo agua, ya que es de admitir que aunque no habrá carga de agua, también la arena y la grava estarán saturadas de agua. Luego $c = 0.382$ y los pesos específicos de la arena y grava: 1800 y 1600 kg/m³. respectivamente.

Empuje de la arena:

$$E = \frac{1}{2} w h^2 c = \frac{1}{2} \times 1800 \times 1^2 \times 0.382 = 344 \text{ Kg.}$$

COMPOSICION GRAFICA DE LAS FUERZAS DEL MURO EXTERIOR DE LOS FILTROS

Caso: Filtro Vacio



ESCALAS : Longitudes 1 : 25

Fuerzas 1 cm. : 1000 Kg.

Fatigas 1 cm. : 2.5 K/cm^2

Punto de aplicación:

$$d = \frac{1}{3} \times 1 = 0.33 \text{ m}$$

Presión unitaria de la arena:

$$p_a = whc = 1800 \times 1 \times 0.382 = 688 \text{ Kg/m}^2.$$

Empuje de la grava:

$$E = \frac{1}{2} w h c = \frac{1}{2} \times 1600 \times 0.45^2 \times 0.382 = 621 \text{ Kg.}$$

Presión unitaria de la grava:

$$p_g = whc = 1600 \times 0.45 \times 0.382 = 275 \text{ kg/m}^2.$$

La condición más desfavorable para este caso es cuando el empuje de tierras es máximo, esto es, con una carga de 3.50 m.

$$E_t = \frac{1}{2} \times 1600 \times 3.5^2 \times 0.27 = 2650 \text{ kg.}$$

$$d = \frac{1}{3} \times 3.5 = 1.17 \text{ m.}$$

La resultante horizontal está a:

$$x = \frac{700 \times 0.26}{2650 - 700} = 0.09 \text{ m. sobre la fuerza de } 180 \text{ kg.}$$

De la composición gráfica de fuerzas obtenemos una excentricidad de $e = 0.30 \text{ m.}$

Fatigas:

$$f = \frac{8415}{120 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 30}{120} \right) \left\{ \begin{array}{l} f_1 = + 1.75 \text{ kg./cm}^2. \\ f_2 = - 0.35 \text{ kg /cm}^2. \end{array} \right.$$

las cuales consideramos satisfactorias.

-- TANQUE DE REGULACION --

Conocido es que en los abastecimiento de agua, el caudal disponible y el consumo sólo coinciden eventualmente durante una parte del día y a intervalos, de ahí que sea necesario construir un depósito que asegure la compensación durante el día, de modo que suministre el agua necesaria cuando el consumo lo exija y almacene los sobrantes en las horas de poco consumo.

Se ha seleccionado como punto de ubicación del tanque de regulación el indicado en el plano N° 7, ya que cuenta con presión suficiente sobre la población y además está cerca de la planta de tratamiento, dándole así compacidad a esta estructura del sistema: característica que es de desear.

Para determinar la cantidad necesaria para la compensación es preciso disponer de datos acerca de las variaciones horarias del consumo; en el presente caso es imposible disponer de tales datos ya que recién se ha de instalar un sistema de abastecimiento de aguas, razón por la cual recurrimos a las variaciones horarias que recomienda asumir Schoklisch para poblaciones pequeñas, con ciertas modificaciones de modo que se adapte a las condiciones que se presume existirán en el día de máximo consumo en la población de Humay.

A base de estas variaciones de consumo horario construimos la curva integral del consumo en el día, a fin de estudiar el almacenamiento. De dicha curva obtenemos que el almacenamiento requerido es el 22% del consumo máximo diario, esto es:

$$\text{Almacenamiento: } \frac{1000 \times 250 \times 1.3 \times 0.22}{1000} = 72 \text{ m}^3.$$

Volumen de incendio.-

Está indicado disponer de un volumen adicional en el tanque de regulación para los casos de incendio. Supongamos que un siniestro producido sea combatido por 3 grifos a la vez, con un gasto de 5 l.p.s. cada uno, y con un tiempo de duración de dos horas:

$$\text{Volumen de incendio: } 2 \times 3 \times 0.005 \times 3600 = 108 \text{ m}^3.$$

Un segundo criterio es almacenar 10 horas de consumo:

Volumen de incendio: $10 \times 0.004 \times 3600 = 144 \text{ m}^3$.

Un tercer criterio es almacenar un volumen tal que permita mantener un gasto "Q" en l.p.s., donde Q, está dado por la fórmula $Q = 10 \sqrt{P}$ (P, es la población en miles de habitantes), para nuestro caso $Q = 10 \text{ l.p.s.}$ Un siniestro de 2 horas de duración requerirá:

Volumen de incendio: $2 \times 3600 \times 0.010 = 720 \text{ m}^3$.

Dados los elevados volúmenes necesarios para incendios se ha estimado que no se justifica la construcción de tanques de regulación que almacenen esa cantidad más los 72 m³. de regulación, debido a que el valor de propiedad por proteger no lo justifica. Además como la población es pequeña es de presumir que ocurrido un siniestro, los pobladores lo advertirán que se abstendrán del consumo de agua a fin de facilitar la labor de extinción del siniestro.

En conclusión, diseñaremos un tanque de regulación de 72 m³. de capacidad. En el plano N° 3 se puede observar los detalles de tuberías y válvulas.

La pérdida de carga que hay de los filtros al tanque de regulación es:

$$H_f = sL + \frac{v^2}{2g} + 4 \times 1.5 \frac{v^2}{2g} + 0.5 \frac{v^2}{2g}$$

$$H_f = 0.005 \times 20 + \frac{0.5^2}{19.6} (1 + 6 + 0.5)$$

$$H_f = 0.11 \text{ m.}$$

Acabado del tanque de regulación.-

Se observarán las mismas especificaciones para el acabado de la albañilería que las que se recomendaron para el acabado de los tanques de sedimentación.

