

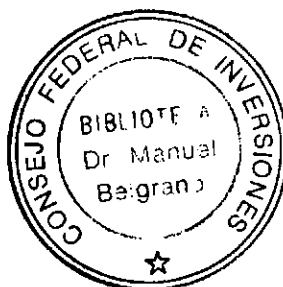
O/H. 1112
P29c
I

Nota 77
21/10/96

43128

Convenio Bajos Submeridionales
Subsistema Santa Fe
BIBLIOTECA
C.D.U. 066/96
Nº INV 1515
S.T.
C.A.F.I.

CONVENIO C.F.I. - PROVINCIA DE SANTA FE



**CALCULO ESTRUCTURAL DE 10 ALCANTARILLAS
CANALES SANTA MARIA, SAN EUGENIO Y LAS BANDURRIAS
(Provincia Santa Fe) - 1º ETAPA**

Ing. J. Daniel CREMONA PARMA
CONSULTORIA Y SERVICIOS
A. Delgado 1785 - (3000) Santa Fe Tel. 042-559911

CONVENIO C.F.I. - PROVINCIA DE SANTA FE

OBRA: CALCULO ESTRUCTURAL DE 10 ALCANTARILLAS EN CANALES
SANTA MARIA, SAN EUGENIO Y LAS BANDURRIAS (Provincia Santa Fe)

INDICE GENERAL

1. CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA (Dep. LAS COLONIAS - Prov. SANTA FE)
ALCANTARILLA PROGRESIVA Km. 8,454
 - 1.1. Plano de ubicación
 - 1.2. Indice.
 - 1.3. Informe.
 - 1.4. Plano.
2. CANAL SECUNDARIO A° del SAUCE (Dpto. LAS COLONIAS - Prov. SANTA FE) ALCANTARILLA PROGRESIVA Km. 8,836
 - 1.1. Plano de ubicación
 - 1.2. Indice.
 - 1.3. Informe.
 - 1.4. Plano.
3. CANAL SECUNDARIO LAS BANDURRIAS (Dpto. SAN MARTIN - Prov. SANTA FE) 2 ALCANTARILLAS PROGRESIVAS Km. 16,150 y 17,400
 - 1.1. Plano de ubicación
 - 1.2. Indice.
 - 1.3. Informe.
 - 1.4. Plano.
4. CANAL PRINCIPAL SAN EUGENIO (Dpto. SAN MARTIN - Prov. SANTA FE)
ALCANTARILLA PROGRESIVA Km. 2,418
 - 1.1. Plano de ubicación
 - 1.2. Indice.
 - 1.3. Informe.
 - 1.4. Plano.

CANAL PRINCIPAL

SANTA MARIA

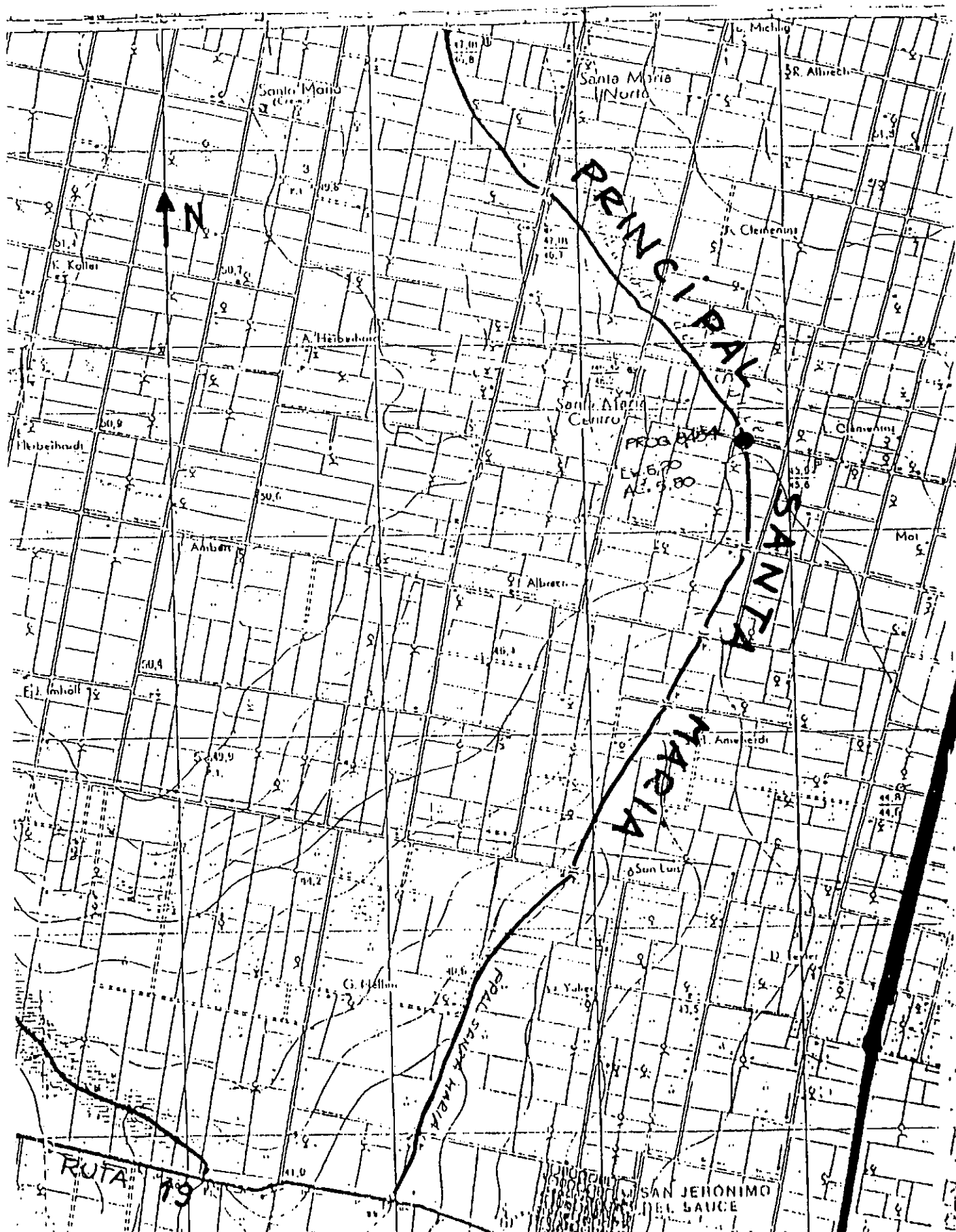
PROYECTO ALCANTARILLA

Progresiva Km 8,454

Ing. J. Daniel CREMONA PARMA
CONSULTORIA Y SERVICIOS
A. Delgado 1785 - (3000) Santa Fe Tel. 042-559911

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - ALCANTARILLA PROGR. KM ,454

PLANO DE UBICACION



OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - ALCANTARILLA PROGR. KM 8,454

INDICE

1. OBJETO

2. ANTECEDENTES CONSULTADOS

2.1. Visita Técnica

2.2. Medidas Complementarias a estudiar por la D.P.O.H.

3. MEMORIA TECNICA

3.1. Diseño geométrico de la submuración

3.2. Diseño estructural

3.3. Memoria de cálculo

3.3.1. Hipótesis de cálculo.

3.3.2. Análisis del estado de cargas actual.

3.3.2.1. Valor de la sobrecarga admisible.

3.3.2.2. Cálculo del empuje de suelos.

3.3.2.3. Cargas sobre el terreno.

3.3.3. Cálculo de la submuración

3.3.3.1. Determinación del ancho mínimo de fundación.

3.3.3.2. Dimensionamiento.

3.3.4. Estabilidad de la submuración.

3.3.4.1. Verificación de las tensiones en secciones críticas.

3.3.4.2. Verificación de la estabilidad al vuelco.

3.3.4.2.1. Condiciones existentes

3.3.4.2.2. Submuración

3.3.4.3. Verificación del deslizamiento.

4. PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS.

5. ESPECIFICACIONES TECNICAS.

5.1. Metodología constructiva.

6. CÓMPUTOS.

7. FIGURA 1.

8. PLANO.

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

**PROYECTO EJECUTIVO ALCANTARILLA DE CRUCE DE CAMINO EN PROGRESIVA
KM 8,454.**

1. OBJETO

Proyecto de la submuración de la alcantarilla existente en la Progr. KM. 8,454 del Canal Principal Santa María - Distrito San Jerónimo Norte del Dpto. Las Colonias, de sección rectangular con estribos y muros de alas de mampostería sobre zapata corrida de hormigón simple, para cruce de un camino interdistrital.

2. ANTECEDENTES CONSULTADOS

Se analizó información planimétrica y la planilla de Relevamiento de Obras de Arte preparadas por el Departamento. de Estudios y Proyectos de la D.P.O.H., inherentes a la alcantarilla en cuestión. No existe información de la calidad y tipo del suelo de fundación, ni ningún tipo de información antecedente de a misma.

2.1. Visita técnica

Se realizó una inspección "In situ" del lugar de emplazamiento de la alcantarilla en forma conjunta con el Secretario Técnico del comité de cuenca a la que pertenece la obra, Téc. Pedro Rodríguez.

En la misma se procedió a realizar un relevamiento complementario del estado en el que se encuentra la alcantarilla. En este, se procedió a relevar tres (3) muretes de mampostería existentes en dirección paralela a las cunetas del camino, dos en margen izquierda y un tercero en margen derecha, aguas arriba, todos ellos en estado de colapso.

2.2. Medidas Complementarias a estudiar por la D.P.O.H.

Del reconocimiento realizado en la obra, se observó que al bajarse la cota de la solera del canal, se generó un salto hidráulico en las descargas de las cunetas laterales del camino, cuya importancia se desconoce. Por ello se sugiere la realización de estudios hidráulicos por parte de la contratista a los fines de determinar su importancia, y adoptar, de ser necesario, las disposiciones necesarias a los fines de evitar la aparición de procesos erosivos.

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

3. MEMORIA TECNICA

3.1. Diseño Geométrico de la Submuración

En el diseño de la submuración de la alcantarilla, que fuera fijada por el Departamento de Estudios y Proyecto de la D.P.O.H. con una profundidad de dos (2) metros, se tuvo en cuenta que dado el gran volumen de hormigón a utilizar, los mismos cumplieran con su función principal, pero que además se redujera al mínimo dicho volumen de hormigón.

Como condición necesaria, y ante el desconocimiento de las hipótesis de cálculo y tensiones de trabajo adoptadas para la alcantarilla, se plantea que la tensión de trabajo del suelo de fundación no exceda en más del 10%, a las tensiones actuales, al considerar que con la profundización de la cota de fundación, se producirá una mejora de los valores soporte del mismo. Con estos datos se calculará el ancho de fundación necesario de la submuración, y los espesores que permitan una reducción de los volúmenes de hormigón a emplear.

Se diseñó un tabique de empalme entre la submuración y la estructura existente, de 0,10m de espesor y que cubre la cara húmeda de la zapata actual de fundación y los primeros 0,16m de la mampostería inferior de 0,45m de espesor (ver plano).

3.2. Diseño estructural

Se plantea una estructura sencilla, afín a las normas de la D.P.V. y obras tipos de la D.P.O.H. para este tipo de estructura, formada por un muro de H° masivo fundado un (1) metro por debajo de la nueva cota de solera.

Para el cálculo de las cargas y ante la no existencia de datos geotécnicos, se adoptó previa observación del suelo de fundación, como parámetros de cálculo para el suelo de fundación (de manera conservativa) una cohesión de 2 t/m², un ángulo de fricción interna de 15° y un peso específico de 1,80 t/m³.

En tanto se supuso que la Sobrecarga de tránsito máxima admisible, es aquella que soporta la estructura del tablero existente, formado por un emparrillado de vigas metálicas y de madera dura sobre la cual se colocó una losa de Hormigón armado y una tapada de suelo granular, correspondiente al mejorado del camino

El diseño resultante puede observarse en los planos correspondientes, proyectándose con un hormigón tipo H-17 de resistencia característica igual a 170 Kg./cm² y acero tipo III para las estructuras de H° A°; y con un hormigón tipo H-13 de resistencia característica igual a 130 Kg./cm² para el Hormigón simple. Deberá hacerse especial advertencia en las especificaciones técnicas sobre la observancia estricta de los parámetros sobre la calidad de agua de mezclado de las normas respectivas.

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

3.3. Memoria de cálculo

3.3.1. Hipótesis de cálculo adoptadas

Atendiendo a lo expresado en 3.2., se plantean las siguientes hipótesis de cálculo:

1. - El 50% del empuje (E_s) resultante por efectos de la sobrecarga por tránsito ($Q = 2t/m^2$), es compensado por el Empuje debido a la cohesión del suelo (E_c), al asimilarse esta a una sobrecarga ficticia " $-q_c$ ". Ver "Fundaciones y construcciones" Ing. L.Moli - Publicación de la U.N.Córdoba.
2. - La estructura no estará sujeta a carga hidrostática por inundación, en tanto que aquellas derivadas por humedecimiento del terraplén por lluvias abundantes, sus efectos serán absorbidos por los efectos de empotramiento lateral de la estructura, que no son considerados en el cálculo del muro con suelos en estado natural que se ha realizado.
3. La sobrecarga admisible de tránsito por sobre la estructura de la alcantarilla, será aquella que pueda ser soportada por la superestructura de la alcantarilla, y no sobrepase la tensión admisible de los materiales que conforman los estribos.
4. La tensión de trabajo sobre el terreno, será igual a la carga conformada por el peso propio de la alcantarilla, más la sobrecarga admisible calculada según (3.3.2.1.).

3.3.2. ANALISIS DEL ESTADO DE CARGA ACTUAL

3.3.2.1 Valor de la Sobrecarga admisible

El valor de la sobrecarga admisible del tablero es desconocida. Sin embargo, puede estimarse su valor original de cálculo a través de la máxima sobrecarga que acepte la superestructura existente. Por simplificación, y al no recalcularse la superestructura, se la supone como una carga uniformemente repartida en toda la superestructura.

Las vigas principales de la superestructura, están conformadas por PNT N°30, con una separación de $S = 0,92$ y una luz de $5,10m$. De acuerdo a esto será:

$$\begin{aligned} L &= 5,10 \text{ m} & L_c &= 5,20 \text{ m} \\ W_x (\text{EXIST}) &= 653 \text{ cm}^3 \\ G_{adm} &= 1,2t/cm^2 \\ M_{adm} &= W_x (\text{EXIST}) \times G_{adm} = 7,84 \text{ tm} \\ q_{adm} &= 8M_{adm}/l^2 - P_p = 2,315 \text{ t/m} - 0,055 \text{ t/m} = 2,26 \text{ t/m} \end{aligned}$$

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

$$Q_{adm} = 2,65 \text{ t/m} / 0,92 = 2,45 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Peso propio superestructura: } G = \sum G_n = G_I + G_{II} + G_{III} = 1,15 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow G_I (\text{peso tapada granular}) = 2,1 \text{ t/m}^3 \times 0,16 \text{ m} = 0,34 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow G_{II} (\text{peso losa H"A"}) = 2,4 \text{ t/m}^3 \times 0,30 \text{ m} = 0,72 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow G_{III} (\text{peso tablero madera}) = 0,9 \text{ t/m}^3 \times 0,10 \text{ m} = 0,09 \text{ t/m}^2$$

$$S_{adm} = Q_{adm} - G = 1,30 \text{ t/m}^2$$

3.3.2.2. Calculo del empuje de suelos

A) EMPUJE ACTIVO

De acuerdo a lo expresado en la primer hipótesis, el Valor Mínimo de la Cohesión, necesario para absorber el 50% de la sobrecarga será:

$$E_c = -2c \times H$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$E_s = 0,5 \times Q(50\%) \times H \times K_a$$

$$c_{min} = 0,25 \times Q(50\%) \times K_a$$

$$c_{min} = 0,15 \text{ t/m}^2$$

Se procedió a un estudio de sensibilidad respecto de la variación del valor de c_{min} para distintos valores del Angulo de Fricción interna adoptado ϕ , obteniéndose:

ϕ	c_{min}	unidad
5°	0,21	t / m ²
10°	0,18	t / m ²
20°	0,13	t / m ²
25°	0,10	t / m ²
35°	0,07	t / m ²

Los valores de c_{min} que figuran en la planilla, son todos menores al adoptado como valor probable del suelo del terraplén, estando por lo tanto del lado de la seguridad.

La carga máxima actuante, suponiendo un diagrama triangular de distribución de tensiones para el empuje activo del suelo (Teoría de Rankine) y rectangular para la sobrecarga $Q_s(50\%)$, será (para $h = 5,24 \text{ m}$):

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

$$q_{m\acute{a}x} = Ph + Pq = \gamma \times h \frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi} + Q(50\%) \times \frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi} \quad (1)$$
$$q_{m\acute{a}x} = 5,56 \text{ t/m} + 0,59 \text{ t/m}$$

$$q_{m\acute{a}x} = 6,15 \text{ t/m/ml}$$

Variaciones en $\pm 10^\circ$ en el valor de φ_{adop} , implica una disminuci3n del 31% a un incremento del 15% en los valores de $q_{m\acute{a}x}$.

El valor del empuje actuante valdr3, para el 3ngulo adoptado de 15° :

$$E_{m\acute{a}x} = 17,659 \text{ t/ml}$$

Se calcularon las cargas horizontales existentes en el plano de fundaci3n, siendo $h_1 = 3,20\text{m}$, ser3 aplicando (1):

$$Ph_1 = 3,40 + 0,59 = 3.99 \text{ t/m/ml}$$

El empuje actuante en el plano de la fundaci3n existente, ser3 para el 3ngulo adoptado como valor inicial de 15° :

$$E_1 = 3.40 \times h_1/2 + 0.59 \times h_1 = 7.32 \text{ t/ml}, \quad e_1 = 1,20 \text{ m}$$

siendo e , la distancia del plano de fundaci3n al punto de aplicaci3n del empuje.

3.3.2.3. Carga sobre el terreno

A.-)CARGA DE LA SUPERESTRUCTURA:

$$q_1(\text{exist}) = S \text{ I/2} + Gt \text{ I/2} + GI \text{ I/2} + Gm \text{ I/2} + Gv \text{ I/2} = 6.9 \text{ t/m}$$

Secci3n necesaria de apoyo:

$$e = q_1(\text{exist}) / \sigma_{\text{adm mamp.}} = 69 \text{ kg/cm} / 6 \text{ kg/cm}^2 = 11.5 \text{ cm}$$

(verifica apoyo sobre viga de madera dura de 3"x6")

En tanto que el valor sin calcular la incidencia de la sobrecarga del tablero, ser3:

$$q^*1(\text{exist}) = Gt \text{ I/2} + GI \text{ I/2} + Gm \text{ I/2} + Gv \text{ I/2} = 3.52 \text{ t/m}$$

B.-)CARGA SOBRE TERRENO DE FUNDACI3N

$$Q_f(\text{exist}) = q^*1 + q_{m1} + q_{m2} + q_z =$$

$$6.7\text{t/m} + 1,8\text{t/m}^2 \times 0,30\text{m} \times 0,60\text{m} + 1,8\text{t/m}^2 \times 0,45\text{m} \times 0,95\text{m} + 2,5\text{t/m}^2 \times 0,70\text{m} \times 0,65\text{m} = 5.75 \text{ t/m}$$

$$Q_f(\text{exist}) = Q^*f(\text{exist}) + S \times L/2 = 9,13 \text{ t/ml}$$

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

c.-) Verificación del estado tensional en la junta existente hormigón-suelo

Las cargas actuante y sus excentricidades, sobre el plano de la junta son considerando la sobrecarga en el tablero del puente y si se lo haciéndolo con la del estribo, considerándose esa como la situación más desfavorable:

- ⇒ $Q^A_{f(exist)}$, actuando en el baricentro de la junta, sin considerar la sobrecarga sobre el tablero;
- ⇒ T, fuerza horizontal por rozamiento del tablero sobre el apoyo;
- ⇒ E1, empuje activo, incluyendo la sobrecarga de tránsito.

La determinación de las tensiones actuantes con la hipótesis adoptada de $\phi = 15^\circ$, da tensiones de compresión que no son acordes al tipo de suelo de que se trata.

Por ello, se procede siguiendo un camino inverso, esto es, fijar un valor de la tensión admisible del suelo de fundación, para luego hallar cual es el ángulo mínimo de fricción interna del suelo del terraplén que satisface las condiciones necesarias para que la estructura sea estable (como lo es en la actualidad) valor que deberá ser verificado en obra previo a la construcción.

Para ello, se fijó como valor de la tensión admisible de compresión, de acuerdo a lo indicado en el manual "Diseño de pequeñas presas", el valor correspondiente al límite menor del entorno dado para este suelo, al cual se lo supone de acuerdo a lo expresado por personal a cargo de las excavaciones en canales cercanos como una TOSCA DURA, esto es:

$$\sigma_{adm} = 3,0 \text{ Kg/cm}^2$$

siendo el entorno dado de 3 a 6 Kg/cm².