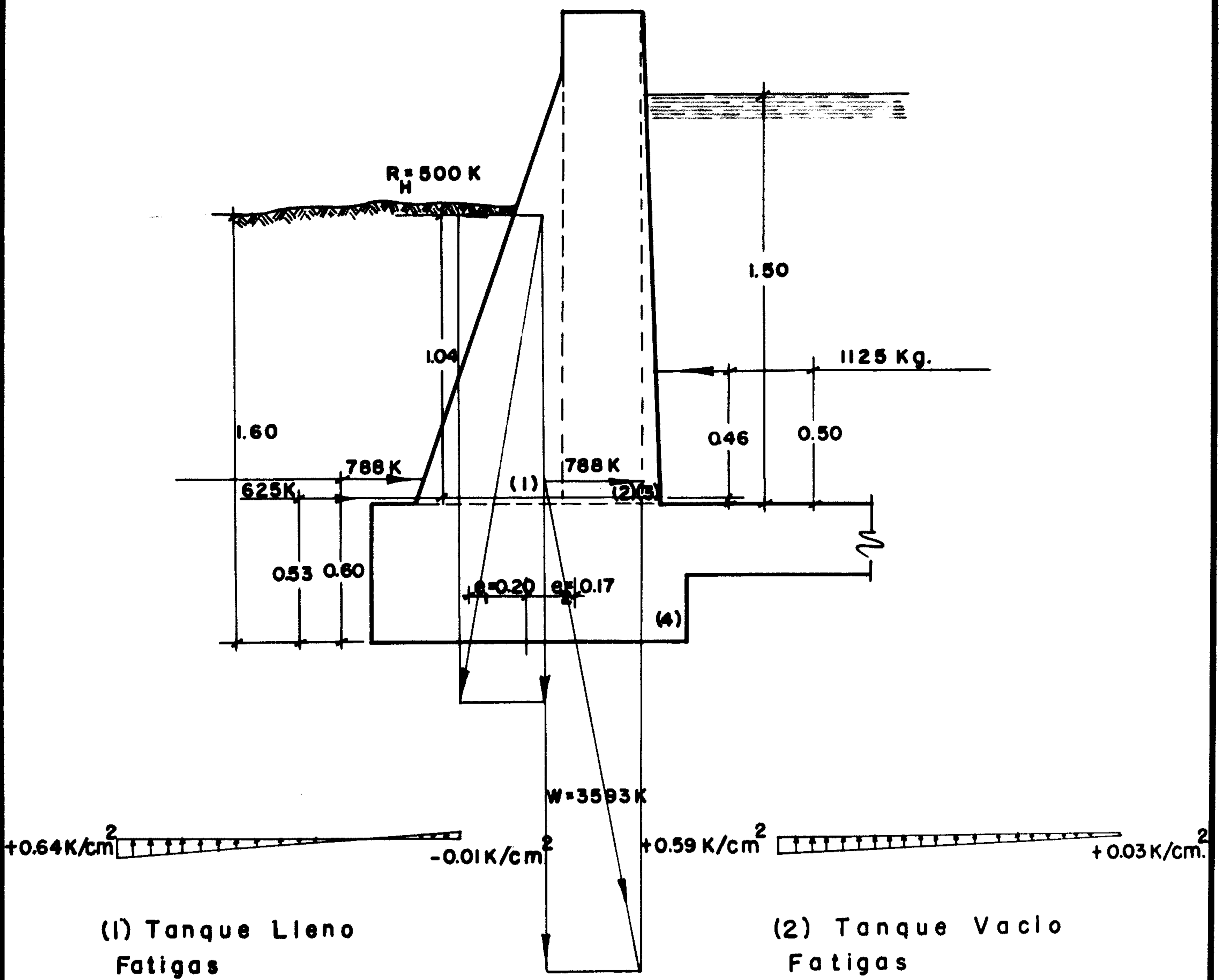
Limpia del Tanque de regulación.-

A fin de limpiar el tanque se ha diseñado la losa de fondo con una pendiente longitudinal y transversal de 2% de modo que abriendo la válvula de desagüe fácilmente se evacuaran los materiales que hubieran podido sedimentar.

Cálculo del Muro.-

El muro del tanque está semi-enterrado, en consecuencia es-

COMPOSICION GRAFICA DE LAS FUERZAS DEL MURO DEL TANQUE DE REGULACION



ESCALAS : Longitudes 1 : 25

Fuerzas 1 cm. : 500 Kg.

Fatigas 1 cm : 2.5 K/cm²

tá sometido a tres fuerzas: peso propio, empuje hidrostático y empuje de tierras.

Sección	Peso propio	Momento.
(1) 0.5 x 0.5 x 1.6 x 2300	= 920 kg. 0.48	442 kg-m
(2) 0.3 x 1.8 x 2300	= 1245 0.80	995
(3) 0.5 x 0.05 x 1.8 x 2300	= 103 0.97	100
(4) 0.5 x 1.15 x 2300	= <u>1325</u> 0.57	<u>755</u>
	3593 kg.	2292 kg-m

$$x = \frac{2292}{3593} = 0.64 \text{ m.}, \text{ la resultante del peso del muro pasa a 0.64 m. del extremo izquierdo}$$

Empuje hidrostático:

$$P = 1000 \times 0.5 \times 1.5 \times 1.5 \times 1 = 1125 \text{ kgs.}$$

$$d = \frac{1.5}{3} = 0.5 \text{ m.}$$

Cuando el tanque está lleno la condición de equilibrio más desfavorable, es cuando el empuje de tierras es mínimo, esto es 1.60 m:

$$E = \frac{1}{2} \times 1800 \times 1.6^2 \times 0.27 = 625 \text{ kg.}$$

$$d = \frac{1.6}{3} = 0.53 \text{ m.}$$

La resultante de las fuerzas horizontales se encuentra a:

$$x = \frac{1125 \times 0.46}{1125 - 625} = 1.04 \text{ m.}, \text{ sobre la fuerza de 625 kg.}$$

De la composición gráfica de fuerzas obtenemos una excentricidad de $e = 0.20 \text{ m.}$

Fatigas:

$$f = \frac{3593}{115 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 20}{115} \right)$$

$$f_1 = + 0.64 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_2 = - 0.12 \text{ kg/cm}^2.$$

En el caso del tanque vacío, la condición más desfavorable es cuando el empuje de tierras es máximo, esto es con una carga de 1.80 m.

$$E = \frac{1}{2} \times 1800 \times 1.8^2 \times 0.27 = 788 \text{ kg.}$$

$$d = \frac{1.80}{3} = 0.6 \text{ m.}$$

En estas condiciones las excentricidades es $e = 0.17 \text{ m.}$

Fatigas:

$$f = \frac{3593}{115 \times 100} \left(1 \pm \frac{6 \times 17}{115}\right) \quad f_1 = + 0.59 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_2 = + 0.04 \text{ kg/cm}^2.$$

Cálculo del techo del tanque de regulación.-

El tanque de regulación llevará un techo de planchas de "Eternit", a fin de proteger el agua almacenada, de la tierra y otros elementos que puedan introducirse al tanque, dichas planchas se apoyarán sobre cuatro largueros de 8 m., y éstos a su vez descansarán sobre cuatro vigas a de 6 m. de luz.

Presión del viento: Consideramos una presión de 150 kg/m². sobre una plancha perpendicular a la dirección de éste; por la fórmula de Duchemin sobre las planchas inclinadas habrá una presión de:

$$P_v = 150 \frac{2 \operatorname{sen} \theta}{1 + \operatorname{sen}^2 \theta} = 150 \frac{2 \times 0.08303}{1.006894} = 25 \text{ kg/m}^2.$$

Peso de la plancha: 13 Kg/m².

Carga total: 25 + 13 = 38 Kg/m².

Tomando un exceso é incluyendo cualquier sobrecarga, asumimos 50 kg/m².

Cálculo de los Momentos para las vigas: carga que toma cada viga:

$$W = \frac{50 \times 2.67 \times 8}{3} = 40 \text{ kg.}$$

La viga peso 15 Kg/m.l.

$$M = 40 \times 2 + \frac{1}{2} \times 15 \times 6 \times 2 = 140 \text{ Kg-m.}$$

Usando vigas de 3" x 8", se producirá una fatiga de:

$$s = \frac{6 M}{b h^2} = \frac{6 \times 14000}{7.62 \times 20.32^2} = 26.8 \text{ kg/cm}^2.$$

Cálculo de los largueros:

$$\text{Carga total: } 2 \times 8 \times 50 + 120 = 920 \text{ kg.}$$

RED DE DISTRIBUCION

La red de distribución de agua tiene por objeto conducir ésta dentro de la población, en cantidad y presión suficientes a cualquier punto, para lo cual emplearemos tuberías de fierro fundido, cuyo origen está en el reservorio de regulación, que se desarrolla por las calles de la población, además llevará una serie de implementos como son válvulas, grifos contra incendio, etc.

El sistema que se ha adoptado para la red es de circuito cercado. Las ventajas que ofrece son las siguientes:

a). Una distribución uniforme relativa del agua a través de la red para uso ordinario.

b). Las pérdidas de carga se reducirán al ser alimentado cada conducto por sus dos extremos.

c). La concentración en un punto del sistema de altas cantidades de agua para incendios.

d). Se evitan puntos muertos y por lo tanto las posibilidades de contaminación por falta de circulación de agua.

e). Amplias facilidades para reparaciones de tuberías en caso de desperfectos.

Cálculo de la Red.-

El cálculo de la red ha sido hecho para abastecer una población de 1,000 habitantes, con un gasto por habitante de 250 litros diarios, en el máximo horario en el día más consumo, esto es un flujo de 6 l.p.s.

Por la práctica está estipulado que el diámetro mínimo es 4" para la red, que es el diámetro de las tuberías de la red.

Al tratar de densidades vimos que la de Humay era de 100 habitantes por hectárea, sobre esa base hacemos una distribución del gasto por tramo, la que se puede apreciar en el siguiente cuadro:

ZONA	AREA m2	PORCENTAJE DEL AREA TOTAL	SALIDA CONSIDERADA EN PUNTOS DE LA RED.
1	700	7.1	0.43 l.p.s.
2	1310	13.3	0.80
3	410	4.2	0.25
4	800	8.1	0.49
5	1530	15.6	0.94
6	2400	24.4	1.45
7	<u>2680</u>	<u>26.8</u>	<u>1.64</u>
	98300	100.0%	6.0 l.p.s.

Procedimiento de Cálculo.-

El problema principal que se presenta al calcular un abastecimiento de agua potable es el relativo al cálculo de las pérdidas de carga, ya que es el factor principal en la elección de los diámetros adecuados de la tubería para una distribución conveniente del caudal de agua necesaria para cada zona.

Emplearemos en el cálculo la fórmula de Hazen-Williams:

$$V = 0.85 C \left(\frac{D}{4} \right)^{0.63} S^{0.54} \quad V = 0.85 C \left(\frac{D}{4} \right)^{0.63} S^{0.54}$$

en donde: V = velocidad del flujo de agua

C = coeficiente de rugosidad

D = diámetro de la tubería

S = gradiente hidráulica

Ecuación de continuidad: Q = A V

Obteniendo Q = B C d^{2.63} S^{0.54} (1)

Para un mismo diámetro, longitud y coeficiente la fórmula se transforma en:

$$Q = K h^{0.54} \quad \text{o lo que es lo mismo} \quad h = K Q^{1.85} = K Q^n \quad (2)$$

$$\text{Dividiendo entre } Q \quad \frac{h}{Q} = K Q^{n-1}$$

Basándose en las leyes eléctricas de Kirchoff, el profesor Hardy Cross halló un método para determinar la distribución de caudales en tuberías que forman circuitos cerrados, que luego fué simplificado sucesivamente por los profesores James Doland y Fair.

La siguiente es la fórmula exponencial que da el profesor

TRAMO	LONGITUD m.	DIAMETRO pulg.	GASTO		PENDIENTE PERDIDA		GASTO		PENDIENTE PERDIDA		GASTO	
			Q_1 l.p.s.	Q_2 l.p.s.	S_1 o/oo	h_m	h_1/Q_1	Q_1 l.p.s.	S_2 o/oo	h_2	h_2/Q_2	Q_3 l.p.s.
AB	190	6	60	1.5	0.28							
BE	184	4	- 2.6	2.4	- 0.14	0.17	- 2.7	2.5	- 0.46	0.17	- 2.71	
CE	136	4	+ 2.23	1.8	+ 0.23	0.11	+ 2.13	1.6	+ 0.21	0.10	+ 2.12	
BC	90	4	+ 2.97	3.1	+ 0.28	0.09	+ 2.87	2.9	+ 0.26	0.09	+ 2.86	
					+ 0.07	+ 0.37			+ 0.01	+ 0.36		

$$\Delta = - \frac{\sum h}{1.85 \sum Q} = - \frac{0.07}{1.85 \times 0.37} = - 0.10 \text{ l.p.s.}$$

$$\Delta = - \frac{0.01}{1.85 \times 0.36} = - 0.015 \text{ l.p.s.}$$

$$\Delta = - \frac{\sum h}{1.85 \sum Q} = - \frac{0.06}{1.85 \times 0.37} = - 0.09 \text{ l.p.s.}$$

$$\Delta = - \frac{0.01}{1.85 \times 0.37} = - 0.014 \text{ l.p.s.}$$

H. Cross para la corrección, basada en la fórmula de Hazen-Williams:

$$\Delta = \frac{\sum K Q^{1.85}}{1.85 \sum K Q^{0.85}}$$

Por substituciones logra simplificar la fórmula a:

$$\Delta = \frac{\sum h}{1.85 \sum \frac{h}{Q}}$$

El cuadro adjunto nos muestra el procedimiento seguido, hasta obtener una corrección, que da suficiente aproximación dentro de la incertidumbre inherente a éstos cálculos.

Características de la red de distribución.-

NUDO	COTA DEL TERRENO	PERDIDA DE CARGA	COTA PIEZOMETRICA	CARGA DE PRESION
B	440.50	0.28	450.1u	9.67 mts.
C	430.00	0.26	449.91	19.91
D	428.50	0.29	449.62	21.12
E	428.00	0.21	449.70	21.70
H	422.00	0.29	449.41	27.41
I	425.30	0.28	449.42	24.12

Las presiones resultantes son compatibles con las recomendadas por la experiencia.

En la red se ha proyectado la construcción de piletas, además se ha ubicado válvulas de interrupción a fin de poder reparar la red en caso de desperfectos sin interrumpir el servicio; el objeto de los taponés es facilitar futuras ampliaciones.