Se fija también como coeficiente de rozamiento hierro-madera, al valor recomendado en el "Tratado de Física de Appleton":

$$Cf = 0,60$$

Con este valor se calcula el valor de la fuerza T horizontal del apoyo del tablero del puente, resultando:

$$T = Cf \times Q^A_v = 0,60 \times 3,52 \text{ t/ml} = 2,11 \text{ t/ml}$$

(actuando a $h_t = 2,35\text{m}$ del plano de fundación)

La carga y el Empuje sobre el plano de fundación, de acuerdo a lo visto en el punto anterior, vale:

$$Q^A_f = 5,75 \text{ t/ml}$$

$$E1, \text{ inicial} = 7,31 \text{ t/ml} , e = 1,20 \text{ m}$$

Con estos valores, de tensiones admisibles son altas, con excentricidades mayores a B1/2. Se procedió a realizar una serie de cálculos iterativos, variando el ángulo de fricción interna del terraplén, hasta obtener valores correspondientes a la máxima tensión de compresión, menores a la admisible.

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

Ello se logra para valores de:

$$\varphi \text{ mín} = 25^\circ$$

siendo los esfuerzos actuantes los siguientes:

$$E1 = 5.04 \text{ t/ml}, h_e = 1.20\text{m}$$

$$R = 7.35 \text{ t/ml}, e = 0.192\text{m}$$

Diagrama de tensiones del suelo triangular, de lado $b = 3C = 0.40\text{m}$ y

$$\sigma \text{ máx} = 2.88 \text{ Kgr/cm}^2$$

Es de hacer notar que hasta que no se bajó la solera existente para adecuarla al nuevo diseño del canal, la estructura no presentó inconveniente alguno, por lo que se debe entender que el suelo de fundación es apto como para soportar dichas tensiones, y el valor del ángulo de fricción es aceptable. No obstante, se deberá verificar en el campo estos valores antes de iniciar las obras.

3.3.3. CALCULO DE LA SUBMURACION

3.3.3.1. Determinación del ancho mínimo de fundación

De acuerdo a lo ya visto y explicado en el punto anterior, para la fundación existente, se calculan las tensiones actuantes en el plano de fundación de la submuración, manteniendo como condición inicial, el valor obtenido del ángulo de fricción interna (25°) y el coeficiente de rozamiento para la fuerza T . Se predimensiona un ancho de fundación de 0.75m , recto hasta la nueva solera, y de 95cm a partir de ella y un pie interno de 0.40m de ancho, totalizando un ancho en el plano de apoyo de 135cm . Se debe recalcular el valor de $E_{\text{máx}}$ adecuándolo al nuevo valor de φ . Aplicando la ecuación (1) será:

$$E \text{ máx.} = 12.0 \text{ t/ml} \quad h_e = 1.89\text{m}$$

Carga sobre el suelo de fundación

- $\Rightarrow Q^{\text{Ar}}$ (a nivel solera nueva) = $Q^{\text{Ar}}(\text{exist}) + S1(\text{suelo sobre pie interno}) + Gg = 7.40 \text{ t/ml}$, actuando con una excentricidad respecto del baricentro de la sección de fundación igual a $u = B_1/2 - 0.75\text{m}/2$
- $\Rightarrow N = Q^{\text{Ar}}$ (a nivel solera nueva) + $G_{\text{zapata}} = 7.40 + 2.40 = 9.80 \text{ t/ml}$
- $\Rightarrow E_{\text{máx}} = 12.0 \text{ t/ml}$ actuando a una distancia $h_s = 1.89\text{m}$ del plano de fundación
- $\Rightarrow E_p(\text{subm}) = 0$ (no se lo considera por recomendación del comitente)

Con estos valores, se calcula la fuerza resultante del sistema, que es de magnitud $R = 13.93 \text{ t/ml}$, cuyo centro de presión se encuentra a 1.15m del baricentro de la sección

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

Su actuación origina un estado tensional sobre el suelo de fundación, con valores excesivos por lo que se procede a ajustar el valor mínimo necesario del ángulo de rozamiento interno del suelo de fundación, para que las tensiones desarrolladas en el suelo de fundación, sean menores a las adoptadas como admisibles.

Después de una serie de cálculos iterativos, se llega al siguiente valor:

$$\varphi \text{ mín} = 35^\circ$$

Este valor se adopta finalmente, ante la ya mencionada falta de estudios geotécnicos, como el correspondiente al suelo de fundación, y deberá ser comprobado en la obra, antes de iniciar los trabajos

La máxima tensión de compresión en el suelo de fundación vale para dicho ángulo:

$$\sigma \text{ máx} = 2,19 \text{ Kg/cm}^2$$

que corresponde a un diagrama triangular de base $b = 3c = 3 \times 29.87 \text{ cm} = 0,896 \text{ m}$ y a los siguientes parámetros:

$$\begin{array}{ll} E \text{ máx} = 8.00 \text{ t/ml}, & h_e = 1.89 \text{ m} \\ R = 10.69 \text{ t/ml} & e = 37.63 \text{ cm} \end{array}$$

Por lo que se adopta la siguiente fundación:

$$\begin{array}{l} B \text{ fundación} = 1,35 \text{ m} \\ \text{(con pie interior de 0,40m)} \end{array}$$

3.3.3.2. Dimensionamiento

Por lo calculado en los puntos anteriores, se adopta una submuración (ver plano) en dos secciones : la primera (superior) de 0,75 m de ancho y un metro de alto, y la segunda (inferior) de 0,95m de ancho, con un pie interno (del lado húmedo) de 0,40 m de ancho y 0,15m de altura mínima, a los fines de lograr en la base el ancho calculado de 1,35

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARÍA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

3.3.4. ESTABILIDAD DE LA SUBMURACION

3.3.4.1. Verificación de tensiones en las secciones críticas

Para los valores de las cargas horizontales y verticales, se calculan las tensiones actuantes en cada una de las juntas críticas, esto es en la unión entre la zapata existente y la submuración a construir (Junta 1), y en la situada a la cota de la nueva solera, donde se produce en ensanche de la submuración (Junta 2).

A). CÁLCULO DE LAS CARGAS HORIZONTALES EN LAS JUNTAS

Se calcularán las cargas horizontales existentes en la junta muro existente - submuración y en la junta constructiva situada a la cota de la nueva solera, en el macizo de submuración. Siendo $h_1 = 3,24\text{m}$ y $h_2 = 4,24\text{m}$, el empuje actuante será, aplicando (1):

$$E_1 = 3,36 \text{ t}$$

$$E_2 = 5,44 \text{ t}$$

Las cargas verticales, son las que se indican en 3.3.2.2. b.-) para P_{v1} y la resultante de la suma a la anterior, de la carga correspondiente a la porción del macizo de fundación por encima de la junta, o sea:

$$P_{v1} = Q^A f(\text{exist}) = 5,75\text{t/ml}$$

$$P_{v2} = Q^A f(\text{a nivel solera nueva}) = 7,40\text{t/ml (ver 3.3.3.1.)}$$

B.-) TENSIONES EN LA JUNTA 1

Las cargas actuante y sus excentricidades, sobre el plano de la junta son:

⇒ P_{v1} , actuando en el baricentro de la junta

⇒ E_1 , actuando a 108 cm del plano de la junta.

Sobre el plano de la junta, actuará una fuerza resultante de 6.65 t de magnitud, con una componente vertical $N_1 = P_{v1}$, con una excentricidad respecto del baricentro de la sección igual a 70.4 cm.

Este sistema origina una tensión máxima de tracción en el borde interior de la sección, de 4.87 kg/cm^2 , y una tensión máxima de compresión en el borde externo de la sección, de 6.64 kg/cm^2 .

Al construirse la submuración, y ser la junta hormigón-hormigón, los valores de las tensiones son perfectamente admisibles para dichos materiales debiéndose únicamente adoptar las precauciones del caso, para la perfecta materialización de la junta continua entre el hormigón existente y el nuevo a colocar.

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

c.-) Tensiones en la Junta 2

Las cargas actuantes en este caso son la fuerza $N_1 = P_v 2 \text{ 7.400 kg}$ y el Empuje activo horizontal, $E_2 = 5.44 \text{ t/m}$ que actúa a 1,55m de la base.

Este estado de cargas, origina el diagrama de tensiones que se indica en la figura 1, con una tensión máxima de compresión de 9.96 kg/cm^2 y una tensión máxima de tracción de 7.98 kg/cm^2 . Ambos valores son compatibles con las tensiones admisibles del hormigón. Sin embargo, y al solo efecto de asegurar la resistencia a la tracción, se diseña una armadura de tracción consistente en $1\emptyset 12$ cada 30 cm.

3.3.4.2. Verificación al vuelco

Se estudiarán primero las condiciones existentes en la alcantarilla y luego las nuevas, considerando los efectos de la submuración:

3.3.4.2.1. CONDICIONES EXISTENTES

A) Fuerza estabilizadora:

Carga gravitatoria del muro existente, sin sobrecarga sobre el tablero: $Q^A_f = 5.75 \text{ t/ml}$ actuante a 0,325m del centro de giro (extremo inferior de la fundación existente). Su acción genera un Momento estabilizante (M_e) respecto de O, y

B) Fuerza desestabilizadora:

Empuje activo de los suelos contenidos: $E_1 = 3.36 \text{ t/ml}$, actuante a 1,20 m del centro de giro. Su acción genera un Momento desestabilizante (M_d) respecto de O.

Con estas fuerzas se calcula el Coeficiente de seguridad al vuelco:

$$C_s = M_e / M_d = (Q_f \times e) / (E_1 \times h_1) \\ C_s = 0,463 < C_{smin}$$

Se considera que el valor faltante del momento estabilizante para lograr la condición de mínima, $C_{smin} = 1.50$, es provisto por la vinculación superior de la superestructura, el cual genera una fuerza horizontal producida por el rozamiento de las vigas del tablero sobre el apoyo. Dicha fuerza actúa a 2,35m de la base, y su valor se lo calcula como el momento estabilizante adicional necesario para absorber la diferencia entre el C_{smin} y el C_s calculado:

$$\Delta C_s = 1,50 - 0,463 = 1,037 \\ \Delta M_e = \Delta C_s \times M_d = 4.182 \text{ tm/ml} \\ \Delta M_e = F_f \times h \Rightarrow F_f = 1.78 \text{ t/ml}$$

El Coeficiente de fricción acero-madera necesario para obtener dicha fuerza es:

$$C_f = Q_{viga} / F_f = 1.78 / 3.52 = 0,51$$

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

valor menor al Cf correspondiente a dichos materiales $C_f \equiv 0,60$ (según el Tratado de Física, APPLETON).

3.3.4.2.2. SUBMURACION

A) Fuerza estabilizadora:

- Carga gravitatoria del muro: $N = 9.80 \text{ t/ml}$ actuante a 0,902m del centro de giro (extremo inferior interno de la submuración).
- Fuerza Horizontal del tablero F_f , actuante a 4,35m del centro de giro, y su valor es $F_f = C_f \times Q_{viga} = 2.11 \text{ t/ml}$.

Su acciones genera un Momento estabilizante (M_e) respecto de O, y

B) Fuerza desestabilizadora:

- Empuje activo de los suelos contenidos: $E_{\max} = 8.00 \text{ t/ml}$, actuante a 1,89 m del centro de giro.

Su acción genera un Momento desestabilizante (M_d) respecto de O.

Con estas fuerzas se calcula el Coeficiente de seguridad al vuelco:

$$C_s = M_e / M_d = (N \times e) + (F_f \times h_f) / (E_{\max} \times h_m)$$
$$C_s = 1.192$$

Valor que se considera aceptable, al ser una condición extrema. En efecto, el no considerar la colaboración del Empuje pasivo del suelo por debajo de la solera del canal, es una condición de borde que implica una inmediata reparación de la obra, y se estima que en el cálculo hidráulico se han tomado los recaudos para que las velocidades de fondo del escurrimiento no sean erosivas, por lo que dicho coeficiente se considera satisfactorio.

Dicho ángulo mínimo de fricción interna del suelo de fundación, deberá ser verificado, según lo ya indicado en el punto 2. , antes de iniciar la construcción, a los fines de ajustar, si fuera necesario, las dimensiones aquí diseñadas.

3.3.4.3. Verificación al deslizamiento

Ante la ausencia de datos ciertos sobre las características mecánica de los suelos de fundación, en especial del coeficiente de fricción interna, valor base para la obtención del coeficiente de rozamiento suelo-hormigón, necesario para obtener el coeficiente de seguridad al deslizamiento de la estructura, se procede adoptando el valor de $\phi = 35^\circ$ que se obtuviera en el punto 3.3.4.2.

$$k_d = (\mu N + T) + E_{\max} \Rightarrow$$

El valor del coeficiente de rozamiento, es:

$$\mu = n \operatorname{tg} \phi,$$

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

para $\phi = 35^\circ$, y considerando que n varía de acuerdo al suelo entre $n=2/3$ y $n=1$, lo consideramos como un $n=1$ (por el tipo de suelo de que se trata = tosca dura), será:

$$\mu = 0,70$$

Por lo que el valor de K_d será:

$$K_d = 1,162$$

Valor que se considera aceptable, al ser una condición extrema. En efecto, el no considera la colaboración del Empuje pasivo del suelo por debajo de la solera del canal, es una condición de borde que implica una inmediata reparación de la obra, y se estima que en el cálculo hidráulico se han tomado los recaudos para que las velocidades de fondo del escurrimiento no sean erosivas, por lo que dicho coeficiente se considera satisfactorio. Se debe hacer participar el suelo bajo solera. en un 70% de su altura, siendo $E_p = 1,60$ t/ml, será:

$$K_d^* = 1.36$$

El ángulo mínimo adoptado de fricción interna del suelo de fundación, deberá ser verificado, según lo ya indicado en el punto 2. , antes de iniciar la construcción, a los fines de ajustar, si fuera necesario, las dimensiones aquí diseñadas.

4. PLANILLAS DE DOBLADOS DE HIERROS

Las planillas correspondientes a cada uno de los muros de ala, son las que figuran en el plano correspondiente y se adjuntan a este informe.

5. ESPECIFICACIONES TECNICAS

Al ser una obra de las denominadas "Obra Tipo" serán de aplicación las normas y especificaciones técnicas de los pliegos tipos de la DIRECCION PROVINCIAL DE OBRAS HIDRAULICAS.

5.1. Metodología constructiva

Los trabajos de submuración deberán ejecutarse en seco, en tramos alternativos de no más de 1,00m de ancho y trabajando primero en un estribo y luego al terminar la totalidad de la submuración correspondiente al mismo, se iniciarán los trabajos en el restante estribo. Entre tramo y tramo de submuración, deberá dejarse transcurrir el tiempo necesario como para que el hormigón colado adquiera la resistencia requerida, siendo este como mínimo de 21 días para el hormigón tipo "E" con el que se diseñó esta estructura.

Deberá implementarse la construcción previa de un recinto estanco, aplicando los dispositivos necesarios para lograr este fin (desvío del canal, bombeo de las aguas, tanto producto de la filtración como la proveniente de la napa, etc.).

OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

El bombeo debe realizarse en forma continua, debiéndose garantizar la permanente falta de agua en el recinto, implementando las correspondientes canaletas de desagüe y pozo de bombeo, como así también el uso de bombas de capacidad adecuada como para un bombeo permanente. Dichas condiciones también deberán asegurarse durante el tiempo de fragüe del hormigón colocado.

Previo al inicio de la excavación, deberá apuntalarse la superestructura. Dicho apuntalamiento consistirá en la colocación de un travesaño de madera dura de 6"x4" el cual estará apoyado en puntales de madera dura de 4"x4" coincidentes con cada una de las vigas del tablero, los que se ubicarán sobre un apoyo continuo de 4" de espesor y 33 cm de ancho, a los fines de que la tensión transmitida al terreno por la estructura de apuntalamiento, no sobrepase los 2 Kg/cm². Los puntales estarán debidamente arriostrados entre sí con "cruces de San Andrés" conformada por tablas de 4"x1", como así también deberá garantizarse el no desplazamiento transversal, asegurando los puntales a los estribos. Este apuntalamiento deberá mantenerse durante la ejecución de los trabajos y hasta que el hormigón colocado haya adquirido la resistencia requerida.

La excavación a realizar deberá ser la mínima necesaria como para realizar las tareas inherentes, debiéndose rellenar con suelo seleccionado y compactado al 95% de la máxima densidad según ensayo Proctor modificado, todo el suelo que fuera excavado por debajo de la cota de la nueva solera, a excepción de los últimos 30 cm (inmediatamente por debajo de dicha cota), los que deberán rellenarse con suelo-cemento al 8%, debidamente compactado.

Previo a la colocación del hormigón, deberá limpiarse perfectamente la caras de la zapata existente, eliminándose todo resto de suelo adherido, debiéndose realizar la tarea con cepillo de acero y/o agua a presión, la que deberá evacuarse antes de hormigonar.

En el momento de colarse el hormigón, el sector donde se lo colocará deberá estar totalmente seco, y el hormigón deberá estar debidamente amasado, con su correspondiente dosaje de agua incorporado previo a su colocación.

A los fines de asegurar un correcto llenado en el tramo en contacto con la zapata existente, se realizará un orificio por tramo, de 30 cm de diámetro, por donde se volcará el hormigón. Deberá vibrarse el hormigón adecuadamente a los fines de lograr una adecuada densificación del mismo.

Todas las tareas aquí descriptas, deberán cargarse al costo del m3 de hormigón, al realizarse el análisis de precios del mismo.

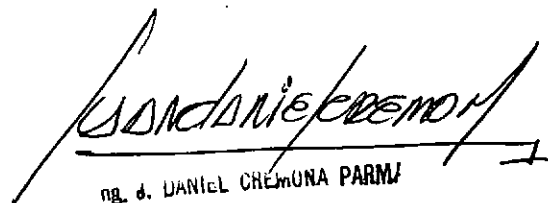
OBRA: CANAL PRINCIPAL SANTA MARIA - Alcantarilla Progr. Km 8,454

6. COMPUTOS

Las siguientes planillas resumen los cálculos resultantes.

ITEM	DESIGNACION	DIMENSIONES	UNIDAD	CANTIDAD
1	Excavación manual para submurar	1.00x0.75x10.90x2 1.00x0.95x10.90x2 0.40x0.15x10.90x2 0.40x0.40/2x10.90x2	m3	40,2
2	Excavación cimientos muretes laterales	0.45x0.70x2.50x3	m3	2,4
3	Hormigón tipo "E" para submurar	ID. ITEM 1	m3	40,2
4	Hormigón tipo "E" de cimiento	ID ITEM 2	m3	2,4
5	Hormigón tipo H-17	1.00x0.15x2.50x3 0.10x10.90x2	m3	3,4
6	Armadura de acero colocada	(1)	Kg.	311,0
7	Relleno compactado por detrás de muretes laterales	0.40x2.50x3	m3	3,0
8	Relleno juntas c/mortero expansible	10.90x2	m	22,0

SANTA FE. AGOSTO 12 DE 1996


Ing. d. DANIEL CREMONA PARMA

OBRA: CANAL SANTA MARIA - ALCANTARILLA Progr. Km 8,454

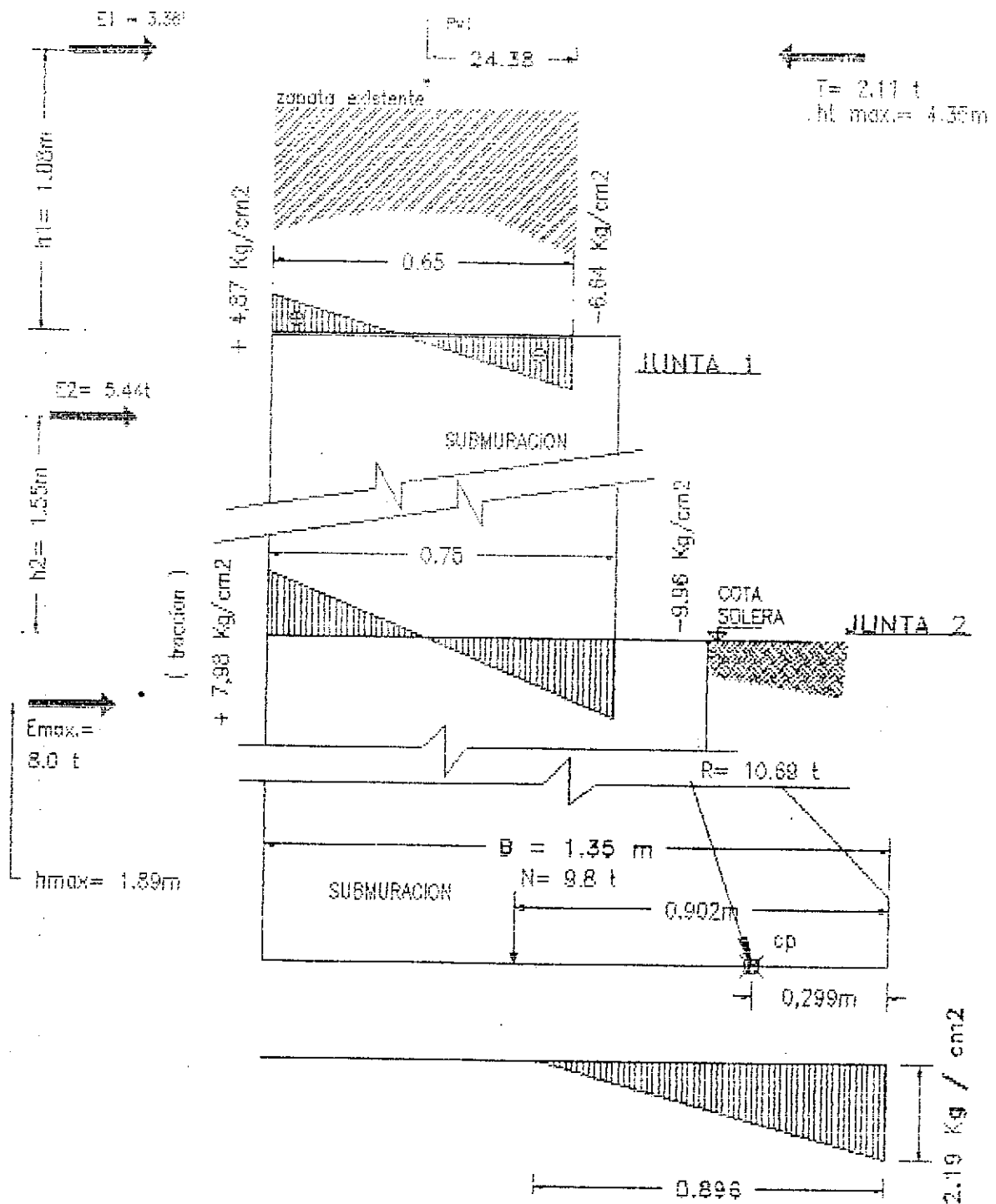
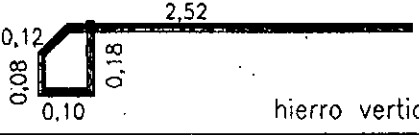
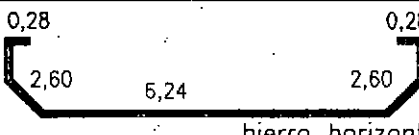
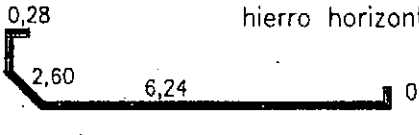
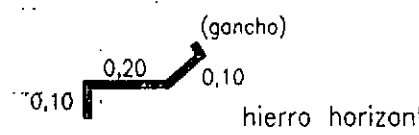
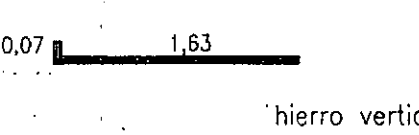
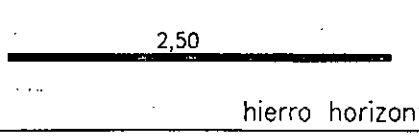
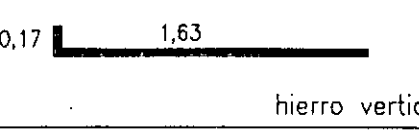
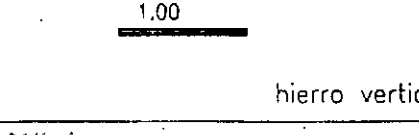


FIGURA 1

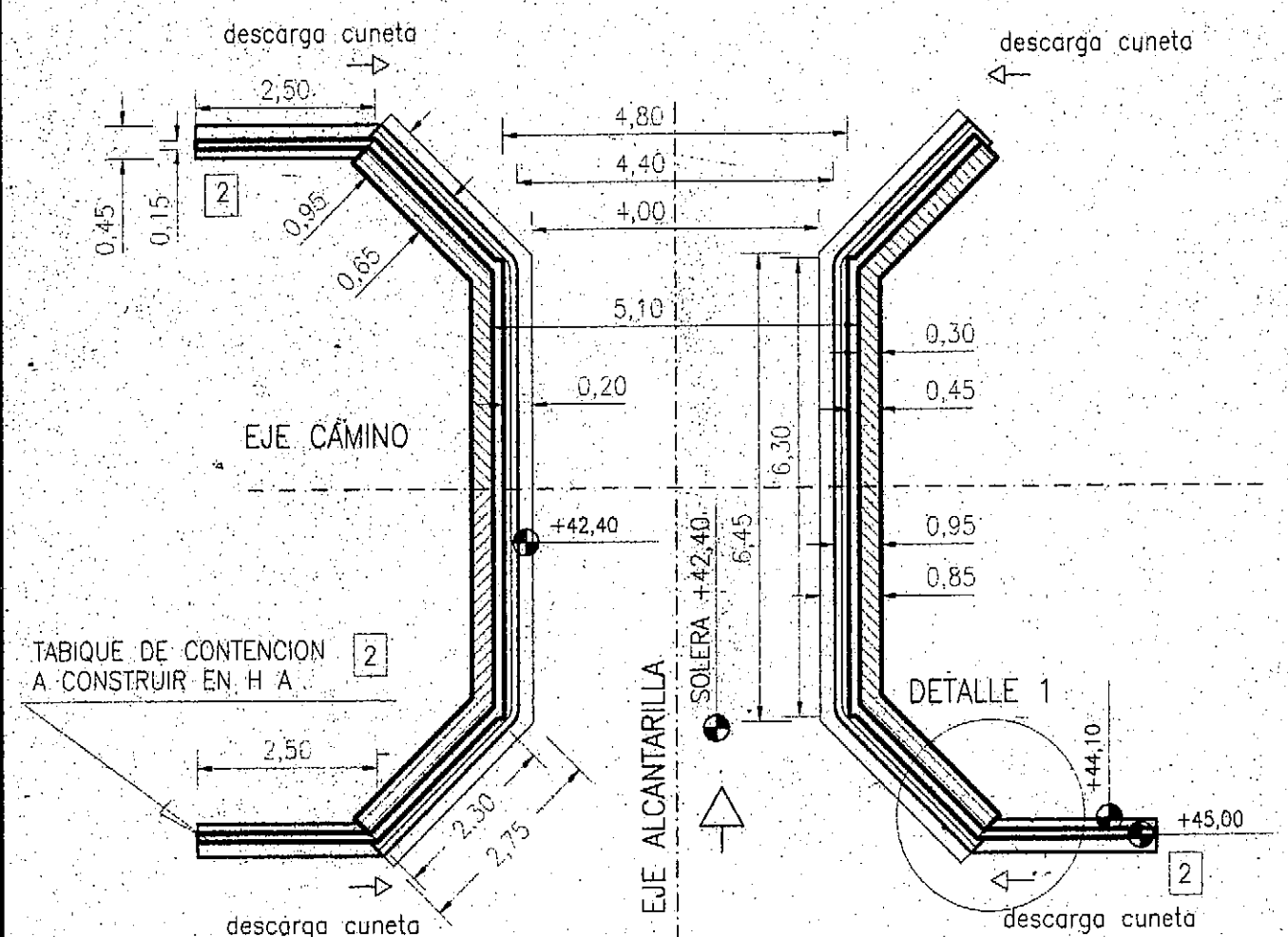
OBRA: CANAL SANTA MARIA - Progr. Km 8,454

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

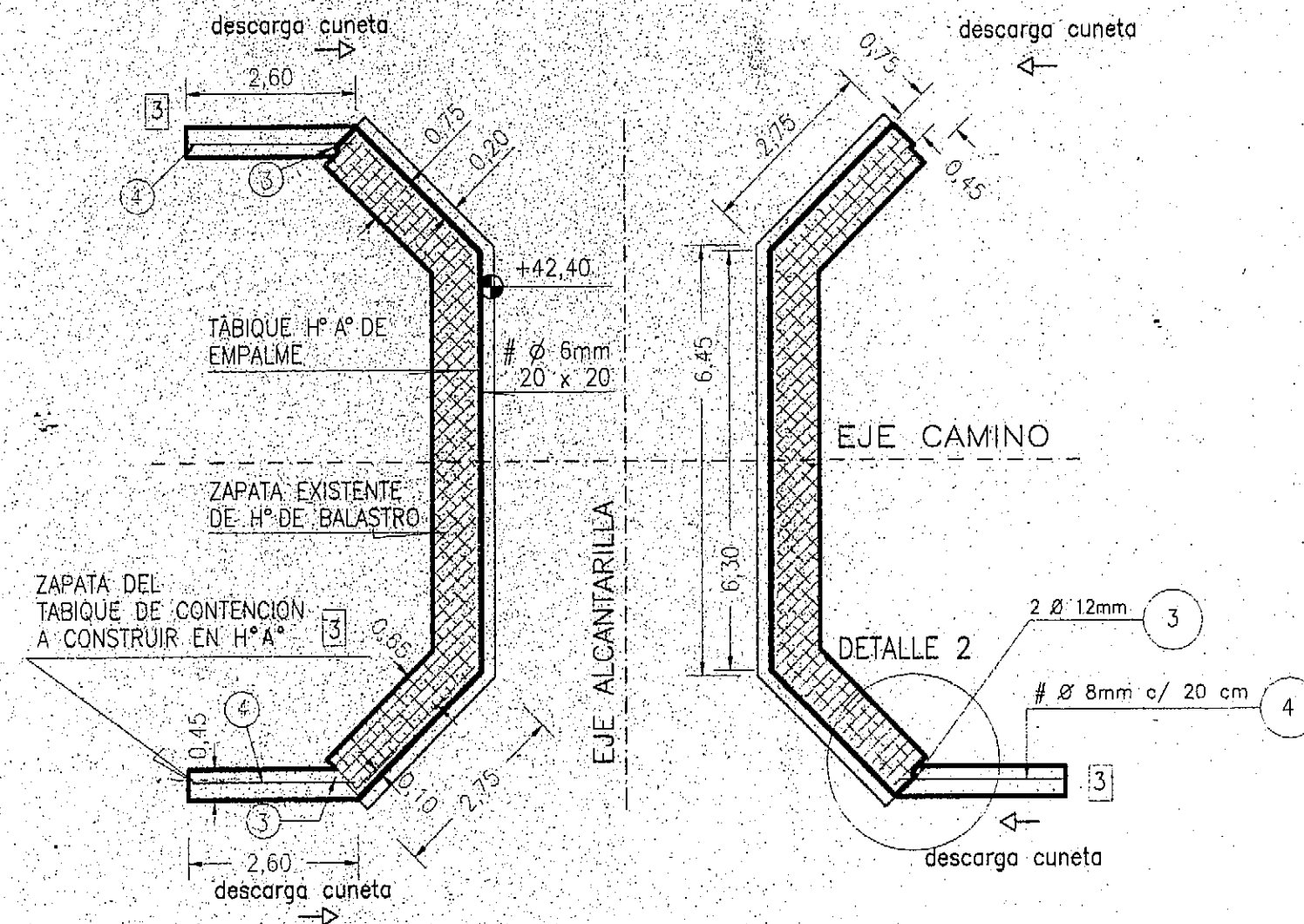
POSICION	ESQUEMA	DIAMETRO (mm)	SEPARACION (cm)	LONGITUD (m)	NUMERO	LONG. TOTAL (m)	PESO TOTAL (Kg)
1	 <p>hierro vertical</p>	6	20	3,00	106	318,0	70,0
	 <p>hierro horizontal</p>			12,75+0,35	21	275,1	60,5
1*	 <p>hierro horizontal</p>	6	20	9,70	16	155,2	34,1
2	 <p>hierro horizontal</p>	10	20	0,50	27	13,5	8,4
3	 <p>hierro vertical</p>	12	2u	1,70	6	10,2	9,1
4	 <p>hierro horizontal</p>	8	20	2,50	36	90,0	36,0
	 <p>hierro vertical</p>			1,80	36	64,8	25,9
5	 <p>hierro vertical</p>	12	30	1,00	72	72,0	64,1

Peso Total = 310 Kg

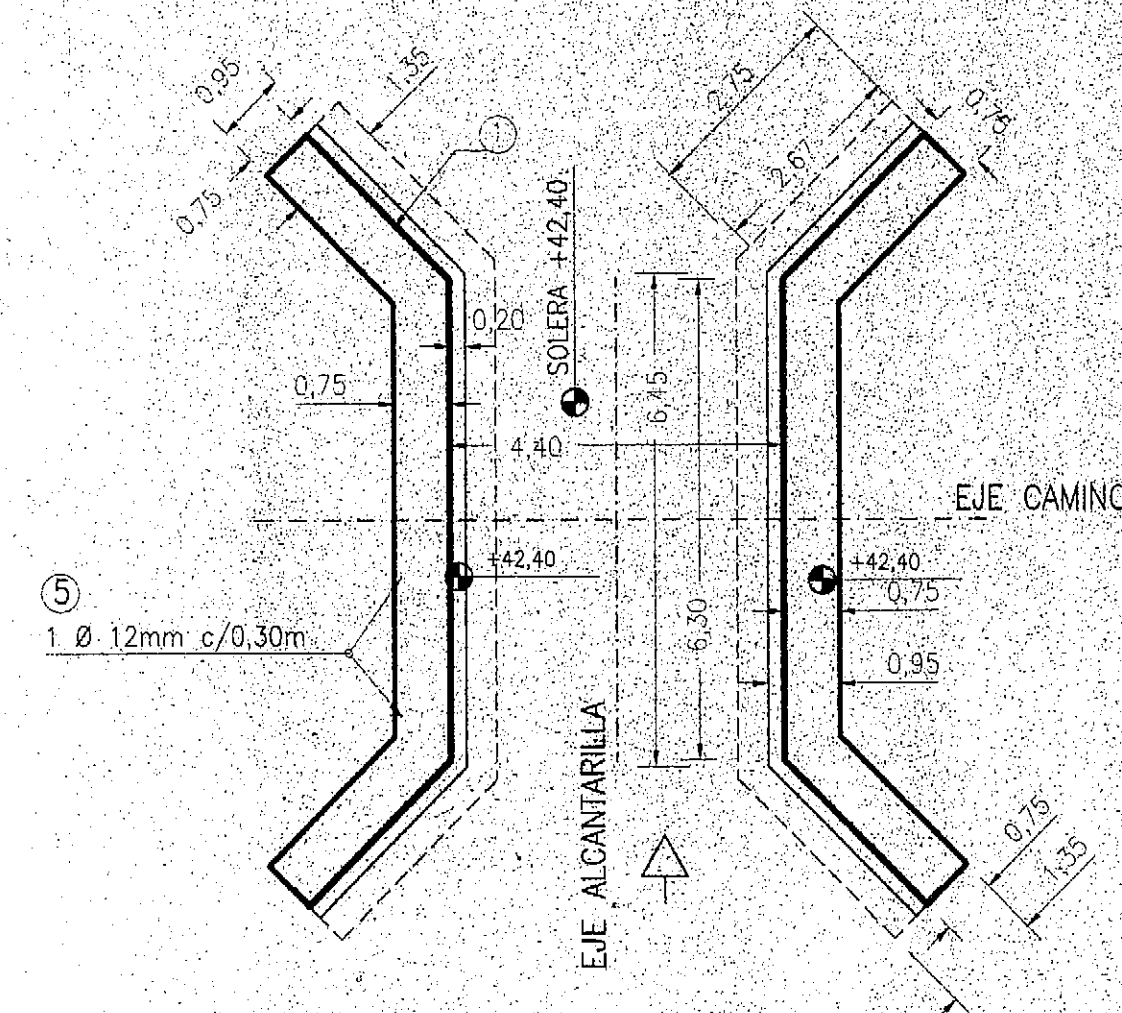
PLANTA A COTA +45,10
(ALCANTARILLA RECONSTRUIDA) ESCALA 1:100



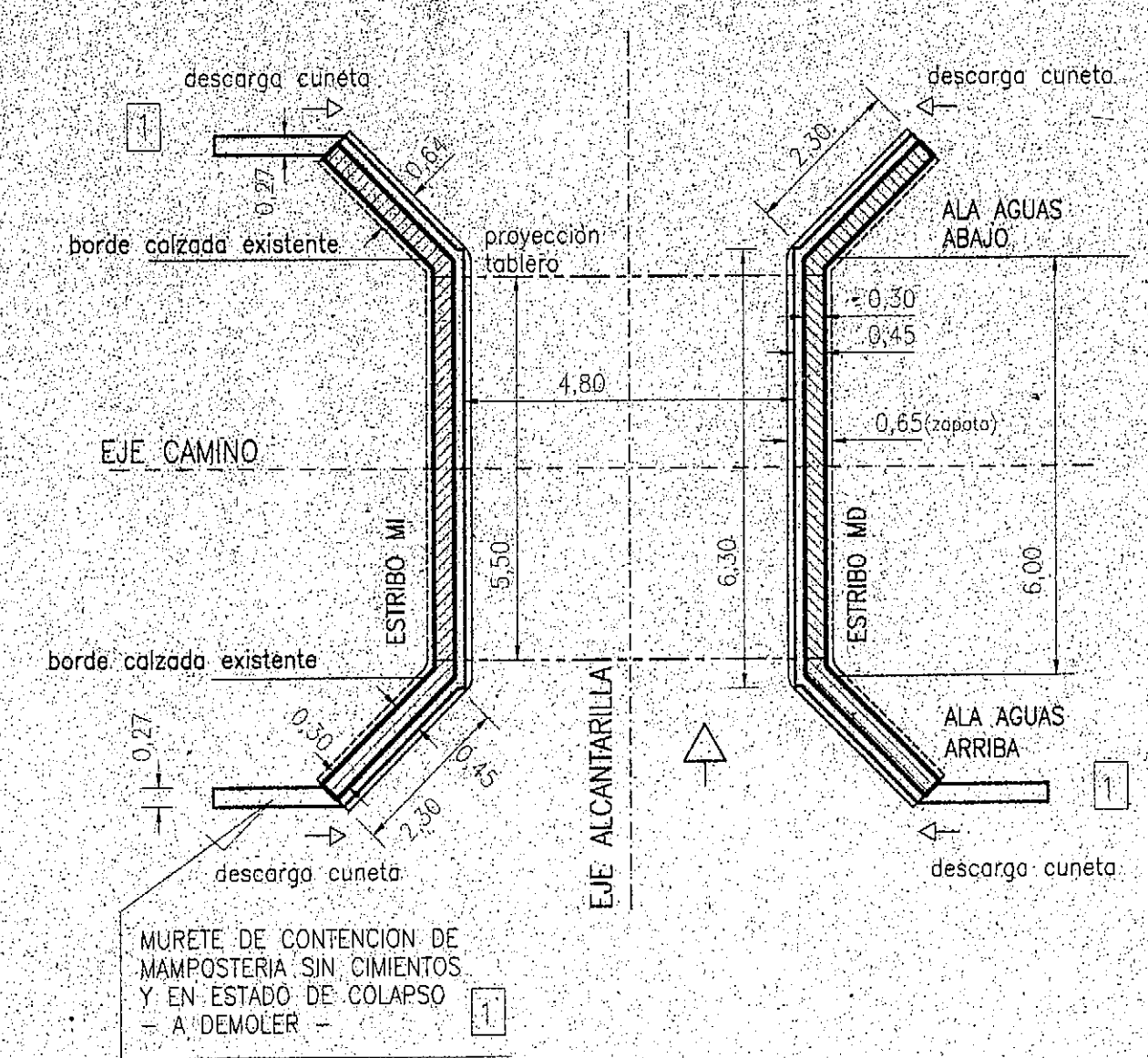
PLANTA A COTA +43,50
(ALCANTARILLA RECONSTRUIDA) ESCALA 1:100



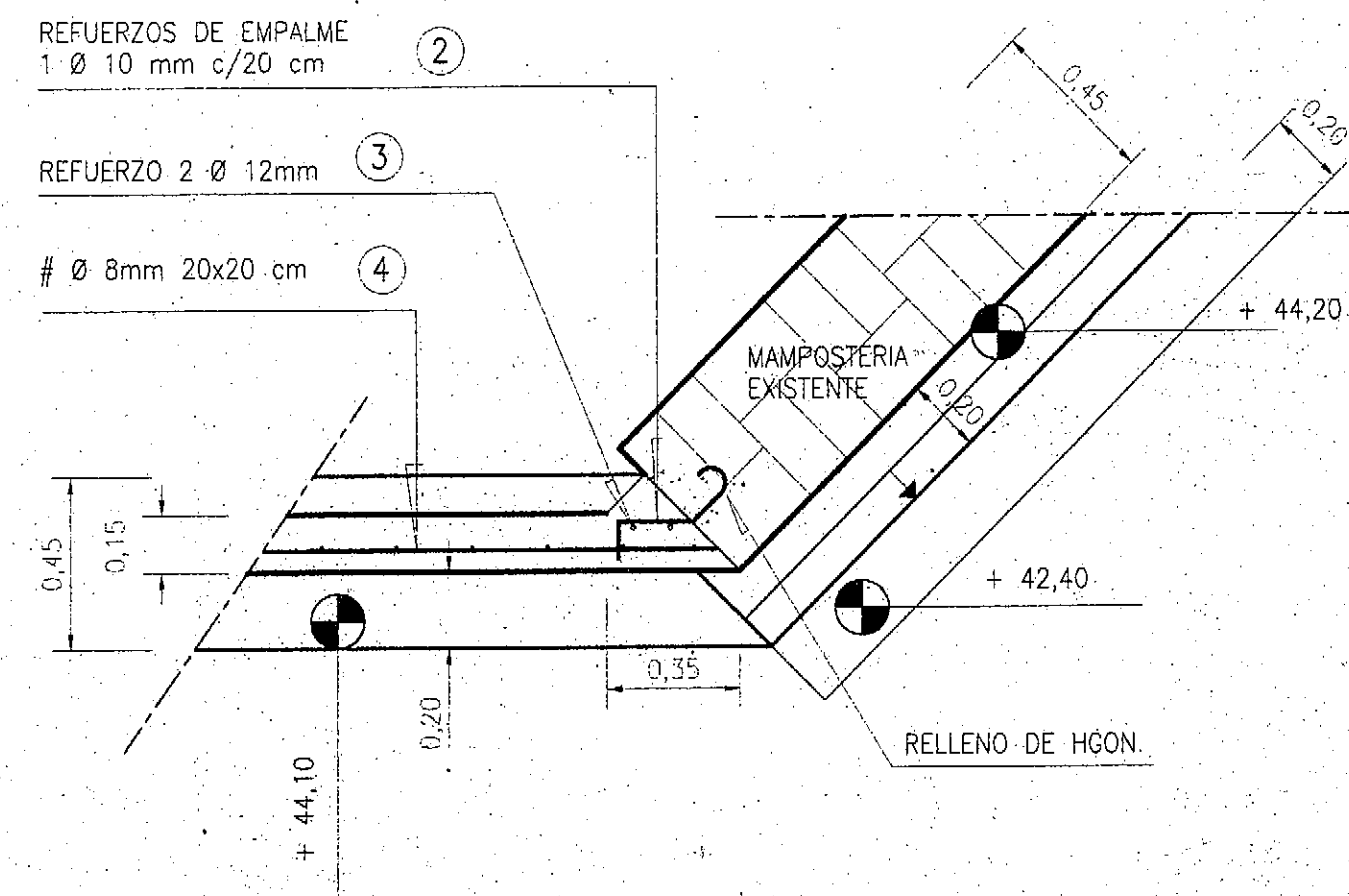
PLANTA A COTA +42,50
(SUBMURACION) ESCALA 1:100