En cuanto a la ubicación de los grifos contra incendios se ha seguido el criterio de que cada punto, dentro del área urbana, sea abastecido con tres grifos y empleando mangueras contra incendios de 150 metros de longitud. El empleo de mangueras demasiado largas no es conveniente por la fuerte pérdida de carga que ellas originan. Los grifos serán del tipo "flor de tierra" con conexión al desagüe a fin de mantener limpia la caja. El diámetro de la boca del grifo es de 2 1/2"

DESINFECCION DEL AGUA

El cuidado de la salud pública demanda tener la seguridad de que el agua que va a ser entregada al consumo esté libre de bacterias, más aún contando con la posibilidad de que puede ser contaminada en la planta de tratamiento o en la red de distribución.

El método más indicado por su facilidad, eficiencia y economía es la cloruración, esto es, aplicar cloro al agua. En el plano N° 6 puede apreciarse la ubicación de la caseta del clorinador, donde habrá presión suficiente para su buen funcionamiento.-

D E S A G U E

El sistema de alcantarillado de Humay ha sido proyectado, tomando un período de diseño de 50 años y para el día de máximo consumo.

En la zona de Humay la escorrentía es muy pequeña, razón por la cual se ha considerado que no conviene diseñar un sistema de evacuación unitario para las aguas pluviales y las aguas negras; además la pendiente facilitará cualquier escurrimiento eventual que pudiera presentarse. En consecuencia diseñaremos un sistema unitario cuyo objeto será la evacuación de las aguas residuales.

El destino final de las aguas de albañal será el Río Pisco, ya que se cumplen las estipulaciones respecto al invertimiento de aguas negras en ríos.

La práctica recomienda que el diámetro mínimo de los conductos de desagüe será 6". Los conductos serán de fierro fundido.

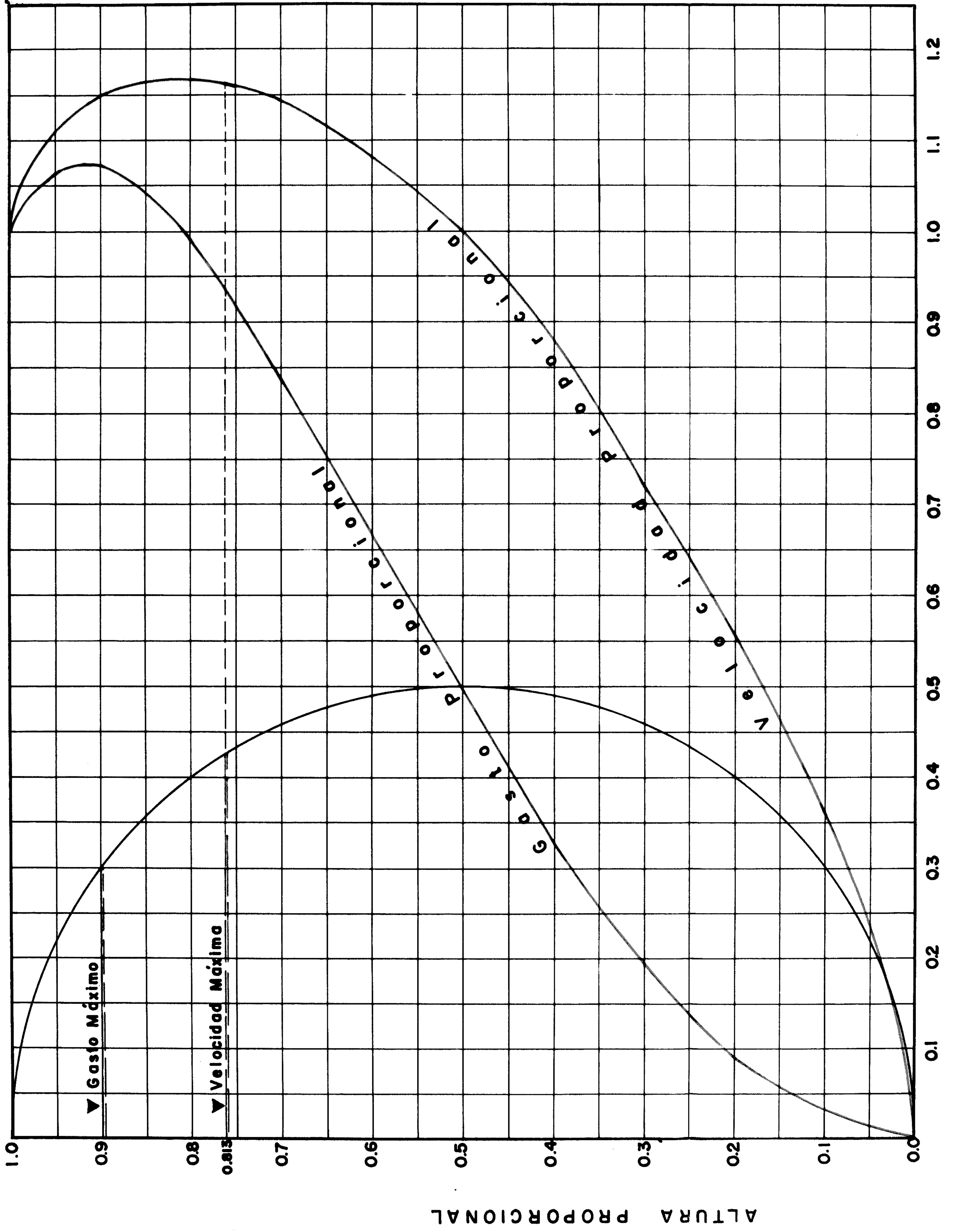
El cálculo hidráulico de la red de desagüe aparece en el cuadro adjunto.

La principal dificultad en el diseño de la red ha sido el escaso gasto por evacuar y la fuerte pendiente de las calles, lo cual implica un gasto, velocidad y altura proporcionales, bajos traduciéndose esto en poca velocidad en los tramos donde la pendiente no es muy fuerte y frecuentemente en tirantes pequeños, lo cual facilitaría la acumulación de sólidos. A fin de evitar este inconveniente se ha proyectado cajas de lavado para desagües, las cuales proporcionarán un gasto que sea capaz de evitar estos sedimentos.

La ubicación y diseño de estas cajas se puede apreciar en los planos Nos. 7 y 9 respectivamente. El diseño de estas cajas de lavado corresponde al que usa el Departamento de Planeamiento de Obras Sanitarias y tiene una capacidad de 60 litros.

En el plano N° 8 aparecen los detalles de los buzones y cruces de desagües. En los planos Nos. 7 y 8 se pueden apreciar la red y los perfiles y pendientes de los desagües, respectivamente.

GASTOS Y VELOCIDADES PROPORCIONALES



Debido a la fuerte pendiente las aguas de albañal serán rápidamente excluidas fuera de la población, evitándose así que se putrefacten dentro de la zona urbana.

Dadas las condiciones de topografía y número de pobladores ha sido imposible diseñar una red de albañales con mejores condiciones hidráulicas, en consecuencia a fin de facilitar la limpieza de los colectores se han proyectado los buzones a tal distancia entre sí, que permitan comodamente la limpieza y evacuación de cualquier material sedimentado; además esta cercanía de los buzones nos proporciona un buen sistema de ventilación.

Emisor de las aguas de albañal.-

Como ya dijimos anteriormente el destino final de las aguas de albañal, es su invertimiento en el Río Pisco. El emisor es de 8" de diámetro, cuyas condiciones hidráulicas se pueden apreciar en el cuadro adjunto.

El plano, perfil y obra de defensa del emisor se pueden apreciar en el plano N° 9.

Debido a la fuerte pendiente las aguas de albañal serán rápidamente excluidas fuera de la población, evitándose así que se putrefacten dentro de la zona urbana.

Dadas las condiciones de topografía y número de pobladores ha sido imposible diseñar una red de albañales con mejores condiciones hidráulicas, en consecuencia a fin de facilitar la limpieza de los colectores se han proyectado los buzones a tal distancia entre sí, que permitan comodamente la limpieza y evacuación de cualquier material sedimentado; además esta cercanía de los buzones nos proporciona un buen sistema de ventilación.

Emisor de las aguas de albañal.-

Como ya dijimos anteriormente el destino final de las aguas de albañal, es su invertimiento en el Río Pisco. El emisor es de 8" de diámetro, cuyas condiciones hidráulicas se pueden apreciar en el cuadro adjunto.

El plano, perfil y obra de defensa del emisor se pueden apreciar en el plano N° 9.

- CALCULO HIDRAULICO DE LA RED DE DESAGUES -

CALLE	Del Buzón N°	Al Buzón N°	Longitud entre Buzones	COTA TERRENO		COTA FONDO		pendiente %	D	DESCARGA (2 p.s.)			Tirante		Velocidad (m/seg)		
				Al comienzo	Al final	Al comienzo	Al final			Tubo lleno	Maxima futura	Proporción	Altura cm.	Tubo lleno	Proporción	Real a max. descarga	
Avda. Cementerio	31	1	51.10	444.00	440.40	442.80	439.20	7.2	6"	24.0	0.24	0.010	0.08	1.0	1.85	0.32	0.60
Pza. Principal E.	1	2	44.50	440.40	437.55	438.43	435.76	6.0	6"	22.4	0.42	0.019	0.10	1.2	1.75	0.37	0.64
Pza. Principal N.	1	5	39.60	440.40	440.15	438.43	438.19	0.6	6"	6.4	0.22	0.034	0.13	1.6	0.50	0.44	0.24
Pza. Principal W.	5	3	48.00	440.15	438.00	438.19	435.51	5.6	6"	20.8	0.45	0.022	0.11	1.4	1.70	0.38	0.64
Pza. Principal S.	2	3	41.30	437.55	438.00	435.76	435.51	0.6	6"	6.4	0.45	0.070	0.19	2.3	0.50	0.56	0.32
San Pedro	3	4	60.60	438.00	432.50	435.51	431.10	7.4	6"	25.6	1.02	0.040	0.14	1.7	1.95	0.47	0.92
San Pedro	4	6	31.50	432.50	428.00	430.20	426.70	11.1	6"	31.2	1.10	0.035	0.13	1.6	2.55	0.44	1.12
Derecha	15	16	40.00	428.35	429.50	427.01	426.67	0.8	6"	7.5	0.26	0.034	0.13	1.6	0.60	0.44	0.30
Derecha	16	17	40.00	429.50	430.00	426.67	426.33	0.8	6"	7.5	0.46	0.062	0.17	2.1	0.60	0.53	0.32
Guadalupe	23	17	24.00	434.70	430.00	431.70	428.80	12.9	6"	34.4	0.08	0.002	0.04	0.5	2.65	0.20	0.52
Derecha	17	18	42.50	430.00	429.85	426.33	425.99	0.8	8"	15.2	0.63	0.044	0.15	2.5	0.70	0.48	0.36
Derecha	18	19	43.60	429.85	429.50	425.99	425.64	0.8	8"	15.2	0.97	0.064	0.18	3.0	0.70	0.54	0.40
Derecha	19	6	35.40	429.50	428.00	425.64	425.36	0.8	8"	15.2	1.03	0.068	0.19	3.1	0.70	0.55	0.40
Derecha	22	21	51.30	429.00	428.15	427.80	426.65	2.1	6"	12.0	0.19	0.016	0.10	1.2	1.00	0.36	0.36
Derecha	21	20	47.30	428.15	426.85	426.65	425.65	2.1	6"	12.0	0.34	0.029	0.12	1.4	1.00	0.42	0.42
Derecha	20	6	48.50	426.85	428.00	425.65	425.36	0.6	6"	6.4	0.42	0.066	0.19	2.3	0.50	0.55	0.28
Lumbanga	6	7	23.50	428.00	426.00	425.36	424.77	2.5	8"	28.8	2.38	0.083	0.20	3.3	1.30	0.60	0.80
Lumbanga	7	8	39.50	426.00	425.00	424.77	423.78	2.5	8"	28.8	2.61	0.091	0.21	3.4	1.30	0.61	0.80
Lumbanga	8	9	40.70	425.00	424.50	423.78	423.30	1.1	8"	19.2	2.74	0.143	0.26	4.2	0.90	0.71	0.64
Lumbanga	9	10	60.00	424.50	425.30	423.30	423.10	0.4	8"	5.2	2.98	0.580	0.55	8.9	0.40	1.06	0.44
Lumbanga	10	11	30.00	425.30	425.60	423.10	423.00	0.4	8"	5.2	3.09	0.600	0.55	9.1	0.40	1.07	0.44
San Antonio	30	11	44.20	428.89	425.60	427.69	423.00	7.5	6"	26.4	0.10	0.004	0.05	0.6	2.00	0.23	0.64

- PRESUPUESTO PARA LA INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE PARA HUMAY -

Cantidad	D e s c r i p c i ó n	PRECIO UNITARIO		CASTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO.
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
	Comprende las siguientes partidas:					
	a.- CAPTACION.-					
	1.- Presa-vertedero:					
1	8 m ³ . Excavación para la cimentación de la presa-vertedero.-	4.80		38.40		
2	3 bbls. Cemento puesto en obra.-		49.00		147.00	
3	1.5 m ³ . Arena puesta en obra.-		17.00		25.50	
4	2 m ³ . Piedra puesta en obra.-		17.00		34.00	
5	1.8 m ³ . Mezcla y vaciado de concreto 1:3:6.-	24.00		43.20		
6	30 p.c. Madera para encofrado.-		3.60		108.00	
7	30 p.c. Encofrado y desencofrado.-	0.60		18.00		
8	7 m.l. Construcción de muro de albañilería de piedra asentada con mortero 1:4 para encausar el canal, de 1.30 m. de alto por 0.30 m. de ancho.-	17.50	15.00	122.50	105.00	
9	3 ks. Clavos y alambres.-		6.00		18.00	
10	3 m.l. Tubería de concreto reforzado tipo "Hume" de 8" de diámetro, instalada.-	16.50	17.00	49.50	51.00	
11	1 N° Construcción de una compuerta de limpia de madera 0.6 x 0.8 m. con su respectivo vástago de izaje de fierro fundido.-	40.00	150.00	40.00	150.00	
12	1 N° Canastilla.-		200.00		200.00	
13	1 N° Compuerta de madera de 0.4 x 0.4 m. para interrumpir la entrada del agua en la tubería instalada.-	25.00	30.00	25.00	30.00	
				336.60	868.50	1,205.10
	V A N :					1,205.10