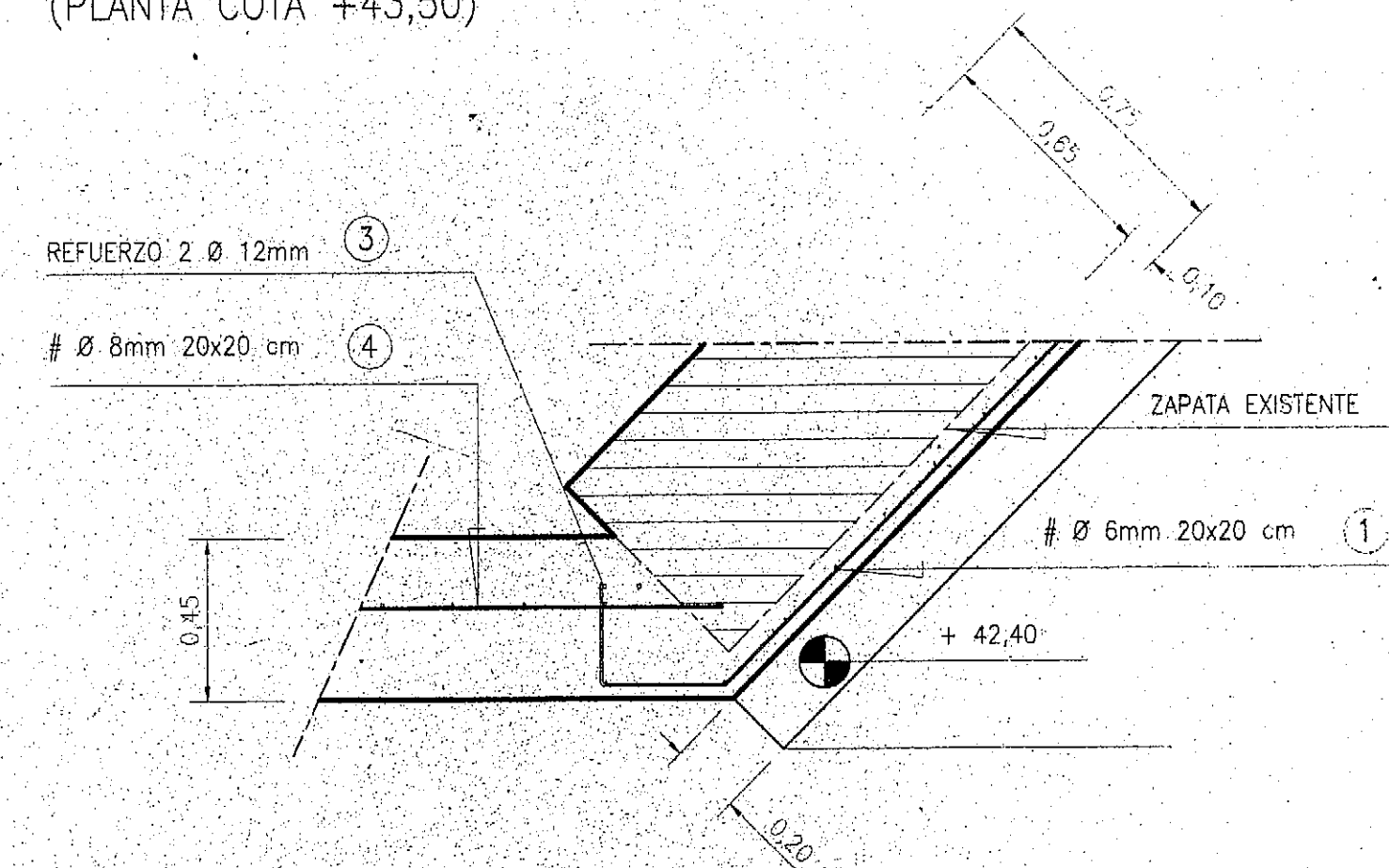
PLANTA EXISTENTE (A COTA +45,10)
ESCALA 1:100



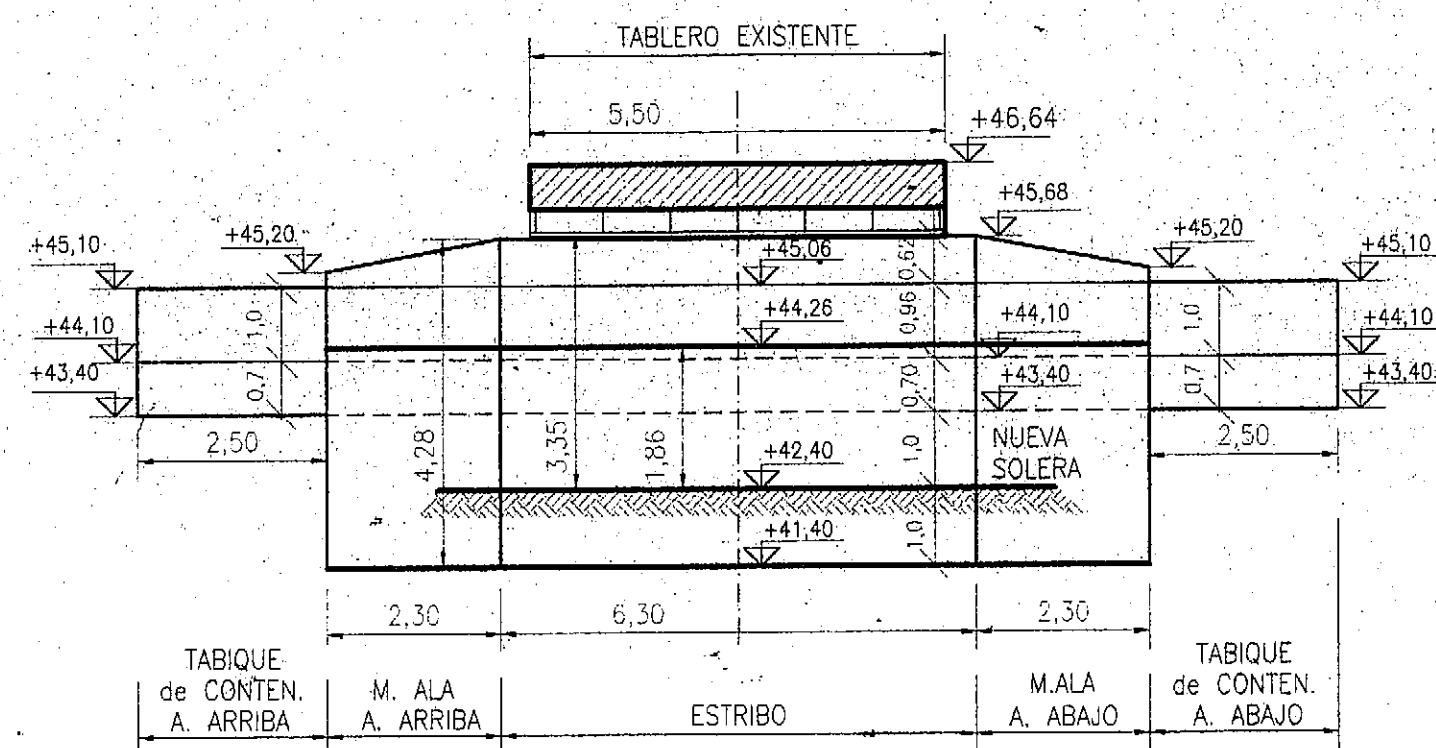
DETALLE 1 ESCALA 1:20
(PLANTA COTA +44,50)



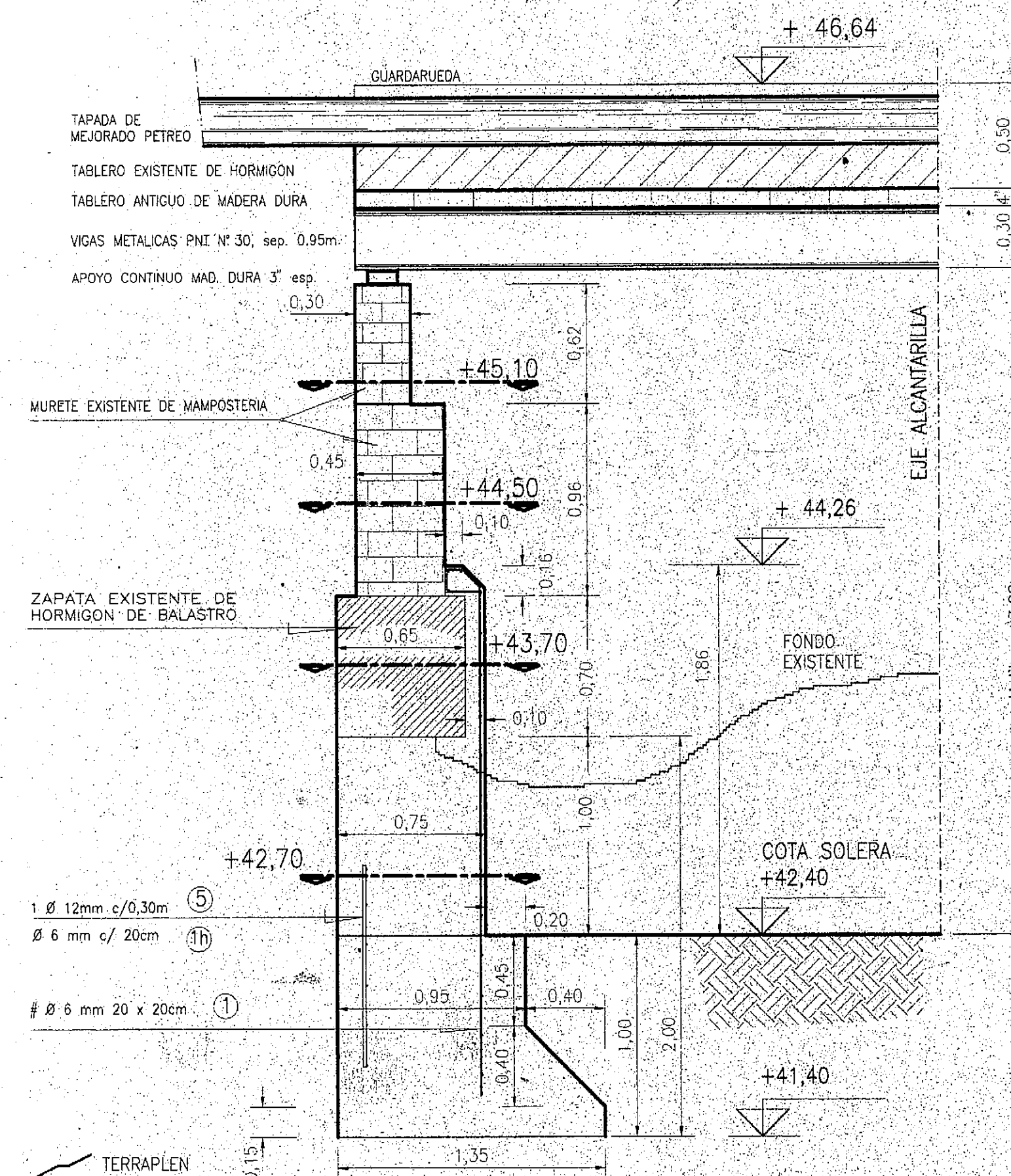
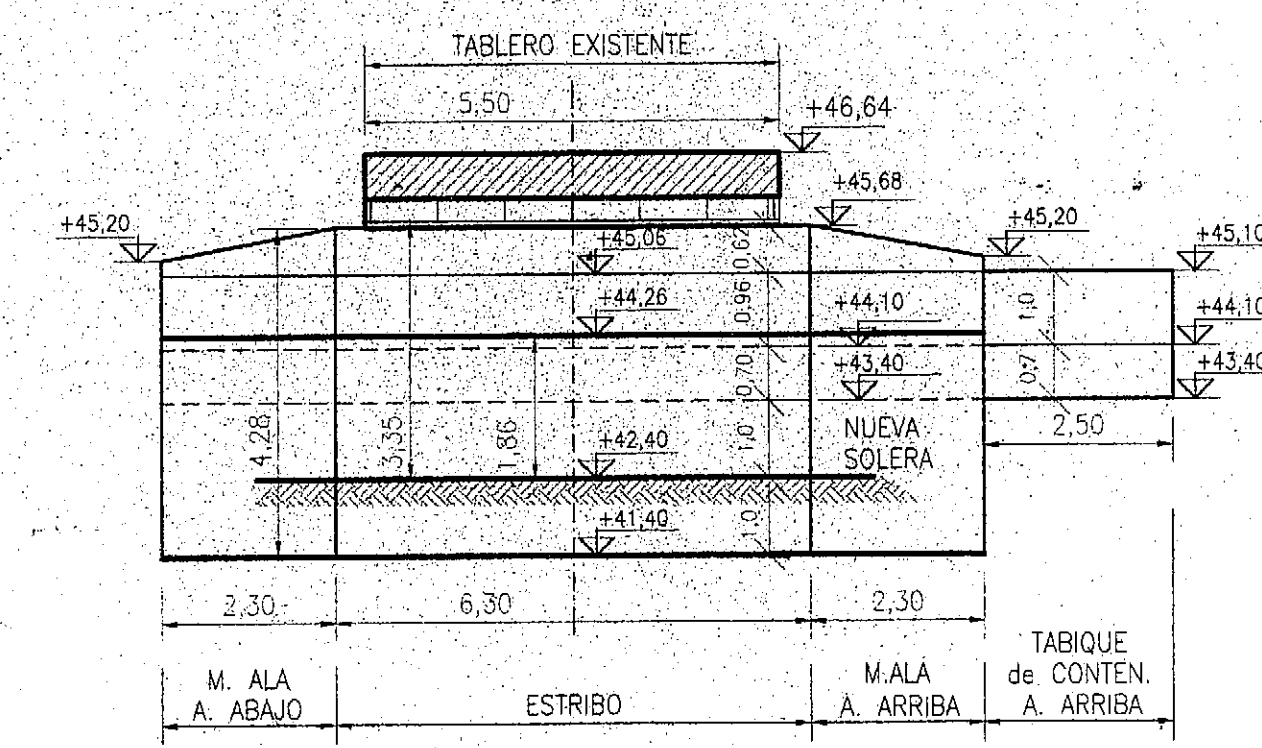
DETALLE 2 ESCALA 1:20
(PLANTA COTA +43,50)



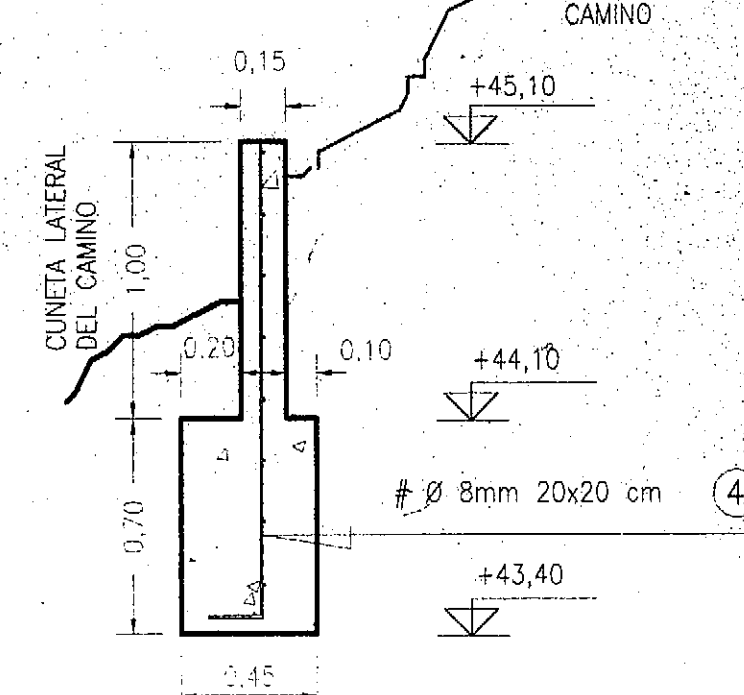
ESTRIBO Y ALAS DE M.I.
(VISTA DESARROLLADA) ESCALA 1:100



ESTRIBO Y ALAS DE M.D.
(VISTA DESARROLLADA) ESCALA 1:100



PERFIL ESTRIBO
ESCALA 1:25



PERFIL TABIQUE CONTENCIÓN
ESCALA 1:25

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

POSICION	ESQUEMA	DIAMETRO (mm)	SEPARACION (cm)	LONGITUD (m)	NUMERO	LONG. TOTAL (m)	PESO TOTAL (kg)
1		6	20	12,75+0,35	21	275,1	
1*		6	20	9,70	16	155,2	
2		10	20	0,50	27	13,5	
3		12	20	1,70	6	10,2	
4		8	20	1,80	36	64,8	
5		12	30	1,00	72	72,0	309,7 kg

NOTA
TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN EN CONTRARIO

PROVINCIA DE SANTA FE MINISTERIO DE OBRAS, SERVICIOS PUBLICOS Y VIVIENDA DIRECCION PROVINCIAL DE OBRAS HIDRAULICAS			
DPTO. ESTUDIOS Y PROYECTO	CANAL PRINCIPAL		
PREPARO	SANTA MARIA		
PROY. ESTRUCT.	CUENCA ARROYO COLASTINE		
PROY. HIDRAUL.	SUBMURACION ALCANTARILLA SOBRE CAMINO PUBLICO EN PROGR. Km 8,454		
JEFE DPTO.	ING. C.G. FERREYRA	FECHA	ESCALAS
COORD.GRAL.	ING. S. TOMEI	AGOSTO 1996	VARIAS
DIRECTOR	ING. R. FRATTI	PLANO N	

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

Deberá hacerse especial advertencia en las especificaciones técnicas sobre la observancia estricta de los parámetros sobre la calidad de agua de mezclado de las normas respectivas.

3.3. MEMORIA DE CALCULO

3.3.1. Cálculo de la superestructura: tablero y vigas principales

3.3.1.1. Estimación de cargas actuantes

Se proyecta un tablero compuesto por tablas de madera dura, apoyadas sobre vigas compuestas por perfiles laminados doble T, que apoyarán en los estribos existentes y en la pila central, sobre una viga de apoyo de H°A°.

Al ser el camino una ruta con un tránsito medio, en especial compuesto por camiones de porte mediano a grande que movilizan la producción agrícola-ganadera local, se proyecta un puente liviano tipo II de D.N.V., de 20 Tm de capacidad.

El estado de cargas a considerar, es de acuerdo al reglamento de la D.N.V., es aquel que resulte de la sumatoria de las fuerzas provenientes del peso propio de la estructura (Gt) y del tren de cargas correspondiente y de la sobrecarga accidental (Qss).

El tren de cargas actuante s/reglamento, es el que corresponde a dos aplanadoras (una por trocha, apareadas) tipo A20, de 20t de peso total, que se supone conformado por dos cargas concentradas separadas 3m (ver figura 1):

$$\Rightarrow P_{tc1} = 8 \text{ t (rodillo delantero)}$$

$$\Rightarrow P_{tc2} = 12 \text{ t (rodillo trasero)}$$

La sobrecarga accidental se adopta s/reglamento como:

$$\Rightarrow Q_{ss} = 0,50 \text{ t/m}^2$$

El peso propio de la superestructura se lo estima considerando que el peso específico de la madera será de 1.200 Kg/m³ y el del acero de 7.800 Kg/m³. Las secciones predimensionadas son tablas de 4" de espesor para el tablero y PNT N° 30 para las vigas, por lo que llega a los siguientes valores:

$$\Rightarrow G_{Tt} = 0,12 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow G_{Tv} = 0,0542 \text{ t/m}$$

3.3.1.2. Dimensionamiento tablero

Las cargas actuantes son (ver figura 1):

$$P = 5 \text{ t (contrada)}$$

$$Q_{ss} = 0,50 \text{ t/m}^2 \Rightarrow q_{sc} = 0,15 \text{ t/m}$$

$$G_{Tt} = 0,12 \text{ t/m}^2 \Rightarrow g_{Tt} = 0,036 \text{ t/m}$$

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

Con estos valores, se obtiene:

$$M_L = 96,3 \text{ tcm}$$

$$W_{nec} = 771 \text{ cm}^3$$

Con dicho valor, se adoptan tablas de sección rectangular de 5"x12", de 740 mm de largo.