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
	2.- Desarenador:					1,205.10
	V I E N E N:					
14	48 m3.					
15	23 bbls.	4.80		230.40		
16	7 m3.		49.00		1,127.00	
17	14 m3.		17.00		119.00	
18	15.2 m3.		17.00		238.00	
19	130 p.c.	24.00		364.80		
20	65 Kgs.		3.60		468.00	
21	130 p.c.	0.60		78.00		
22	7 m.l.	16.50	17.00	115.50	119.00	
23	2 N°	25.00	25.00	50.00	50.00	
24	115 Kgs.		2.60		299.00	
25	115 kgs.	1.20		138.00		
26	2 N°		980.00		1,960.00	
27	1	120.00		120.00		
				<u>1,096.70</u>	<u>4,770.00</u>	5,866.70
	V A N :					7,071.80

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO.		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
	V I E N E N :					7,071.80
	b.- <u>PIANTA DE TRATAMIENTO.-</u>					
28	Excavación en cascajo.-	4.80		5,443.20		
29	Cemento puesto en obra para el mortero.-		49.00		4,655.00	
30	Arena puesta en obra		17.00		680.00	
31	Piedra grande canteada, para los muros y fondo.-		20.00		8,180.00	
32	Construcción de muro de mampostería de piedra asentada con mortero 1:4; de 4.00 m. de alto por 0.90m. de ancho promedio, para los muros de los filtros.-	14.00	3,136.00			
33	Construcción del muro de separación entre los sedimentadores y los filtros, de 4.00 m. de alto por 1.50 m. de ancho, de albañilería de piedra asentada con mortero 1:4	20.00		480.00		
34	Construcción del falso piso de los filtros (empedrado).-	3.00		123.00		
35	Cama de concreto 1:3:6 de 4" de espesor, para el fondo de los filtros.-	24.00		984.00		
36	Construcción de paredes y fondo de los tanques de sedimentación de albañilería de piedra asentada con mortero 1:4, de 0.30 m. de espesor.-	14.00		2,814.00		
37	Revestimiento de los tanques de sedimentación y de los filtros con mortero cemento-arena 1:3.-	7.20		6,552.00		
38	Arena limpia para los filtros.-		24.00		2,952.00	
39	Grava para los filtros.-		24.00		1,344.00	
40	Tubería de f°. gvd°. de 2" para el ingreso a los tanques y para los drenes de los filtros, instalada.-	3.00	10.00	141.00	470.00	
	V A N :			19,673.20	18,281.00	7,071.80

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
41	40 m.l. Tubería de fierro fundido de 4" para la entrada a los tanques de sedimentación y para los drenes, instalada. V I E N E N :	19,673.20	18,281.00	7,071.80
42	2 N° Válvulas de compuerta de 2".-	4.00	42.00	160.00	1,680.00	
43	3 N° Válvulas de compuerta de 4", con sus vástagos		180.00		360.00	
44	6 N° Codos de 4" x 90°.-		585.00		1,755.00	
45	1 N° Codo de 2" x 90°.-		15.00		15.00	
46	1 N° Cruz de 4" x 4".-		375.00		375.00	
47	2 N° Reducciones de 4" á 2".-		91.00		182.00	
48	1 N° Tee de 2".-		20.00		20.00	
49	17 kgs. De fierro fundido para los refuerzos.-		2.60		44.20	
50	1 Construcción de pasarelas de 3 tablones de 1-1/2" x 6" x 12' a todo lo ancho de los pozos sedimentadores.-	20.00	130.00	20.00	130.00	
51	1 Construcción de la tapa del canal de limpieza, de madera, según detalle en el plano de 0.7 m. x 0.6 m.	15.00	30.00	15.00	30.00	
52	1 Clorinador tipo portátil Wallace & Thiernan para la aplicación del Cl. en forma de gas.-		6,000.00		6,000.00	
53	1 Construcción de una caseta de adobe con techo de madera para el clorinador.-	50.00	200.00	50.00	200.00	
54	3 N° Reguladores de gasto, según plano.-		150.00		450.00	
				19,918.20	30,536.20	50,454.40
V A N :		57,526.20

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
	V I E N E N :					57,526.20
	c.- <u>RESERVORIO.</u> -					
55	Excavación en cascajo.-					
56	Construcción de los muros de albañilería de piedra asentada con mortero 1:4 de 2.30 m. de alto por 0.70 m. de ancho promedio.-	4.80		681.60		
57	Construcción del falso piso del reservorio (empedrado).-	14.00		1,120.00		
58	Cama de concreto 1:3:6 de 4" de espesor para el fondo del reservorio.-	3.00		144.00		
59	Cemento puesto en obra.-	24.00		1,152.00		
60	Arena puesta en obra.-		49.00		1,911.00	
61	Piedra grande puesta en obra.-		17.00		306.00	
62	Revestimiento interior del reservorio con mortero 1:3		20.00		2,300.00	
63	Tubería de fierro fundido de 4" de diámetro.-	7.20		1,238.40		
64	Instalación de la tubería de fierro fundido de 4" de diámetro	8.00	42.00	320.00	1,680.00	
65	Válvulas de compuerta de 4".-		585.00		1,755.00	
66	Cajas de concreto para las válvulas.-	25.00	25.00	50.00	50.00	
67	Fierro fundido de 3/4" para escalones para el descenso del reservorio.-	1.20	2.60	24.00	52.00	
68	Madera en cuarteronera para el techo.-		3.60		1,324.80	
69	Pernos para el el techo.-		3.00		30.00	
	V A N :			4,730.00	9,408.80	57,526.20

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
70	V I E N E N : Ventana de madera en forma de enrejado de 0.4 x 0.4 m, instalada.-	4,730.00	9,408.80	57,526.20
71	Planchas de Eternit de 6' x 0.95 m.	20.00	30.00	20.00	30.00	
72	Planchas de Eternit de 8' x 0.95 m.		25.50		459.00	
73	Transporte Lima-Humay.-	120.00	35.00	480.00	630.00	
74	Transporte local.-	20.00		80.00		
75	Construcción de una acequia para el desagüe del reservorio.-	120.00		120.00		
	<u>d.- RED DE DISTRIBUCION.-</u>			5,430.00	10,527.80	15,957.80
76	1.- <u>Movimiento de tierras:</u> Excavación de zanjas con 0.480 m ³ /ml.-	3.60		5,562.00		
77	Nivelación de zanjas y ejecución de hoyos para uniones.-	1.10		1,699.50		
78	Relleno y pisoneo de zanjas.-	0.80		1,236.00		
79	Eliminación de desmontes.-	4.00		892.00		
				9,389.50		9,389.50
80	2.- <u>Tuberías y accesorios.-</u> Tubería de hierro fundido, de 4" de diámetro.-		42.00		68,124.00	
81	Válvulas de compuerta de 4".-		585.00		4,095.00	
82	Cruces de 4" x 4"		375.00		1,125.00	
	V A N :			73,344.00	82,873.50

Cantidad	D e s c r i p c i ó n	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
	V I E N E N :					
83	14 N°				73,344.00	82,873.50
84	3 N°		375.00		5,250.00	
85	3 N°		169.00		507.00	
86	5 N°		169.00		507.00	
87	8 N°		169.00		845.00	
88	5 N°		20.00		160.00	
	Gripos contra incendio, tipo "flor de tierra".-		700.00		3,500.00	
					84,113.00	84,113.00
	e.- MATERIALES Y OBRAS AFINES.-					
89	5 N°		50.00		250.00	
90	7 N°		40.00		280.00	
91	1 millar		120.00		120.00	
92	3 bbls.		49.00		147.00	
93	13 N°	25.00		325.00		
94	1545 m.	0.15		231.75		
95	2530 kgs.		4.50		11,385.00	
96	85 kgs.		2.50		212.50	
97	2500 kgs.		0.20		500.00	
	V A N :				556.75	166,986.50
					12,894.50	

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
	V I E N E N :					
98	1545 m.l. Colocación de tubería de 4", estopado y emplome.-			556.75	12,894.50	166,986.50
99	4 No Construcción de piletas públicas.-	5.00	200.00	7,725.00	800.00	
100	44.6 ton. Transporte Lima-Humay.-	120.00		5,352.00		
101	44.6 ton. Transporte Local.-	20.00		892.00		
				<u>15,525.75</u>	<u>13694.50</u>	<u>29,220.25</u>
	- R E S U M E N -					<u>196,206.75</u>
	a.- <u>CAPTACION.</u> - 1.- Presa-vertedero.....			336.60	868.50	1,205.10
	2.- Desarenador			1,096.70	4,770.00	5,866.70
	b.- <u>PLANTA DE TRATAMIENTO.</u> -			19,918.20	30,536.20	50,454.40
	c.- <u>RESERVORIO</u>			5,430.00	10,527.80	15,957.80
	d.- <u>RED DE DISTRIBUCION.</u> - 1.- Movimiento de tierras			9,389.50		9,389.50
	2.- Tuberías y accesorios				84,113.00	84,113.00
	3.- Materiales y obras afines			15,525.75	13,694.50	29,220.25
	<u>TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES</u>			<u>51,696.75</u>	<u>144,510.00</u>	<u>196,206.75</u>

SON: CIENTO NOVENTISEIS MIL DOS CIENTOS SEIS SOLES ORO Y SETENTICINCO CENTAVOS (196,206.75).-

- PRESUPUESTO PARA LA INSTALACION DEL SERVICIO DE DESAGUE PARA HUMAY -

Cantidad	D e s c r i p c i ó n	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
	Comprende las siguientes partidas:					
	a.- <u>MOVIMIENTO DE TIERRAS.-</u>					
	1.- <u>Apertura de zanjas:</u>					
	Para tubería de 8" y 6" de diámetro con un ancho de 0.60 m.					
1	1.39 m. de altura promedio y 0.834 m ³ /ml.	4.30		2,605.80		
2	Para tubería de 8" y 6" con 0.60 m. de ancho por 2.00 m. de altura promedio y 1.200 m ³ /ml.	5.70		2,468.10		
3	Para tubería de 8" y 6" con 0.60 m. de ancho por 3.40 de altura y 2.040 m ³ /ml.	7.30		1,467.30		
				<u>6,541.20</u>		6,541.20
	2.- <u>Relleno y pisoneo de zanjas.-</u>					
4	Para una altura medio de 1.39 m. y 0.584 m ³ /ml.	2.50		1,515.00		
5	Para una altura media de 2.00 m. y 0.840 m ³ /ml.-	3.00		1,299.00		
6	Para una altura media de 3.40 m. y 1.430 m ³ /ml.-	4.60		924.60		
7	Nivelación de zanjas y preparación de hoyos y fondos.-	1.30		1,612.00		
				<u>5,350.60</u>		5,350.60
8	3.- <u>Eliminación de desmontes.-</u> Se ha considerado el 30% del volumen total excavado en toda la red.-	4.00		2,120.00		
9	Excavación complementaria y eliminación de desmonte para buzones de 2.04 m. de altura media y 1.92 m ³ /Nº.-	6.30		157.50		
				<u>2,277.50</u>		2,277.50
	V A N :				14,169.30

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
	V I E N E N :					
	b.- RED DE TUBERIAS.-					
10	331 m.l. Tuberías de concreto reforzado tipo "Hume" de 8" diámetro.-		17.25		5,709.75	14,169.30
11	988 m.l. Tuberías de concreto reforzado tipo "Hume" de 6" diámetro.-		16.10		15,906.80	
12	315 m.l. Colocación, estopado y calafateo de tubería de 8".-	3.60	1.00	1,134.00	315.00	
13	925 m.l. Colocación, estopado y calafateo de tubería de 6".-	3.00	0.80	2,775.00	740.00	
14	315 m.l. Prueba y resane de la tubería de 8" de diámetro.-	0.70		220.50		
15	925 m.l. Prueba y resane de la tubería de 6" de diámetro.-	0.50		462.50		
				4,592.00	22,671.55	27,263.55
	c.- BUZONES.-					
16	105 bbls. Cemento puesto en obra.-		49.00		5,145.00	27,263.55
17	32 m3. Arena puesta en obra.-		17.00		544.00	
18	47 m3. Piedra puesta en obra.-		17.00		799.00	
19	25 N° Preparación y vaciado de concreto para buzones de 2.04 de altura promedio y 2.200 m3/N°.-		53.00			
20	25 p.c. Madera para encofrado en 10 usos para buzones de altura promedio 2.04 m. y 11.5 p.c./N°.-		41.40			
21	25 N° Encofrado y desencofrado.-		16.00			
22	30 kgs. Clavos y alambre.-		6.00			
23	25 N° Estucado y enlucido para buzones de 2.04 m. de altura promedio y 10 m2/N°.-		49.00			
				1,325.00	1,035.00	
				400.00	180.00	
				1,225.00		
	V A N :			2,950.00	7,703.00	41,432.85