3.3.1.3. Dimensionamiento vigas principales

Las cargas actuantes son el tren de cargas ya descrito, el peso propio de la superestructura y la sobrecarga (ver figura 1)

En la siguiente tabla se muestran los valores que adoptan los momentos en el apoyo central y en los extremos, de acuerdo a la posición del tren de cargas, mostrando los máximos valores del momento en el apoyo central (X) y los momentos de tramo (M1 y M2)

TABLA 1 : MOMENTOS EN EL APOYO CENTRAL Y EN LOS TRAMOS, DE ACUERDO A LA POSICION DEL TREN DE CARGA

TRAMO 1				TRAMO 2						
P1= 8/2=4l				P2=6l						
u1	k1	X1	Mt	u2	k2	X2	Mt	X	M1máx	M2máx
		tm	tm			tm	tm	tm	tm	tm
0	0	0.00	0.4727	0.1	0.71	-1.46	1.9577	-1.46	-0.26	1.23
0.1	0.4	-0.55	1.9577	0.2	1.19	-2.45	3.1127	-3.00	0.46	1.61
0.2	0.77	-1.06	3.1127	0.3	1.46	-3.01	3.9377	-4.07	1.08	1.90
0.3	1.09	-1.50	3.9377	0.4	1.56	-3.22	4.4327	-4.72	1.58	2.07
0.4	1.34	-1.84	4.4327	0.5	1.5	-3.09	4.5977	-4.94	1.96	2.13
0.5	1.5	-2.06	4.5977	0.6	1.32	-2.72	4.4327	-4.79	2.21	2.04
0.6	1.54	-2.12	4.4327	0.7	1.06	-2.19	3.9377	-4.30	2.28	1.79
0.7	1.43	-1.97	3.9377	0.8	0.72	-1.49	3.1127	-3.45	2.21	1.39
0.8	1.15	-1.58	3.1127	0.9	0.37	-0.76	1.9577	-2.34	1.94	0.79
0.9	0.68	-0.94	1.9577	1	0	0.00	0.4727	-0.94	1.49	0.01
MOM. MAX.								-4.94	2.28	2.13
MOM. MINIMO								-0.94		

NOTA; Para la confección de la tabla, se aplicaron los ábacos y tablas del manual "Vigas continuas, pórticos y arcos" de Hahn.

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

El momento de cálculo de la sección transversal de la viga, es en definitiva:

$$M_{calc} = -494 \text{ tcm}$$

Con dicho valor se determina el perfil necesario para soportar los esfuerzos a los que se encuentra sometida la viga, adoptándose:

$$\text{PNT N° 24 (} W_x = 354 \text{ cm}^3 \text{)}$$

3.3.2. Cargas transmitidas por la superestructura

Las cargas transmitidas a los apoyos por las vigas, dependerá también de la posición del tren de cargas.

Las expresiones generales para su determinación son:

$$\Rightarrow R_{e,M1} = R_{1,i} - (X_1/L)$$

$$\Rightarrow R_{pila} = R_{1,d} + R_{2,i} + (X_1/L) + (X_2/L)$$

$$\Rightarrow R_{e,M2} = R_{2,d} - (X_2/L)$$

Donde X es el momento en el apoyo central y sus valores están tabulados en la tabla 1, y R1, R2 son las reacciones de cada tramo.

Además del tren de cargas supuesto, actúa una carga repartida:

$$\Rightarrow q = \text{sobrecarga} + \text{peso propio del tablero}$$

$$\Rightarrow q = (0,50 \text{ kg/m}^2 + 0,15 \text{ kg/m}^2) \times 0,76\text{m} = 0,494 \text{ kg/m}$$

y el peso propio de la viga, que s/tabla es:

$$\Rightarrow g = 0,056 \text{ kg/m}$$

por lo que la carga repartida actuante será:

$$\Rightarrow (q+g) = 0,55 \text{ kg/m}$$

La tabla 2, da los distintos valores de las reacciones de apoyo para las distintas posiciones del tren de cargas estimado, determinándose las cargas máximas en cada apoyo

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

TABLA N°2 : DETERMINACION DE LAS REACCIONES DE APOYO

$P1=4t$, $P2=6t$, $(q+g)=0.55 \text{ t/m}$, $L=2.75m$

u1	X1	X2	R1,i	R1,d	R2,i	R2,d	X1 / L	X2 / L	Rmi	R pila	Rmd
	tcm	tcm	t	t	t	t	t	t	t	t	t

0	0.00	-1.46	4.76	0.76	6.16	1.36	0.00	-0.53	0.756	7.445	0.824
0.1	-0.55	-2.45	4.36	1.16	5.56	1.96	-0.20	-0.89	0.606	7.805	1.064
0.2	-1.06	-3.01	3.96	1.56	4.96	2.56	-0.39	-1.10	0.498	7.993	1.461
0.3	-1.50	-3.22	3.56	1.96	4.36	3.16	-0.55	-1.17	0.458	8.028	1.986
0.4	-1.84	-3.09	3.16	2.36	3.76	3.76	-0.67	-1.13	0.514	7.908	2.631
0.5	-2.06	-2.72	2.76	2.76	3.16	4.36	-0.75	-0.99	0.694	7.653	3.366
0.6	-2.06	-2.19	2.36	3.16	2.56	4.96	-0.75	-0.80	1.094	7.258	4.161
0.7	-1.97	-1.49	1.96	3.56	1.96	5.56	-0.72	-0.54	1.590	6.768	5.016
0.8	-1.58	-0.76	1.56	3.96	1.36	6.16	-0.58	-0.28	2.375	6.165	5.879
0.9	-0.94	0.00	1.16	4.36	0.76	6.76	-0.34	0.00	3.421	5.453	6.756
1	0.00	0.00	0.76	4.76	0.00	0.00	0.00	0.00	4.756	4.756	0.000

VALOR	MAX.	4.756	8.028	6.756
-------	------	-------	-------	-------

Para el tren de carga invertido, esto es con el valor de P1 en el tramo 2 y el valor de P2 en el tramo 1, los valores de R1 y R2 se intercambian.

Los valores de cálculo para las cargas transmitidas por la superestructura serán:

Re (estribo, por viga) = 6800 kg
Rp (pila, por viga) = 8.100 kg

En tanto que para aquellas vigas que no resultan afectadas por el tren de cargas estimado (ver figura 1), los valores son:

$R'e = 0,786 \text{ t}$

$R'p = 3,228 \text{ t}$

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

3.3.3. Cálculo de la viga de apoyo

A.-) ESTRIBOS

La carga total transmitida por la superestructura, valdrá (ver Figura 1):

$$Q = 3 \times 6,8t \times 2 + 3 \times 0,76t = 43,068 t$$

Se adopta como largo de la viga de apoyo, el mismo largo que el estribo existente, esto es $L = 6,10 m$, en tanto que el ancho de la misma es de $A = 0,25m$. También se adopta como valor de la resistencia admisible de la mampostería a la compresión, $\sigma_{mamp} = 6 kg/cm^2$.

Con estos datos, la carga transmitida por la superestructura, por metro lineal de estribo, será:

$$q_{se} = Q / L = 7,060 t/ml$$

La altura necesaria H , se calcula como aquella que permite lograr una adecuada transmisión de la carga del perfil, a la mampostería del estribo. Se adopta como ángulo de distribución de cargas en el hormigón, 60° .

Teniendo en cuenta que el pié de la viga de acero tiene un ancho $b_0 = 13 cm$, se calcula el ancho necesario para que las tensiones en la mampostería no sobrepase la admisible:

$$b_{m1} = Re / (A \times \sigma_{mamp}) = 46 cm$$

$$b_{m1} = 2 b_1 + b_0 \Rightarrow b_1 = 17 cm$$

por lo que la altura necesaria se calcula como:

$$H_{nec} = b_1 \times \tan 60^\circ = 29,4 cm$$

adoptándose:

$$H = 30 cm$$

Las dimensiones calculadas, se verificaron estructuralmente por el método de rotura, de acuerdo a la norma CIRSOC-201, procediéndose luego al cálculo de la armadura necesaria, siguiendo lo establecido por dicha norma.

En definitiva, la viga de apoyo tendrá las siguientes características:

$A = 25 cm$	$Fe = 4 \varnothing 10mm$
$H = 30 cm$	estribos $\varnothing 4,2mm$ c/ $15 cm$
$L = 6,10 m$	$\sigma_{mamp} = 5,78 kg/cm^2$

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

Se verificó la tensión originada en el hormigón debajo el pie de la viga:

$$\sigma_b = R_p / (b_o \times A) = 20,92 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{b,adm}$$

B.-) PILA CENTRAL

La carga total transmitida por la superestructura, valdrá (ver Figura 1):

$$Q = 3 \times 8,1t \times 2 + 3 \times 3,228t = 58,344 \text{ t}$$

Se adopta como largo de la viga de apoyo, el mismo largo que el estribo existente, esto es $L = 6,10 \text{ m}$, en tanto que el ancho de la misma es de $A = 0,30 \text{ m}$, también se adopta como valor de la resistencia admisible de la mampostería a la compresión, $\sigma_{mamp} = 6 \text{ kg/cm}^2$.

Con estos datos, la carga transmitida por la superestructura, por metro lineal de estribo, será:

$$q_{se} = Q / L = 9,655 \text{ t/ml}$$

La altura necesaria H , se calcula como aquella que permite lograr una adecuada transmisión de la carga del perfil, a la mampostería del estribo. Se adopta como ángulo de distribución de cargas en el hormigón, 60° .

Teniendo en cuenta que el pie de la viga de acero tiene un ancho $b_o = 13 \text{ cm}$, se calcula el ancho necesario para que las tensiones en la mampostería no sobrepase la admisible:

$$b_{m1} = R_e / (A \times \sigma_{mamp}) = 45 \text{ cm}$$

$$b_{m1} = 2 b_1 + b_o = 47 \text{ cm (adoptado)} \Rightarrow b_1 = 17 \text{ cm}$$

por lo que la altura necesaria se calcula como:

$$H_{nec} = b_1 \times \tan 60^\circ = 29,4 \text{ cm}$$

adoptándose:

$$H = 30 \text{ cm}$$

Las dimensiones calculadas, se verificaron estructuralmente por el método de rotura, de acuerdo a la norma CIRSOC-201, procediéndose luego al cálculo de la armadura necesaria, siguiendo lo establecido por dicha norma.

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

En definitiva, la viga de apoyo tendrá las siguientes características:

$A = 30 \text{ cm}$	$Fe = 4 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm}$
$H = 30 \text{ cm}$	estribos $\varnothing 4,2 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm}$
$L = 6,10 \text{ m}$	$\sigma_{mamp} = 5,72 \text{ kg/cm}^2$

Se verifica la tensión originada en el hormigón debajo el pié de la viga:

$$\sigma_b = R_p / (b_0 \times A) = 20,71 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{b,adm}$$

3.3.4. Cálculo submuración

3.3.4.1. Hipótesis de cálculo adoptadas

Se plantean las siguientes hipótesis de cálculo:

1. La sobrecarga por tránsito se adopta como aquella que corresponde al tren de carga adoptado por reglamento, considerado como una carga uniformemente repartida en una superficie igual al ancho de calzada y la longitud de las aplanadoras (3,30m), es decir:

$$Q = 2 \times 20t / 6,20 \text{ m} / 3,30 \text{ m} \cong 2 \text{ t/m}^2$$

2. El 50% del empuje (Es) resultante por efectos de la sobrecarga por tránsito ($Q = 2 \text{ t/m}^2$), es compensado por el Empuje debido a la cohesión del suelo (E_c)
3. La estructura no estará sujeta a carga hidrostática por inundación, en tanto que aquellas derivadas por humedecimiento del terraplén por lluvias abundantes, sus efectos serán absorbidos por los efectos de empotramiento lateral de la estructura, que no son considerados en el cálculo del muro con suelos en estado natural que se ha realizado.
4. La tensión de trabajo sobre el terreno, será igual a la carga conformada por el peso propio de la alcantarilla, más las cargas de la superestructura calculada según (3.3.1.).

3.3.4.2. Cálculo del Empuje de suelos

A) EMPUJE ACTIVO

De acuerdo a lo expresado en la primer hipótesis, el Valor Mínimo de la Cohesión, necesario para absorber el 50% de la sobrecarga será:

$$E_c = -2c \times H$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$E_s = 0,5 \times Q(50\%) \times H \times K_a$$

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

$$c_{\min} = 0,25 \times Q(50\%) \times K_a$$

$$c_{\min} = 0,15 \text{ t/m}^2$$

Se procedió a un estudio de sensibilidad respecto de la variación del valor de c_{\min} para distintos valores del Angulo de Fricción interna adoptado ϕ , obteniéndose:

ϕ	c_{\min}	unidad
5°	0,21	t / m ²
10°	0,18	t / m ²
20°	0,13	t / m ²
25°	0,10	t / m ²

Los valores de c_{\min} que figuran en la planilla, son todos menores al adoptado como valor probable del suelo del terraplén, estando por lo tanto del lado de la seguridad.

La carga máxima actuante, suponiendo un diagrama triangular de distribución de tensiones para el empuje activo del suelo (Teoría de Rankine) y rectangular para la sobrecarga $Q_s(50\%)$, será (para $h = 3,51\text{m}$):

$$q_{\max} = Ph + Pq = \gamma \times h \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} + Q(50\%) \times \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad (1)$$

$$q_{\max} = 3,72 \text{ t/m} + 0,59 \text{ t/m}$$

$$q_{\max} = 4,31 \text{ t/m/ml}$$

Variaciones en $\pm 10^\circ$ en el valor de ϕ_{adop} , implica una disminución del 31% a un incremento del 15% en los valores de q_{\max} .

El valor del empuje actuante valdrá:

$$E_{\max} = 8,60 \text{ t/ml}$$

su centro de presión estará ubicado a una distancia $h_e = 1,31\text{m}$ del plano de fundación.

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

Se calcularon también las cargas horizontales existentes en el plano de fundación existente. Siendo $h_1 = 1,90\text{m}$, será aplicando (1):

$$Ph_1 = 2,02 + 0,59 = 2,61 \text{ t/m/ml}$$

El empuje actuante en el plano de la fundación existente, será:

$$\begin{aligned} E_1 &= 3,04 \text{ t/ml} & h_1 &= 1,09 \text{ m} \\ E_1^* &= 1.92 \text{ t/ml} & h_1 &= 0.63 \text{ m} \end{aligned}$$

3.3.4.3. Carga sobre el terreno

A.) EN LOS ESTRIBOS

La carga transmitida por la superestructura al estribo es (ver 3.3.1.4.a))

$$q_{se} = 7,060 \text{ t/ml}$$

en tanto que si no se considera la sobrecarga sobre el tablero, será:

$$q^{*se} = 0.50 \text{ t/ml}$$

La carga actuante sobre la fundación será:

$$\begin{aligned} q_f(\text{exist}) &= q_{se} + q_m \\ &= 7,06\text{t/ml} + 1,8\text{t/m}^2 \times 0,45\text{m} \times 1,60\text{m} = 8,356 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

$$q_f^{*}(\text{exist}) = 1.80 \text{ t/ml (sin sobrecarga en tablero)}$$

Verificación del estado tensional en la junta existente hormigón-suelo

Las cargas actuante y sus excentricidades sobre el plano de la junta considerando nula a la sobrecarga en el tablero del puente y si existiendo la del estribo, considerándose esta como la situación más desfavorable, son:

- ⇒ $q^r(\text{exist})$, actuando en el baricentro de la junta, sin considerar la sobrecarga sobre el tablero;
- ⇒ T, fuerza horizontal por rozamiento del tablero sobre el apoyo;
- ⇒ E_1 , empuje activo, incluyendo la sobrecarga de tránsito.

La determinación de las tensiones actuantes con la hipótesis adoptada de $\phi = 15^\circ$, da tensiones de compresión que no son acordes al tipo de suelo de que se trata.

Por ello, se procede siguiendo un camino inverso, esto es, fijar un valor de la tensión admisible del suelo de fundación, para luego hallar cual es el ángulo mínimo de fricción interna del suelo del terraplén que satisface las condiciones necesarias para que la estructura sea estable (como lo es en la actualidad) **valor que deberá ser verificado en obra previo a la construcción.**

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

supone de acuerdo a lo expresado por personal a cargo de las excavaciones en canales cercanos como una TOSCA DURA, esto es:

$$\sigma_{adm} = 3,0 \text{ Kg/cm}^2$$

siendo el entorno dado de 3 a 6 Kg/cm².

Se fija también como coeficiente de rozamiento hierro-madera, al valor recomendado en el "Tratado de Física de Appleton":

$$C_f = 0,60$$

Con este valor se calcula el valor de la fuerza T horizontal del apoyo del tablero del puente, resultando:

$$T = C_f \times Q^v = 0.60 \times 0.50 \text{ t/ml} = 0.30 \text{ t/ml}$$

(actuando a ht= 1.91m del plano de fundación)

La carga y el Empuje sobre el plano de fundación, de acuerdo a lo visto en el punto anterior, vale:

$$q^f = 2.12 \text{ t/ml} \quad E1, \text{ inicial} = 3.04 \text{ t/ml} \quad , e = 1.09 \text{ m}$$

Con estos valores, de tensiones admisibles son altas, con excentricidades mayores a B/2. Se procedió a realizar una serie de cálculos iterativos, variando el ángulo de fricción interna del terraplén, hasta obtener valores correspondientes a la máxima tensión de compresión, menores a la admisible.

Ello se logra para valores de:

$$\phi_{\text{mín}} = 35^\circ$$

siendo los esfuerzos actuantes los siguientes:

$$E1 = 0.88 \text{ t/ml}, h_e = 1.19 \text{ m}$$

$$R = 2.24 \text{ t/ml}, e = 0.117 \text{ m}$$

Diagrama de tensiones del suelo triangular, de lado $b = 3C = 0,324 \text{ y}$

$$\sigma_{\text{máx}} = 1.31 \text{ Kg/cm}^2$$

Es de hacer notar que hasta que no se bajó la solera existente para adecuarla al nuevo diseño del canal, la estructura no presentó inconveniente alguno, por lo que se debe entender que el suelo de fundación es apto como para soportar dichas tensiones, y el valor del ángulo de fricción es aceptable. No obstante, se deberá verificar en el campo estos valores antes de iniciar las obras.

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

B.) EN LA PILA CENTRAL

La carga transmitida por la superestructura al estribo es (ver 3.3.1.4.b)

$$q_{se} = 9,655 \text{ t/ml}$$

La carga actuante sobre la fundación será:

$$q_f(\text{exist}) = q_{se} + q_m + q_z$$
$$q_f(\text{exist}) = 9,655 + 1,8 \text{ t/m}^3 \times 0,40\text{m} \times 0,91\text{m} + 2,2 \text{ t/m}^3 \times 0,505 \text{ m}^2 = 11,421 \text{ t/ml}$$

Esta fuerza origina una tensión supuesta uniformemente repartida en el suelo de fundación, cuyo valor es:

$$\sigma_{t,\text{exist.}} = 114,21 \text{ Kg/cm} / 120 \text{ cm} = 0,95 \text{ kg/cm}^2 \quad (b_{\text{exist}} = 120 \text{ cm})$$

3.3.4.4. Determinación del ancho mínimo de fundación

A.) EN LOS ESTRIBOS

Se predetermina un ancho de fundación de 0,55m de espesor, sobre una zapata corrida de 0,90m, con pié interior de 0,35 m, calculándose las tensiones en el terreno de fundación para luego ajustar, de ser necesario, dicho ancho.

CARGA SOBRE EL SUELO DE FUNDACIÓN

- ⇒ $Q_f(\text{nivel zapata}) = q_f(\text{exist.}) + S_2(\text{suelo sobre pié externo}) + G_g = 3.93 \text{ t/ml}$, actuando a 17.5 cm del baricentro;
- ⇒ $Q_z(\text{zapata}) = 0.86 \text{ t/ml}$, baricéntrica
- ⇒ $E_{\text{máx}} = 3.96 \text{ t/ml}$ actuando a una distancia $h_{\text{máx}} = 1,0\text{m}$ del plano de fundación
- ⇒ $N_1 = Q_f(\text{nivel zapata}) + Q_z(\text{zapata}) = 4.79 \text{ t/ml}$
- ⇒ $T = \text{fuerza horizontal del puente, } T = K_f \times Q_v$

Con estos valores, se calcula la fuerza resultante del sistema, que es de magnitud $R = 5.099 \text{ t/ml}$, y cuyo centro de presión se encuentra a 33.9m del baricentro de la sección.

Su actuación origina un estado tensional sobre el suelo de fundación, con una tensión máxima de compresión sobre el lado exterior, de 3.04 kg/cm^2 . En definitiva, será:

$$B_{\text{fundación}} = 0,90 \text{ m}$$

(con pié interior de 0,35m)

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

B.) EN LA PILA CENTRAL

Se predetermina un ancho de fundación de 1,20 m (igual al existente), con doble pié de 0,30m cada uno, calculándose las tensiones en el terreno de fundación para luego ajustar, de ser necesario, dicho ancho.

Carga sobre el suelo de fundación:

$$\Rightarrow P_f = Q_{se} + G_v + G_m + G_g = 9,655 + 0,216 + 0,440 + 2,944$$
$$\Rightarrow P_f = 13,255 \text{ t/ml}$$

Su actuación origina un estado tensional sobre el suelo de fundación, al que se supone como uniformemente repartida, con una tensión máxima de compresión de $1,10 \text{ kg/cm}^2$.

Se adopta de acuerdo a lo visto, un ancho de fundación de 1,20m

$$B \text{ submuración pila} = 1,20 \text{ m}$$

El valor de la tensión de trabajo del suelo de fundación, se considera compatible con las características del mismo, dada las tensiones registradas en los estribos, que son mayores a las calculadas y han demostrado tener un comportamiento satisfactorio.

3.3.4.5. Dimensionamiento

A.) ESTRIBOS

Por lo calculado en los puntos anteriores, se adopta una submuración (ver plano) en dos secciones: la primera (tronco) de 0,55 m de ancho y 1,01m de alto, y la segunda (zapata corrida) de 0,55m de ancho inicial, en la base el ancho calculado de 0,90 m y un alto de 0,50m, con pié interno de 0,35m de ancho y 0,15m de alto.

B.) PILA CENTRAL

Por lo calculado en los puntos anteriores, se adopta una submuración (ver plano) en dos secciones: la primera (tronco) de 0,60 de ancho y 1,25m de alto, y la segunda (zapata corrida) de 0,60m de ancho inicial, en la base el ancho calculado de 1,20 m y un alto de 0,45m, con doble pié de 0,30m de ancho y 0,15m de alto cada uno. El empalme entre obra existente y obra nueva, se hará demoliendo la capa mas externa de la zapata de fundación existente, en un espesor de 30 cm.

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

3.3.5. Verificación de tensiones en las secciones críticas del estribo

Para los valores de las cargas horizontales y verticales, se calculan las tensiones actuantes en la junta constructiva formada en la unión entre la zapata existente y la submuración a construir.

a). Cargas actuantes en la junta

Las cargas horizontales en la junta muro existente - submuración, siendo $H_{exist} = 1,90$ m, son según (3.3.2.2.):

$$T = K_f \times Q_v = 0,60 \text{ t/ml}$$

$$E_1 = 0,88 \text{ t/ml} \quad e_1 = 1,19 \text{ m}$$

Las cargas verticales, son las que se indican en (3.3.2.3.) para P_{v1} :

$$P_{v1} = q_f(exist) = 1,83 \text{ t}$$

b) Verificación de las tensiones normales en la Junta

Las cargas actuante y sus excentricidades, sobre el plano de la junta son:

⇒ P_{v1} , actuando en el baricentro de la junta

⇒ E_1 , actuando a 119 cm del plano de la sección.

Sobre el plano de la fundación, actuará una fuerza resultante de 2,01t de magnitud, con una componente vertical $N_1 = Q_f(exist) = 1831$ Kgr., con una excentricidad respecto del baricentro de la sección igual a 31.1 cm.

Este sistema origina una tensión máxima compresión en el borde externo de la sección, de $0,88 \text{ kg/cm}^2$.

Al construirse la submuración, y ser la junta hormigón-hormigón, los valores de las tensiones son perfectamente admisibles para dichos materiales, debiéndose tener únicamente adoptar las precauciones del caso, para la perfecta materialización de la junta continua entre el hormigón existente y el nuevo a colocar.

c) Verificación de las tensiones tangenciales en la Junta

La tensión de corte se verifica para componente horizontal de la fuerza resultante $R = 0,88 \text{ t/ml} = T$. Será, para $b = 55$ cm:

$$\tau = T / F = 0,17 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm.H^\circ}$$

d) Verificación de las tensiones tangenciales en la sección más comprometida

La junta más comprometida, es aquella que a igual sección, soporta la máxima carga horizontal. Ello se da para la sección superior de la zapata de fundación, a 50cm del plano de fundación, donde actúa una fuerza que por

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

simplificación supondremos igual al empuje máximo (en realidad es levemente menor). De acuerdo a ello, será:

$$\tau = T / F = 3000 \text{ kg} / 5500 \text{ cm}^2 = 0.55 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm.H^o}$$

3.3.6. Verificación al deslizamiento

Ante la ausencia de datos ciertos sobre las características mecánicas de los suelos de fundación, en especial del coeficiente de fricción interna, valor base para la obtención del coeficiente de rozamiento suelo-hormigón, necesario para obtener el coeficiente de seguridad al deslizamiento de la estructura, se procede adoptando el valor de $\phi = 35^\circ$ que se obtuviera en el punto 3.3.4.2.

$$K_d = (\mu N + T) \div E_{\max} \Rightarrow$$

El valor del coeficiente de rozamiento, es:

$$\mu = n \operatorname{tg} \phi,$$

para $\phi = 35^\circ$, y considerando que n varía de acuerdo al suelo entre $n=2/3$ y $n=1$, lo consideramos como un $n=1$ (por el tipo de suelo de que se trata = tosca dura), será:

$$\mu = 0.70$$

Por lo que el valor de K_d será, para $N = 8.356 \text{ t}$ (ver 3.3.4.3.), $Q_v = 0.50 \text{ t/ml}$ y $E_{\max} = 3.96 \text{ t}$, será

$$K_d = 1.55$$

El ángulo mínimo adoptado de fricción interna del suelo de fundación, deberá ser verificado, según lo ya indicado en el punto 2., antes de iniciar la construcción, a los fines de ajustar, si fuera necesario, las dimensiones aquí diseñadas.

3.3.7. Verificación al vuelco

Se estudiarán primero las condiciones existentes en la alcantarilla y luego las nuevas, considerando los efectos de la submuración:

SUBMURACION

A) Fuerza estabilizadora:

- Carga gravitatoria del muro: $N = 4.79 \text{ t/ml}$ actuante a 0.594 m del centro de giro (extremo inferior interno de la submuración).
- Fuerza Horizontal del tablero F_f , actuante a 3.15 m del centro de giro, y su valor es $F_f = C_f \times Q^{\text{viga}} = 0.60 \text{ t/ml}$.

Su acciones genera un Momento estabilizante (M_e) respecto de O, y

B) Fuerza desestabilizadora:

- Empuje activo de los suelos contenidos: $E_{\max} = 3.96 \text{ t/ml}$ actuante a 1.00 m del centro de giro.

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

Su acción genera un Momento desestabilizante (Md) respecto de O.

Con estas fuerzas se calcula el Coeficiente de seguridad al vuelco:

$$Cs = Me / Md = (N \times e) + (Ff \times hf) / (Emax \times hm)$$
$$Cs = 1.20$$

Valor que se considera aceptable, al ser una condición extrema. En efecto, el no considerar la colaboración del Empuje pasivo del suelo por debajo de la solera del canal, es una condición de borde que implica una inmediata reparación de la obra, y se estima que en el cálculo hidráulico se han tomado los recaudos para que las velocidades de fondo del escurrimiento no sean erosivas, por lo que dicho coeficiente se considera satisfactorio.

Dicho ángulo mínimo de fricción interna del suelo de fundación, deberá ser verificado, según lo ya indicado en el punto 2., antes de iniciar la construcción, a los fines de ajustar, si fuera necesario, las dimensiones aquí diseñadas.

3.3.8. Muros de Ala

3.3.8.1. Características y solicitaciones actuantes.

Los muros de ala están sujetos a la acción del empuje de los suelos y de las sobrecargas accidentales que actúan sobre él.

El paramento vertical del muro será recto, con espesores según cálculo con un valor mínimo de 15 cm. en su coronamiento y hasta la cota 73,90m, en donde se ensancha a 25 cm. hasta la zapata de fundación, de 45 cm de espesor y un metro de profundidad (ver plano).

Para el cálculo de las solicitaciones, se determinaron los empujes actuantes por el método de la Teoría de Rankine, tomando para ello las características adoptadas del suelo (ver 3.2.)

Los valores de las características y esfuerzos actuantes (ver 3.3.4.1. y 3.3.4.2.), son:

#	$\phi = 15^\circ$	#	$c = 2 \text{ t/m}^2$
#	$H_{\text{muro}} = 3,50 \text{ m}$		
#	$Q(\text{sobrecarga}) = 2 \text{ t/m}^2$	#	$q_e(\text{máx}) = 4,41 \text{ t/m/ml} (3,72 + 0,59)$
#	$q_e(\text{sol}) = 3,24 \text{ t/m/ml} (2,65 + 0,59)$		
#	$q_e(+73,90) = 2,27 \text{ t/m/ml} (1,68 + 0,59)$		
#	$E_a(\text{sol}) = 4,8 \text{ t/ml} \Rightarrow h_e = 0,91 \text{ m}$		

Como esquema estructural, se supone que el tabique está empotrado en su fundación y libre en el otro extremo (situación que asegura el

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

desplazamiento del extremo superior y cumplir así con las hipótesis de la teoría de Rankine), por lo que el Momento actuante (M_l) será :

$$M_l = M_s + M_q$$

$$M_l (sol.) = 2,65 \text{ t/ml} \times (2,50\text{m})^2/6 + 0,59\text{t/ml} \times (2,50\text{m})^2/2 = \underline{460 \text{ tcm/m}}$$

$$M_l (73,90) = 1,68\text{t/ml} \times (1,58\text{m})^2/6 + 0,59\text{t/ml} \times (1,58\text{m})^2/2 = \underline{144 \text{ tcm/m}}$$

3.3.8.2. Dimensionamiento tabique

Las dimensiones se verificaron estructuralmente por el método de rotura, de acuerdo a la norma CIRSOC-201, procediéndose luego al cálculo de la armadura necesaria, siguiendo lo establecido por dicha norma.

Se adoptan como anchos del tabique, los siguientes valores:

ZONA 1: desde coronamiento y hasta cota +73,90, $B_1 = 15 \text{ cm}$, $h_1 = 13 \text{ cm}$;

ZONA 2: desde cota +73,90 y hasta la solera (+72,98), $B_2 = 25 \text{ cm}$, $h_2 = 23 \text{ cm}$

Con los valores para la tensiones de trabajo ya mencionadas, y considerando que la sección estará simplemente armada y para recubrimientos de 2cm de espesor, se calculan los coeficientes adimensionales k_h y k_z :

$$\text{\#ZONA 1: } k_{h1} = 10,83 \quad \text{y} \quad \text{\#ZONA 2: } k_{h2} = 10,72$$

Para ambos casos, se toma la recta de deformaciones definida por $\epsilon_e = 5\%$ y $\epsilon = 1,5\%$, es decir al denominado DOMINIO 1, obteniéndose los coeficientes:

$$k_x = 0,23 \quad \text{y} \quad k_z = 0,92$$

(DIM 1045 / CIRSOC 201).

Para los anchos adoptados, la sección mínima de armadura de tracción necesaria será:

$$\text{\#ZONA 1: } A_1 \text{ nec} = 5,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

que es cubierta por la armadura de tracción diseñada de 1Ø12 c/20 cm (5,65 cm^2/m)

$$\text{\#ZONA 2: } A_1 \text{ nec} = 9,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

que es cubierta por la armadura de tracción diseñada de 1Ø12 c/20 cm (5,65 cm^2/m) para la zona 1, con el agregado de 1Ø10 c/20 cm (3,93 cm^2/m) en forma alternada con la anterior, totalizando una sección de 9,58 cm^2/m .

Las armaduras secundarias, se calculan con una sección igual al 20% de la principal :

$$\text{\#ZONA 1: } Fe (\text{DISTR}) = 1Ø6 \text{ c/20 cm } (1,41 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$\text{\#ZONA 2: } Fe (\text{DISTR}) = 1Ø6 \text{ c/15 cm } (1,86 \text{ cm}^2/\text{m})$$

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

3.3.8.2. Dimensionamiento fundación

Se predimensionó un macizo de fundación de 0,40m por 1,00m de profundidad, obteniéndose valores muy alto de las tensiones en el plano de la fundación, por lo que se reelaboró el diseño, cuyo resultado puede verse en el plano.

Las fuerzas actuantes, con sus distancias al centro de gravedad de la sección coincidente con el plano de fundación, para el macizo diseñado de ancho 1,00m, con su centro desplazado hacia el terraplén 35cm del paramento húmedo del tabique, son:

$E(\text{sol}) = 3,01 \text{ t/ml}$	$h_e = 1,13\text{m}$
$G(\text{tabique}) = 1,12 \text{ t/ml}$	$d_t = 0,225\text{m}$
$G(\text{fundación}) = 1,48 \text{ t/m}$	$d_f = 0$
$T(\text{suelo s/pié}) = 3,25 \text{ t/m}$	$d_s = 0,21\text{m}$

La fuerza resultante de las cargas verticales N_1 , valdrá 5,85 t/ml, y su recta de acción estará a la izquierda del baricentro, a una distancia igual a $u=23.2 \text{ cm}$. En definitiva, la fundación estará sometida a un momento $M= E \times h_e - N_1 \times u$, que tiene una resultante de componente vertical $N = N_1$, y cuyo centro de presión será $e= M/N = 34.5 \text{ cm}$.

Aplicando la ecuación

$$\sigma_{\text{máx.}} = 2 \cdot N / (3 \times c \times d)$$

donde $c = b/2 - e$ y $d = 100\text{cm}$, la reacción del suelo tendrá un diagrama triangular, con un máximo en el borde húmedo (igual a $\sigma_{\text{máx.}}$) y una longitud igual a $3c$, anulándose a una distancia de $b_1 = 3c = 0,54 \text{ m}$ de dicho borde, siendo entonces:

$$\sigma_{\text{máx.}} = 2.17 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo a lo ya indicado, este valor está en el orden de las tensiones desarrolladas en las fundaciones existentes, por lo que se las considera aceptable.

Sin embargo, se deja constancia que la total falta de estudios de suelos, hace necesaria una comprobación ANTES de iniciar la obras, a los fines de investigar si los PARAMETROS ADOPTADOS DEL SUELO DE FUNDACION, SON COMPATIBLES CON LOS REALES, y en caso contrario realizar el correspondiente ajuste al presente proyecto,

3.3.8.4. Verificación al corte

La verificación al corte se realiza para la sección más crítica. La misma resulta ser aquella que coincide con el empalme entre el tabique y la

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

3.3.8.4. Verificación al corte

La verificación al corte se realiza para la sección más crítica. La misma resulta ser aquella que coincide con el empalme entre el tabique y la fundación.

La carga horizontal actuante, es $T = q_e(\text{sofera})$, que según se vio en 3.3.4.2., es:

$$\# \quad q_e(\text{sol}) = 3,24 \text{ t/m/ml} (2,65 + 0,59)$$

que originará una tensión de corte en el hormigón:

$$\tau = 3240 \text{ kg} / 2.500 \text{ cm}^2 = 1,30 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm}$$

4. PLANILLAS DE DOBLADOS DE HIERROS

Las planillas correspondientes a cada uno de los muros de ala, son las que figuran en el plano correspondiente y se adjuntan al presente.

5. ESPECIFICACIONES TECNICAS

Al ser una obra de las denominadas "Obra Tipo" serán de aplicación las normas y especificaciones técnicas de los pliegos tipos de la DIRECCION PROVINCIAL DE OBRAS HIDRAULICAS

5.1. Metodología constructiva

Los trabajos de submuración deberán ejecutarse en seco, en tramos alternativos de no más de 1,00m de ancho y trabajando primero en la pila central, al terminar la totalidad de la submuración correspondiente a la misma, se iniciarán los trabajos en uno de los estribos, para realizar por último las taras correspondientes al restante estribo. Entre tramo y tramo de submuración, deberá dejarse transcurrir el tiempo necesario como para que el hormigón colado adquiera la resistencia requerida, siendo este como mínimo de 21 días para el hormigón tipo "E" con el que se diseñó esta estructura.

Deberá implementarse la construcción previa de un recinto estanco, aplicando los dispositivos necesarios para lograr este fin (desvío del canal, bombeo de las aguas, tanto producto de la filtración como la proveniente de la napa, etc.). El bombeo debe realizarse en forma continua, debiéndose garantizar la permanente falta de agua en el recinto, implementando las correspondientes canaletas de desagüe y pozo de bombeo, como así también el uso de bombas de capacidad adecuada como para un bombeo permanente. Dichas condiciones también deberán asegurarse durante el tiempo de fragüe del hormigón colocado.

Si bien se plantea el remplazo del tablero existente, se considera que los tiempos necesarios para realizar la submuración son excesivos como para realizar un corte permanente del tránsito sobre el puente, por lo que primero deberá submurarse con la estructura existente, y luego se procederá a la ////

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

demolición y reconstrucción del tablero, pudiéndose superponer las tareas únicamente entre el o los últimos tramos de la submuración y la reconstrucción del tablero, a los fines de que la terminación de ambas tareas sea coincidente.

Previo al inicio de la excavación, deberá apuntalarse la superestructura. Dicho apuntalamiento consistirá en la colocación de un travesaño de madera dura de 6"x4" el cuál estará apoyado en puntales de madera dura de 4"x4" coincidentes con cada una de las vigas del tablero, los que se ubicarán sobre un apoyo continuo de 4" de espesor y 45 cm de ancho, a los fines de que la tensión transmitida al terreno por la estructura de apuntalamiento, no sobrepase los 2 Kg/cm². Los puntales estarán debidamente arriostrados entre sí con "cruces de San Andrés" conformada por tablas de 4"x1", como así también deberá garantizarse el no desplazamiento transversal, asegurando los puntales a los estribos. Este apuntalamiento deberá mantenerse durante la ejecución de los trabajos y hasta que el hormigón colocado haya adquirido la resistencia requerida.

La excavación a realizar deberá ser la mínima necesaria como para realizar las tareas inherentes, debiéndose rellenar con suelo seleccionado y compactado al 95% de la máxima densidad según ensayo Proctor modificado, todo el suelo que fuera excavado por debajo de la cota de la nueva solera, a excepción de los últimos 30 cm (inmediatamente por debajo de dicha cota), los que deberán rellenarse con suelo-cemento al 8%, debidamente compactado.

Previo a la colocación del hormigón, deberá limpiarse perfectamente la caras de la zapata existente, eliminándose todo resto de suelo adherido, debiéndose realizar la tarea con cepillo de acero y/o agua a presión, la que deberá evacuarse antes de hormigonar.

En el momento de colarse el hormigón, el sector donde se lo colocará deberá estar totalmente seco, y el hormigón deberá estar debidamente amasado, con su correspondiente dosaje de agua incorporado previo a su colocación.

A los fines de asegurar un correcto llenado en el tramo en contacto con la zapata existente, se realizará un orificio por tramo, de 30 cm de diámetro, por donde se volcará el hormigón. Deberá vibrarse el hormigón adecuadamente a los fines de lograr una adecuada densificación del mismo.

Todas las tareas aquí descriptas, deberán cargarse al costo del m³ de hormigón, al realizarse el análisis de precios del mismo.