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO	
		M. de O.	Material	M. de O.	Material		
24	25 N°	V I E N E N : Armadura de F°. fdo. de 1/2" con 10 kgs/N°. , incluyendo colocación.-	2,950.00	7,703.00	41,432.85
25	25 N°	Tapas y marcos de fierro fundido de 24" de diámetro y 127 kgs/N° de peso, incluyendo colocación.-	2.60	26.00	65.00	650.00	
26	116 kgs.	Fierro fundido de 5/8" para escalinatas con 1.5 kg/escalín, incluyendo colocación.-	8.40	263.20	210.00	6,580.00	
			1.20	2.60	139.20	301.60	
		d.- <u>CAJAS DE LAVADO.-</u>			3,364.20	15,234.60	18,598.80
27	20 m3.	Excavación en terreno casajoso.-	5.00		100.00		
28	4.6 m3.	Relleno y pisoneo de costados.-	2.40		11.04		
29	20 m3.	Eliminación de desmonte.-	4.00		80.00		
30	7 m3.	Piedra puesta en obra.-		17.00		119.00	
31	4 m3.	Arena puesta en obra.-		17.00		68.00	
32	10 bbls.	Cemento puesto en obra.-		49.00		490.00	
33	46 kgs.	Fierro de 3/8" de diámetro para refuerzos.-		2.60		119.60	
34	29.5 kgs.	Clovos y alambre.-		6.00		117.00	
35	30 p.c.	Madera para formas con cuatro usos.-		3.60		108.00	
36	4 N°	Encofrado y desencofrado.-	14.00		56.00		
37	8 m3.	Mezcla y vaciado de concreto.-	30.00		240.00		
38	4 N°	Enlucido interior con mezcla 1:3.-	25.00		100.00		
		V A N :	587.04	1,081.60	60,031.65

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
39	4 N° V I E N E N : Tapas y marcas de fierro fundido de 0.60 m. de diámetro y 127 kgs. de peso.-	587.04	1,081.60	60,031.65
40	4 N° Campana, sifones y tubería de fierro fundido, instaladas.-	18.20	288.00	72.80	1,152.00	
41	4 N° Tubería, conexión a la red de agua y llave reguladora, todo colocado.-	18.00	70.00	72.00	1,000.00	
42	397 m.l. e.- <u>EMISOR</u> .- Excavación de zanjas de 1.65 m. de profundidad media por 0.60 m. de ancho y 0.990 m ³ /ml.-	4.30		1,707.10	3,513.60	4,245.44
43	417 m.l. Tubería de concreto reforzado tipo "Hume" de 8" y 10 lbs/pul2. de presión.-		17.25		7,193.25	
44	121 m.l. Tubería de fierro fundido de 8" de diámetro.-		96.00		11,616.00	
45	397 m.l. Nivelación de zanjas, preparación de hoyos y fondos.-	1.30		516.10		
46	397 m.l. Colocación de la tubería de concreto de 8" de diámetro, estopado y calafateo.-	3.60	1.00	1,429.20	397.00	
47	397 m.l. Prueba y compostura.-	0.70		277.90		
48	397 m.l. Relleno y pisoneo de zanjas de altura media 1.65 m. y 0.690 m ³ /ml.e	2.50		992.50		
49	115 m.l. Instalación de tubería de fierro fundido de 8" sobre los machones de concreto, estopado y emplome.-	2.00	6.00	230.00	690.00	
50	115 m.l. Prueba y compostura.-	0.15		17.25		
	V A N :	5,170.05	19,896.25	64,277.09

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
	V I B N E N :					
51	26 bbls. Cemento para los buzones, puesto en obra.-			5,170.05	19,896.25	64,277.09
52	8 m3. Arena para los buzones, puesta en obra.-		49.00		1,274.00	
53	12 m3. Piedra para los buzones, puesta en obra.-		17.00		136.00	
54	9 N° Preparación y vaciado del concreto, para buzones de 1.06 m. de altura promedio y 1.300 m3/N°.-		17.00		204.00	
55	60 p.c. Madera para encofrados, con 9 usos y 6.6 p.c./N°.-	31.50		283.50		
56	9 N° Encofrado y desencofrado.-	10.00	3.60		216.00	
57	15 kgs. Clavos y alambre.-	10.00	6.00	90.00		
58	9 N° Estucado y enlucido para buzones de 1.06 m. de altura promedio y 6.40 m2/N°.-	16.00				
59	9 N° Armadura de fierro fundido de 1/2" con 10 kgs./N°, incluyendo colocación.-	2.60	26.00		234.00	
60	9 N° Tapas y marcos de fierro fundido de 24", y 127 kgs. de peso, incluyendo colocación.-	8.40	263.00	75.60	2,367.00	
61	28 N° Construcción de pontones de concreto 1:3:6 para mantener la rasante del emisor, de 0.40 x 0.20 m. de sección y 1.15 m. de altura promedio y 0.120 m3 de concreto por unidad.-	3.00	11.30	84.00	316.40	
62	56 m3. Excavación en cascajo para la cimentación del muro de defensa del terminal de la tubería.-	5.00		280.00		
63	72.5 m3. Mezcla y vaciado de concreto 1:3:6 y 40% de piedras grandes para el muro de defensa.-	24.00	94.00	1,740.00	6,815.00	
64	150 p.c. Madera para encofrado, 2 usos.-		3.60		540.00	
	V A N :			7,890.55	32,088.65	64,277.09

Cantidad	Descripción	PRECIO UNITARIO		COSTO TOTAL		TOTAL SOLES ORO
		M. de O.	Material	M. de O.	Material	
	V I E N E N :					
65	300 p.c. Encofrado y desencofrado.-			7,890.55	32,088.65	64,277.09
66	36 kgs. Clavos y alambre.-	0.30		90.00	216.00	
67	10 kgs. Fierro de 1/2", para refuerzos del vlado.-		6.00		26.00	
68	88 ton. Trnasporte Lima-Humay.-	120.00	2.60	10,560.00		
69	88 ton. Transporte local.-	20.00		1,760.00		
				20,300.55	32,330.65	52,631.20
						<u>116,908.29</u>
	- R E S U M E N -					
	a.- MOVIMIENTO DE TIERRAS.-					
	1.- Apertura de zanjas			6,541.20		6,541.20
	2.- Relleno y piseo de zanjas			5,350.60		5,350.60
	3.- Eliminación de desmonte			2,277.50		2,277.50
	b.- RED DE TUBERIAS			4,592.00	22,671.55	27,263.55
	c.- BUZONES			3,364.20	15,234.60	18,598.80
	d.- CAJAS DE LAVADO			731.84	3,513.60	4,245.44
	e.- EMISOR			20,300.55	32,330.65	52,631.20
	TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES			43,157.89	73,750.40	116,908.29

SON: CIENTO DIECISEIS MIL NOVECIENTOS OCHO SOLES ORO Y VENTINUEVE CENTAVOS (S/o. 116,908.29).-

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

Ingeniería Sanitaria	A. Mendiola
Abastecimientos de Aguas	A. Pons
Manual of Hydraulics	H. King
Hydraulics	E. Schoder
Handbook of Hydraulics	Davis
Water Supply and Sewerage	E. Steel
Water Supply	Hederberg
Water Supply Engineering	Babbitt and Doland.
Arquitectura Hidráulica (vol. I)	Schoklitz
Manual of Civil Engineering	M. Merriman
Apuntes de Hidráulica	E. Góngora
Irrigation Practice and Engineering	B. A. Etchevarry
Diseño de Filtros Lentos	Universidad de Harvard
Censo Nacional de 1940.	Direc. de Estadística
Manual de Ingeniería Sanitaria	Armco.