6. COMPUTOS

La siguiente planilla, resume los resultados correspondiente

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

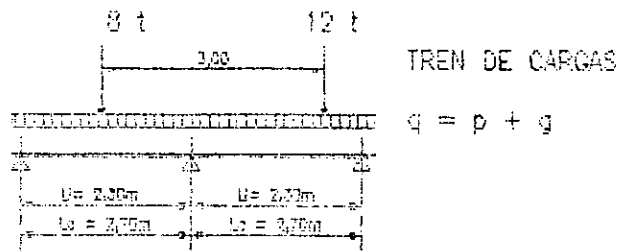
ITEM	DESIGNACION	DIMENSIONES	UNIDAD	CANTIDAD
1	Excavación manual para submurar A) ESTRIBO	0.35x0.15x6.18x2 0.35x0.35/2x6.18x2 1.61x0.55x6.18x2	m3	12.4
1	Excavación manual para submurar B) PILA CENTRAL	1.20x0.15x6.45 (1,20+0.55)/2x0.30x6.45 0.60x1.25x6.45	m3	7.7
1	Excavación manual para submurar C) MUROS DE ALAS	0.35x0.15x1.50x2 0.35x0.35/2x1.50x2 1.61x0.55x1.50x2	m3	3.0
2	Excavación zapata fundación muro de alas	1.05x1.00x1.50x2	m3	3.2
3	Hormigón tipo "E" para submurar A) ESTRIBO	id item 1 A	m3	12.4
3	Hormigón tipo "E" para submurar B) PILA CENTRAL	id item 1 B	m3	7.7
3	Hormigón tipo "E" para submurar C) MUROS DE ALAS	id item 1 C	m3	3.0
4	Hormigón tipo "E" para fundación muros alas nuevos	1.05x0.15x1.50x2 0.40x0.40/2x1.50x2 (0.40+0.85)/2x0.15x1.50x2 0.15x0.85x1.50x2 0.25x0.25/2x1.50x2	m3	1.8
5	Hormigón tipo H-17	(1.58+0.68)/2x1.50x0.15x2 0.92x1.50x0.15x2 0.10x0.10/2x1.50x0.15x2 0.25x0.30x6.10x2 0.30x0.30x6.10 (0.31+0.21)x0.10x6.10x2	m3	3,1
6	Armadura de acero colocada	(1)	kg	338
7	Relleno juntas c/mortero expansible	6.10x2+6.10+1.50x2	m	21.3
8	Demolición controlada de Hgón, simple		m3	1.5
9	Demolición mampostería lad. comunes	0.45x0.36x6.10x2 0.42x0.26x6.10 (1.90+1.00)/2x0.30x1.50x2	m3	4.0
10	Vigas metálicas PN doble te N°24	9x5.70	m	51.3
11	Tablas de madera dura e= 5" y 30 cm de ancho	5.90x(6.20+0.125x2)	m2	38
12	Tablas madera dura 1½" x 4"	5.90x2	m	11.8
13	Guardaruedas de madera dura s/detalle	5.90x2	m	11.8
14	Parantes baranda, de madera dura de 2½ x 3½" x 0,70m	5.90x2	m	11.8
15	Relleno compactado	1.30m2/mx1.50x2	m3	4.0

SANTA FE. AGOSTO 31 DE 1996

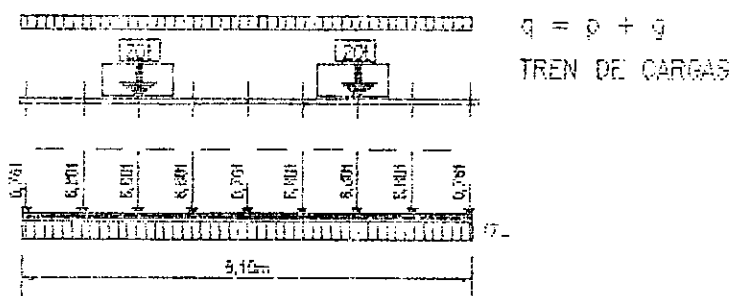

Ing. d. DANIEL CREMONA PARMA

OSPA: CAMEL SECUNDARIO A del SAUCE - ALICANTARILLA EN RUTA 70-S

ESTADO DE CARGA SOBRE LAS VIGAS

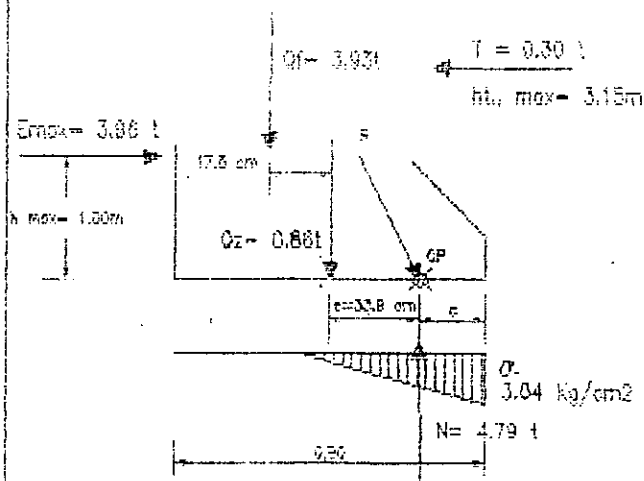


ESTADO DE CARGA SOBRE LA VIGA AFOYO



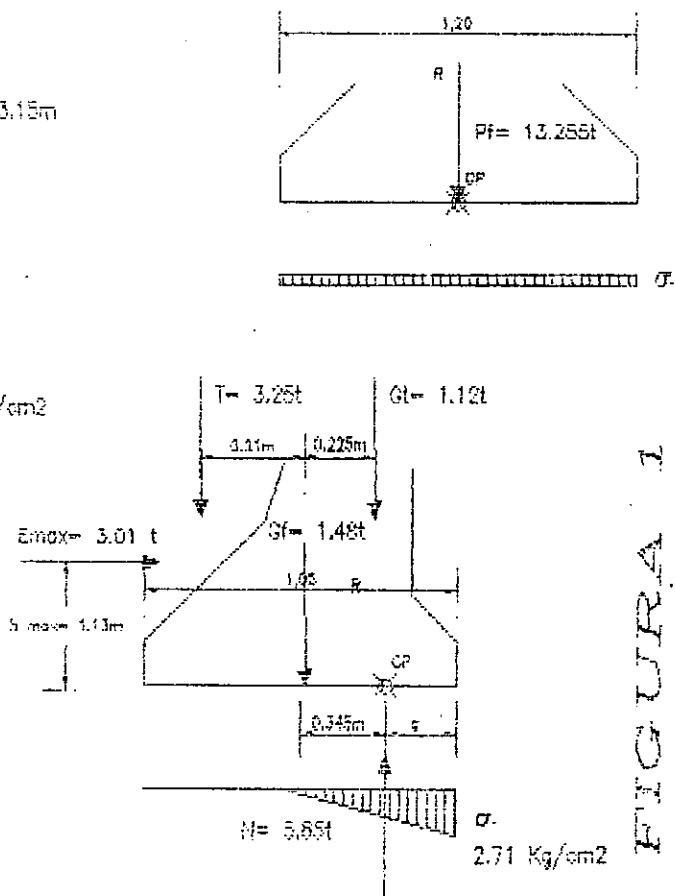
ESTADO TENSIONAL DE LA FUNDACION

1.-) Estríboes



3.-) Muros de al

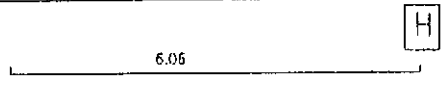
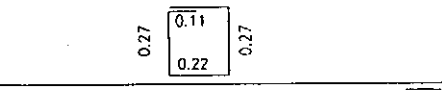
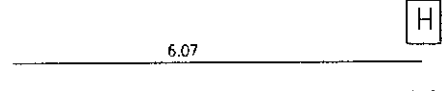
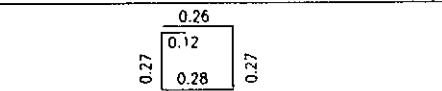
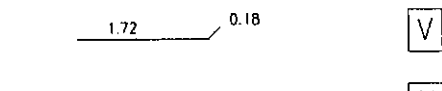
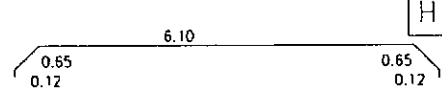

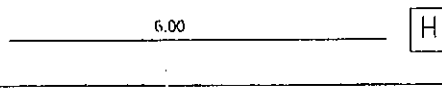
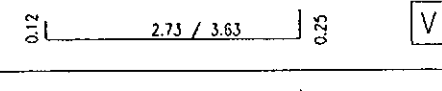
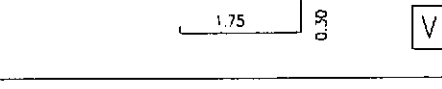
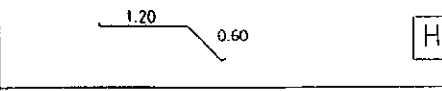
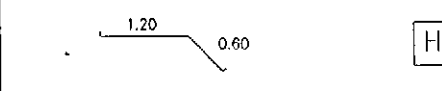
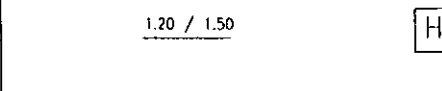
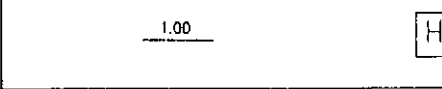
2.-) Pila central



0504

OBRA: CANAL SECUNDARIO A. DEL SAUCE - Progr. Km 8,836

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

POSICION	ESQUEMA	DIAMETRO (mm)	SEPARACION (cm)	LONGITUD (m)	NUMERO	LONG. TOTAL (m)	PESO TOTAL
1		12	4u	6,24	12	74.9	66,1
2		4,2	15	1.10	82	90,2	9,9
3		6	2u	6.07	6	36.5	8,0
4		4,2	15	1.20	41	49.2	0,5
5		6	20	1.90	68	129.2	28,5
				7.64	18	137.5	30,3
6		6	20	1.70	62	105.4	23,2
				6.00	18	108.0	23,8
7		12	20	var	24	87.9	78,2
8		10	20	2.20	20	44.0	27,3
9		6	20	2.00	8	16.0	3,5
10		6	15	2.00	16	32.0	7,0
11		12	20	var	10	13.5	12,0
				1.00	16	16.0	14,2

Peso Total = 338 Kg

CANAL SECUNDARIO

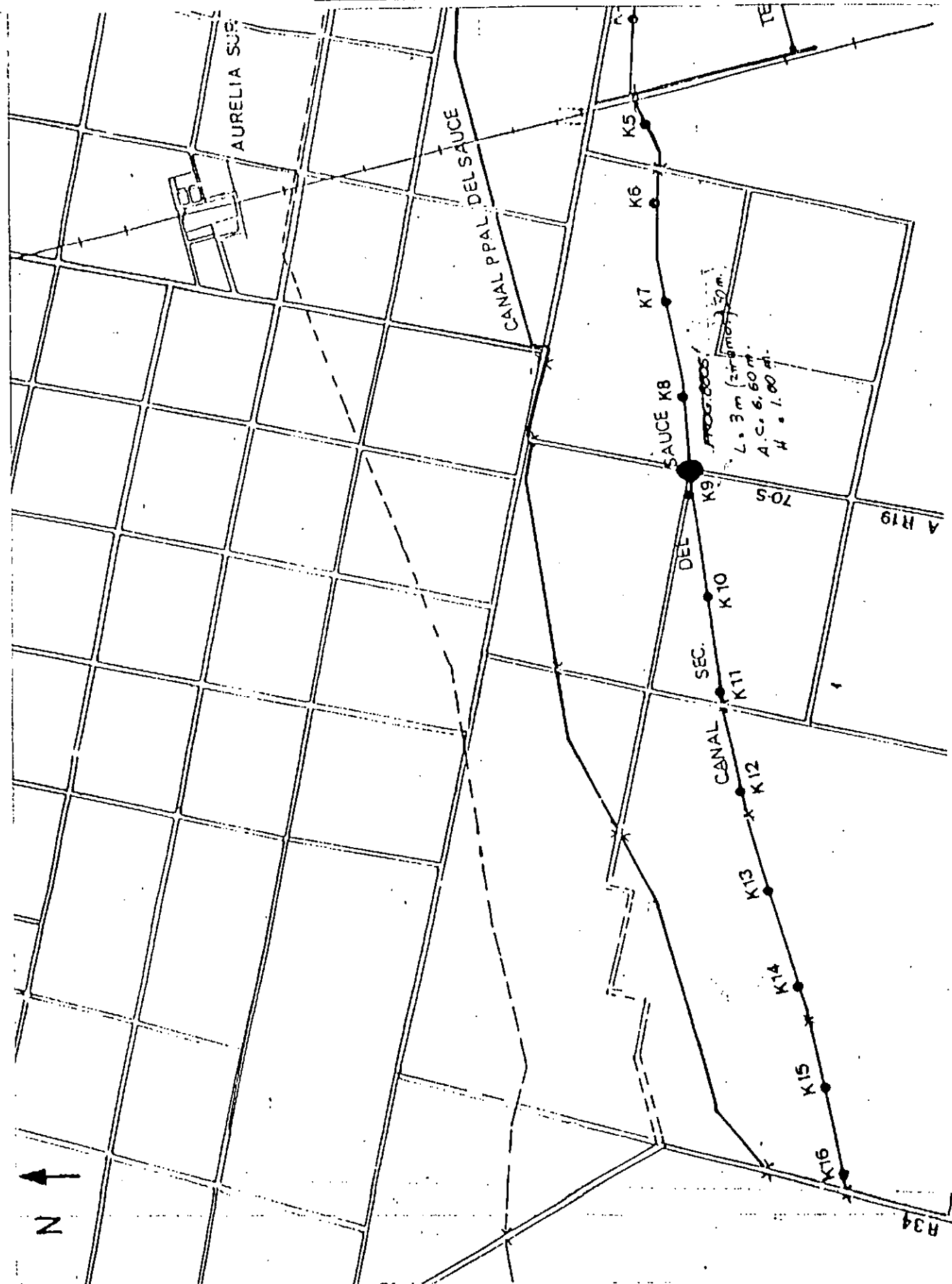
Aº DEL SAUCE

PROYECTO ALCANTARILLA

Progresiva Km 8,836

OBRA: Canal Secundario A° del Sauce - Alcantarilla Progr. Km 8,836

PLANO DE UBICACION



OBRA: Canal Secundario A° del Sauce - Alcantarilla Progr. Km 8,836

INDICE

1. OBJETO

2. ANTECEDENTES CONSULTADOS

3. MEMORIA TECNICA

3.1. Diseño geométrico de la submuración

3.1.1. Tablero.

3.1.2. Submuración.

3.1.3. Reparación fisuras existentes.

3.1.4. Reconstrucción Muros de Ala.

3.2. Diseño estructural

3.3. Memoria de cálculo

3.3.1. Cálculo de la superestructura : tablero y vigas principales.

3.3.1.1. Cargas actuantes.

3.3.1.2. Dimensionamiento tablero.

3.3.1.3. Dimensionamiento vigas principales.

3.3.2. Cargas transmitidas por la superestructura.

3.3.3. Dimensionamiento viga de apoyo:

A) Estribos;

B) Pila central.

3.3.4. Cálculo de la submuración

3.3.4.1. Hipótesis de cálculo.

3.3.4.2. Cálculo del empuje de suelos:

A) Empuje activo;

B) Empuje pasivo.

3.3.4.3. Cargas sobre el terreno:

A) Estribos;

B) Pila central.

3.3.4.4. Determinación del ancho mínimo de fundación:

A) Estribos;

B) Pila central.

OBRA: Canal Secundario A° del Sauce - Alcantarilla Progr. Km 8,836

INDICE

(hoja 2/2)

3.3.4.5. Dimensionamiento:

A) Estribos;

B) Pila central.

3.3.5. Verificación de las tensiones en secciones críticas.

3.3.6. Verificación al deslizamiento.

3.3.7. Verificación al vuelco.

3.3.7.1. Condiciones existentes.

3.3.7.2. Submuración.

3.3.8. Cálculo estructural de los muros de ala

3.3.8.1. Características y solicitaciones actuantes

3.3.8.2. Dimensionamiento tabique.

3.3.8.3. Dimensionamiento fundación.

3.3.8.4. Verificación al corte.

4. PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS.

5. ESPECIFICACIONES TECNICAS.

5.1. Metodología constructiva.

6. CÓMPUTOS.

7. FIGURA 1

8. PLANO.

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

PROYECTO EJECUTIVO ALCANTARILLA DE CRUCE DE RUTA PROVINCIAL N° 70-S EN PROGRESIVA KM 8,836.

1. OBJETO

Proyecto del remplazo del tablero existente, remplazo de las alas y de la submuración de la alcantarilla existente en la Progr. KM. 8,836 del Canal Secundario del A° del Sauce en su cruce con la R.P. N°70-S -Distrito de Aurelia, Dpto. Las Colonias; de sección doble rectangular con estribos y muros de alas de mampostería sobre zapata corrida de hormigón simple.

2. ANTECEDENTES CONSULTADOS

Se analizó información planimétrica y la planilla de Relevamiento de Obras de Arte preparadas por el Departamento. de Estudios y Proyectos de la D.P.O.H., inherentes a la alcantarilla en cuestión. No existe información de la calidad y tipo del suelo de fundación, ni ningún tipo de información antecedente de a misma.

De lo indicado en el párrafo anterior acerca de las características de los suelos de fundación, se desprende que los valores adoptados NO TIENEN NINGUN SUSTENTO EN INVESTIGACIONES REALIZADAS EN EL MISMO, y son solo fruto de las observaciones realizadas en el sitio y del comportamiento de las estructuras existentes. Se desprende de ello, que EL COMITENTE DEBERA REALIZAR LOS PERTINENTES ESTUDIOS DE SUELO ANTES DE INICIAR LAS OBRAS, que avalen los valores adoptados, y en caso de diferir con los adoptados, realizar un ajust de proyecto con los nuevos datos investigados.

También se analizó la información existente en el Plano Tipo "ALCANTARILLA TIPO PUENTE LIVIANO DE 16 T"

Se realizó una inspección "in situ" del lugar de emplazamiento de la alcantarilla en forma conjunta con el Secretario Técnico del comité de cuenca a la que pertenece la obra, Téc. Pedro Rodríguez.

En dicha inspección se detecta una fisura de cierta importancia en el estribo de M.D., aproximadamente a 2,20m del borde de aguas arriba y con una inclinación de 70°.

Se realizó un relevamiento complementario de detalle. En base a las alturas medidas de estribos, pilas, zapatas de fundación, se detecta una diferencia con las cotas indicadas en la planilla de relevamiento, que hace aumentar la profundidad de la submuración a 1,70m en la pila central y a 1,61m en los estribos.. a los fines de mantener las cotas indicadas en la submuración y solera.

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

3. MEMORIA TECNICA

3.1. Diseño geométrico

3.1.1. Tablero

Para el diseño del tablero, se adopta uno similar al especificado por la D.P.O.H. para su "ALCANTARILLA TIPO PUENTE LIVIANO DE 16 t", según plano tipo de fecha mayo de 1993.

El mismo está compuesto por un tablero de tablas de madera dura (astilladas de 4" de espesor), apoyado sobre vigas compuestas por perfiles laminados de acero del tipo "DOBLE T", las que apoyarán sobre una viga de H°A° a construir por sobre los actuales estribos y pila central.

La separación entre los perfiles se ajusta a la colocación de 9 vigas, a separaciones internas de 74 cm y externa de 77 cm, con un voladizo de 5cm a los fines de cumplimentar el ancho requerido por el comitente (A.C. = 6,10m).

Se prevé colocar un guardarueda de madera dura, de 8" de espesor y 8" cm de alto, con baranda de madera de 0,70m de alto (ver plano).

3.1.2. Submuración

En el diseño de la submuración de la alcantarilla, que fuera fijada por el Departamento de Estudios y Proyecto de la D.P.O.H. con una profundidad de 1,31 metros, se tuvo en cuenta que dado el gran volumen de hormigón a utilizar, los mismos cumplieran con su función principal, pero que además se redujera al mínimo dicho volumen de hormigón, buscándose la colaboración del suelo de fundación, al cual se lo deberá mantener inalterado en la zonas donde no se excave.

Como condición necesaria, y ante el desconocimiento de las hipótesis de cálculo y tensiones de trabajo adoptadas para la alcantarilla, se plantea que la tensión de trabajo del suelo de fundación no exceda en más del 10%, a las tensiones actuales, al considerar que con la profundización de la cota de fundación, se producirá una mejora de los valores soporte del mismo. Con estos datos se calculará el ancho de fundación necesario de la submuración, y los espesores que permitan una reducción de los volúmenes de hormigón a emplear.

Se diseñó un tabique de empalme entre la submuración y la estructura existente, de 0,10m de espesor y que cubre la cara húmeda de la zapata actual de fundación y los primeros 0,16m de la mampostería inferior de 0,45m de espesor (ver plano).

OBRA: CANAL SECUNDARIO A° DEL SAUCE - Alcantarilla Progr. Km 8,836

3.1.3. Reparación de fisura existente en estribo de M.D.

Se prevé la reconstrucción de la mampostería afectada, demoliendo con sumo cuidado la mampostería en un ancho de 30 cm a cada lado de la junta y reconstruyendo la mampostería con ladrillos asentados con mezcla cementicia reforzada con varillas de acero de Ø10mm de 70cm de largo, cada 4 juntas horizontales.

3.1.4. Reconstrucción de muros de alas deteriorados.

Los dos muros de alas deteriorados, dado los desplazamientos horizontales y verticales que presentan, deberán ser demolidos y reconstruidos.

La estructura de remplazo diseñada, consiste en un muro de sostenimiento de hormigón armado del tipo de gravedad, con puntera y talón, fundado a la misma cota que la submuración.(ver plano).

3.2. DISEÑO ESTRUCTURAL

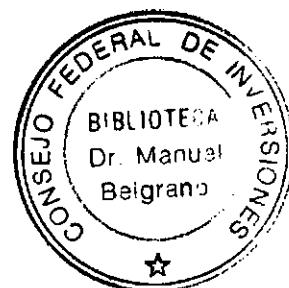
Se plantea una estructura sencilla, afin a las normas de la D.P.V. y obras tipos de la D.P.O.H. para este tipo de estructuras.

Para el cálculo de las cargas y ante la no existencia de datos geotécnicos, se adoptó previa observación de los suelos existentes en la zona, como parámetros de cálculo para el suelo de fundación (de manera conservativa) una cohesión de 2 t/m², un ángulo de fricción interna de 15° y un peso específico de 1,80 t/m³.

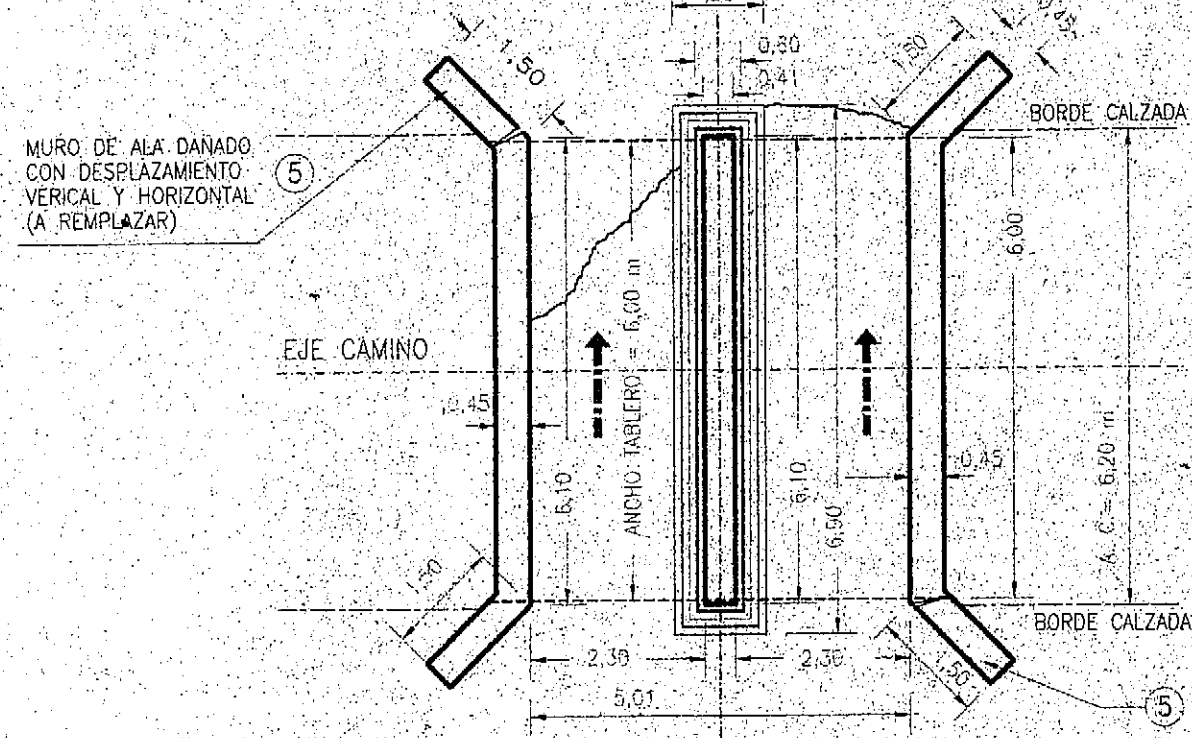
De lo indicado en el párrafo anterior acerca de las características de los suelos de fundación, se desprende que los valores adoptados NO TIENEN NINGUN SUSTENTO EN INVESTIGACIONES REALIZADAS EN EL MISMO, y son solo fruto de las observaciones realizadas en el sitio y del comportamiento de las estructuras existentes. Se desprende de ello, que EL COMITENTE DEBERA REALIZAR LOS PERTINENTES ESTUDIOS DE SUELO ANTES DE INICIAR LAS OBRAS, que avalen los valores adoptados, y en caso de diferir con los adoptados, realizar un ajuste al diseño aquí desarrollado, con los nuevos datos investigados.

El diseño resultante puede observarse en los planos correspondientes, proyectándose con un hormigón tipo H-17 de resistencia característica igual a 170 Kg./cm² y acero tipo III para las estructuras de H° A°; hormigón tipo H-13 de resistencia característica igual a 130 Kg./cm² para el Hormigón simple; perfiles de acero laminado de resistencia admisible de 1200 kg/cm² y tablas de madera dura (Quebracho, Guayacan, Urunday, o similar) de tensión admisible a la flexión igual ó mayor a 125 kg/cm².

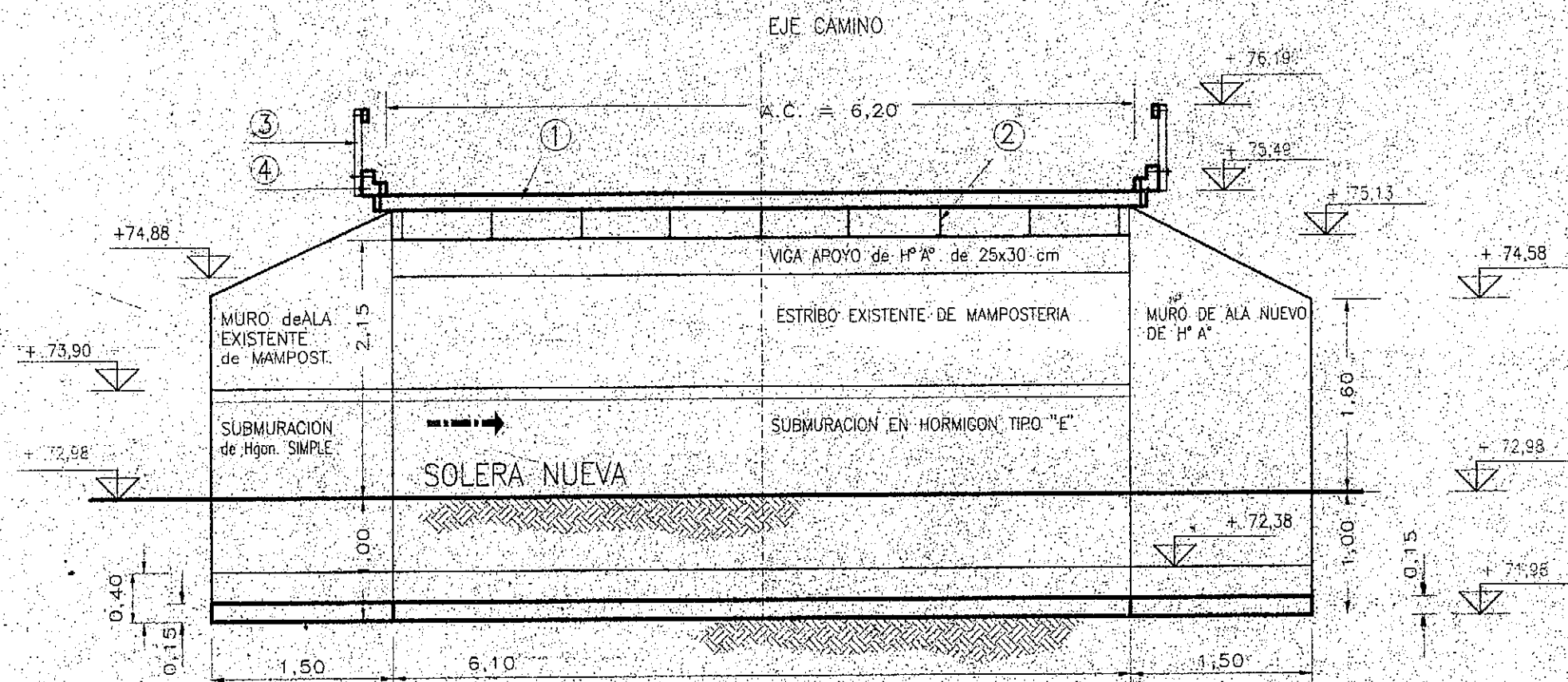
La mezcla cementicia a utilizar, será de dosaje 1:3 (cemento - arena), con el adiciónado de fluidificante inorgánico.



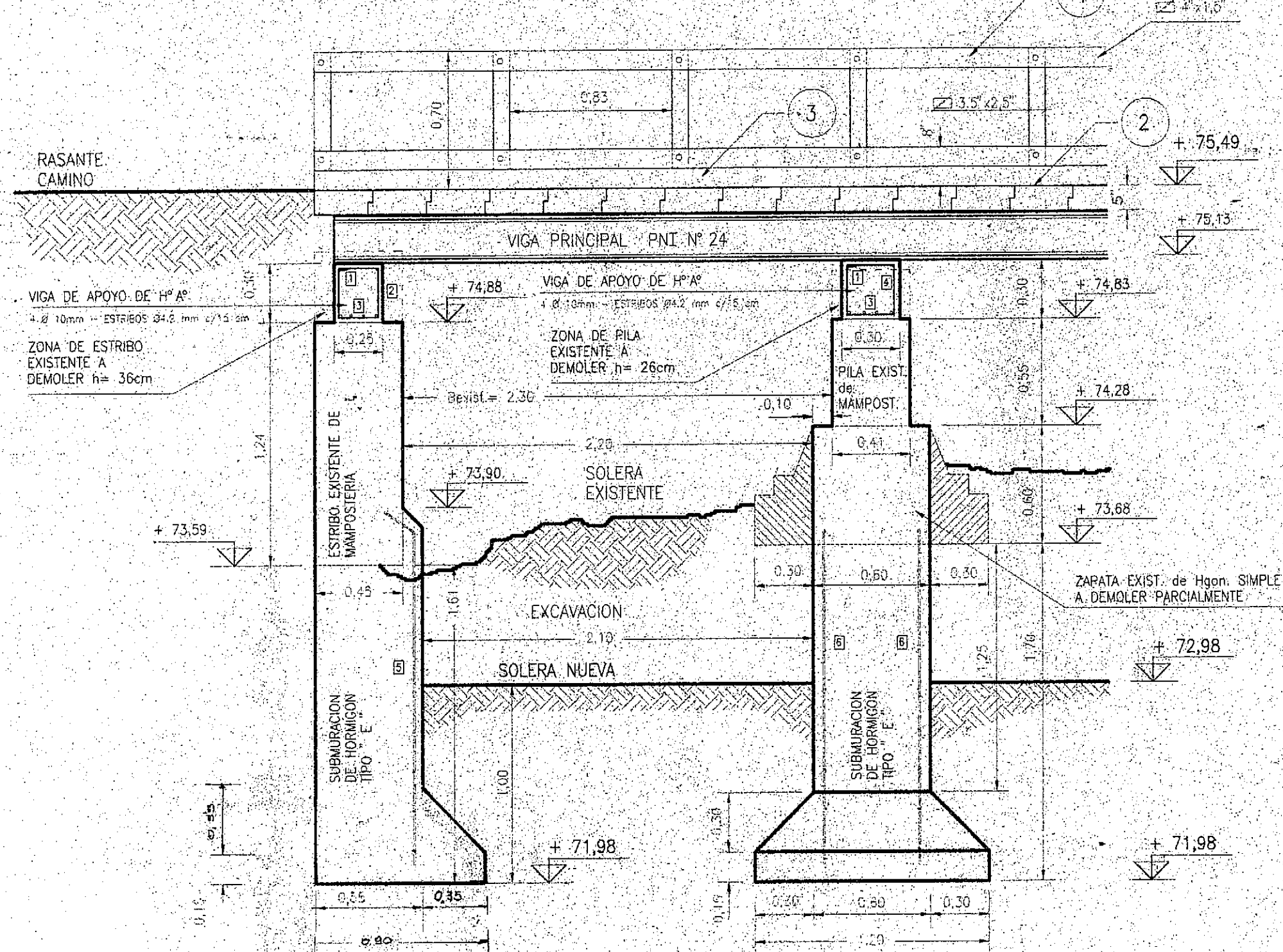
PLANTA A COTA +75,00
(ALCANTARILLA EXISTENTE)
ESCALA 1:100



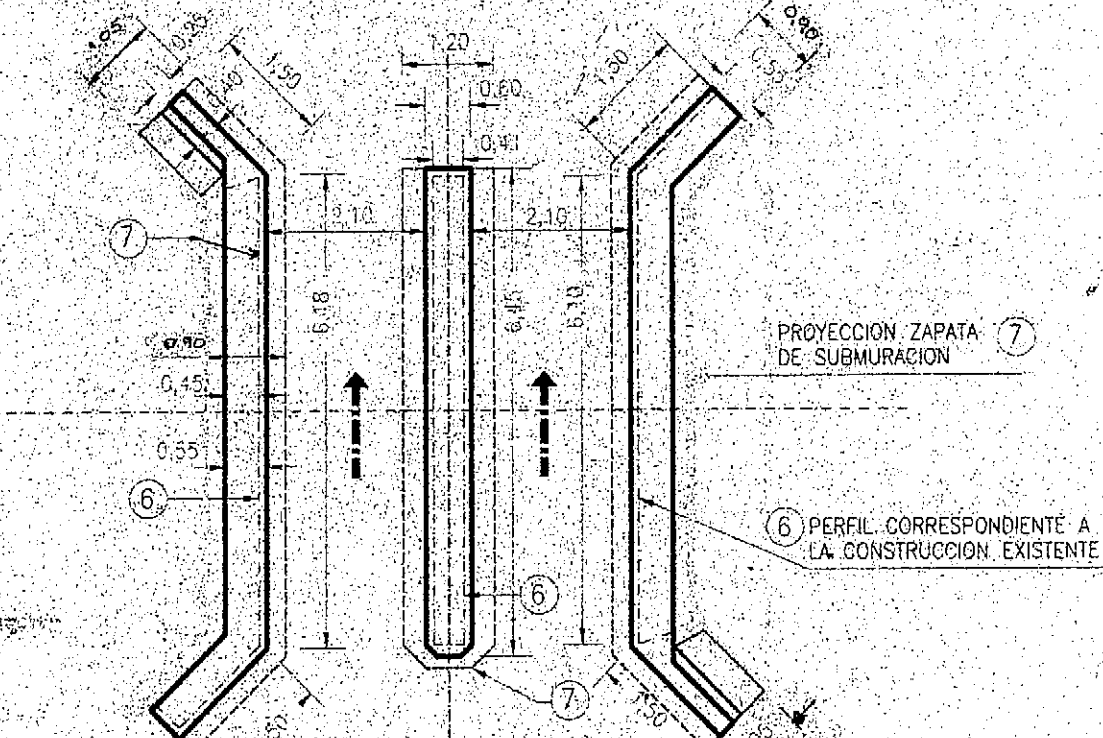
ESTRIBO M. I. - VISTA
(VISTA DESARROLLADA)



PERFIL TRANSVERSAL
ESCALA 1:25

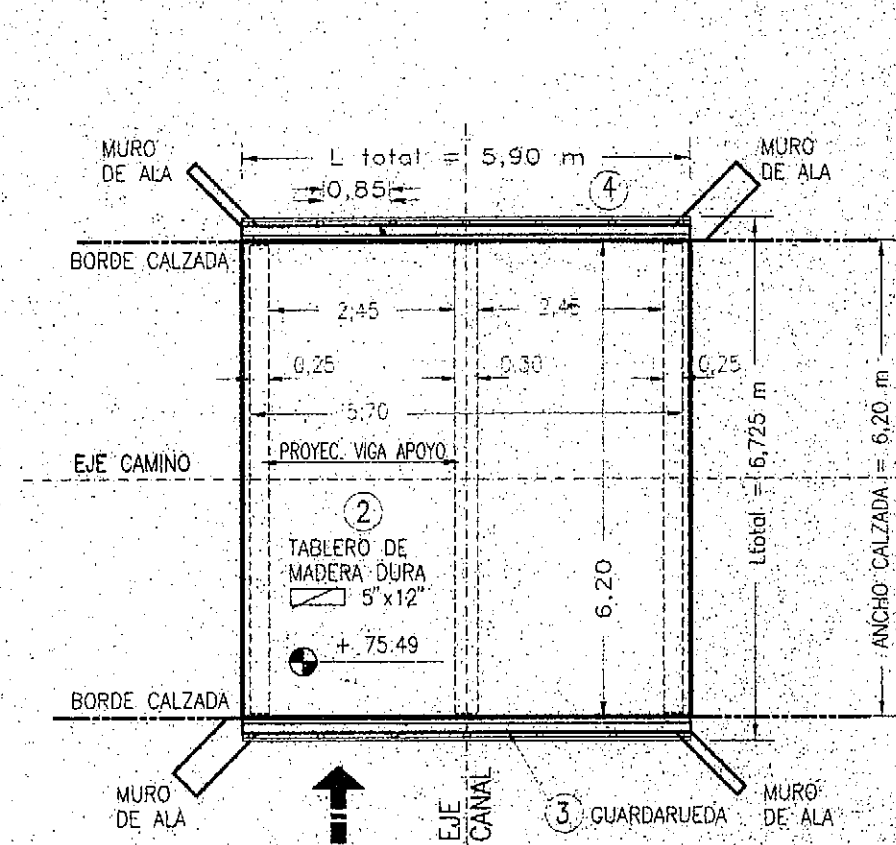


PLANTA A COTA +73,70
ESCALA 1:100

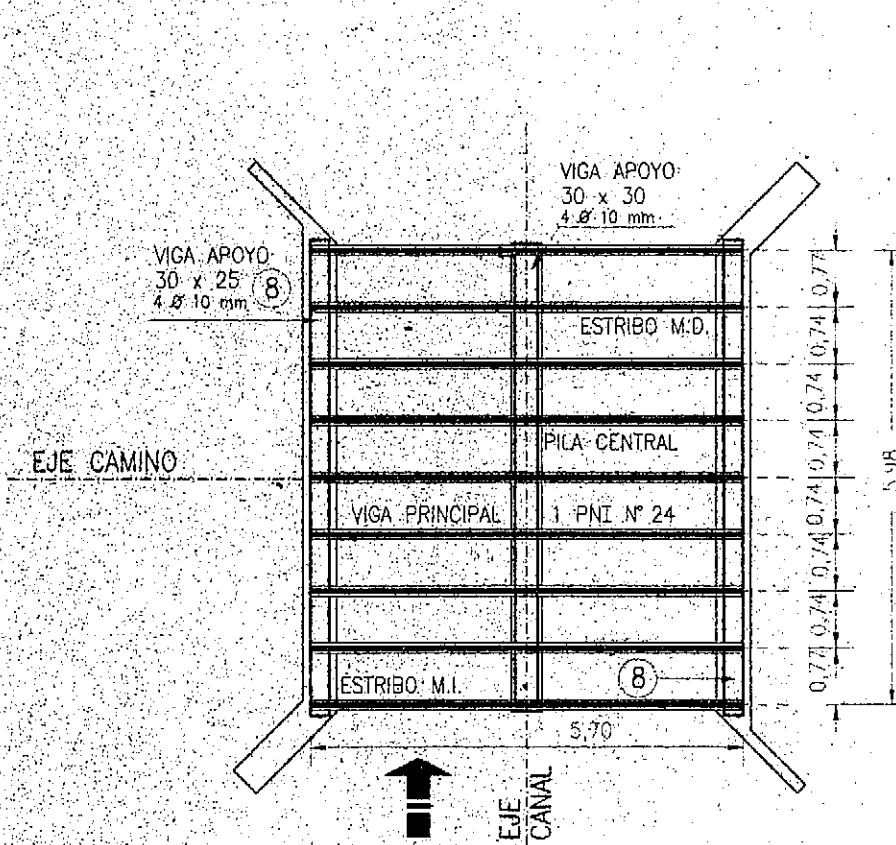


ESCALA 1:50

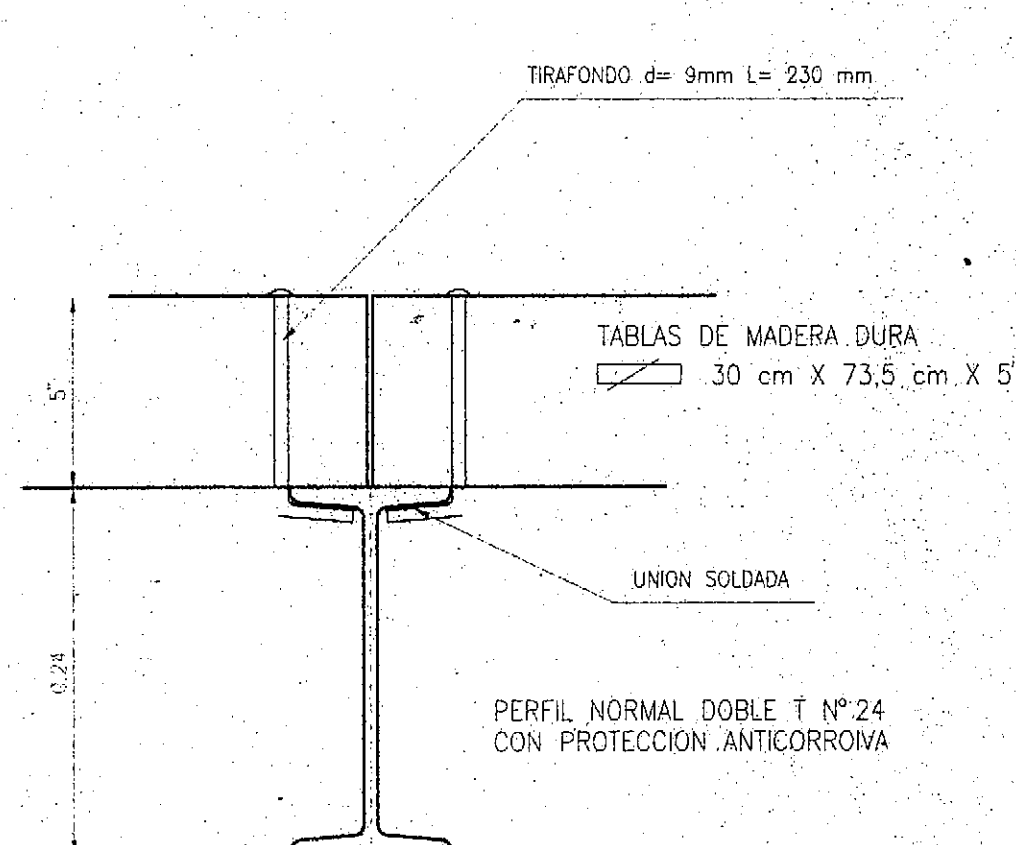
PLANTA TABLERO PUENTE
ESCALA 1:100



PLANTA VIGAS PUENTE
ESCALA 1:100

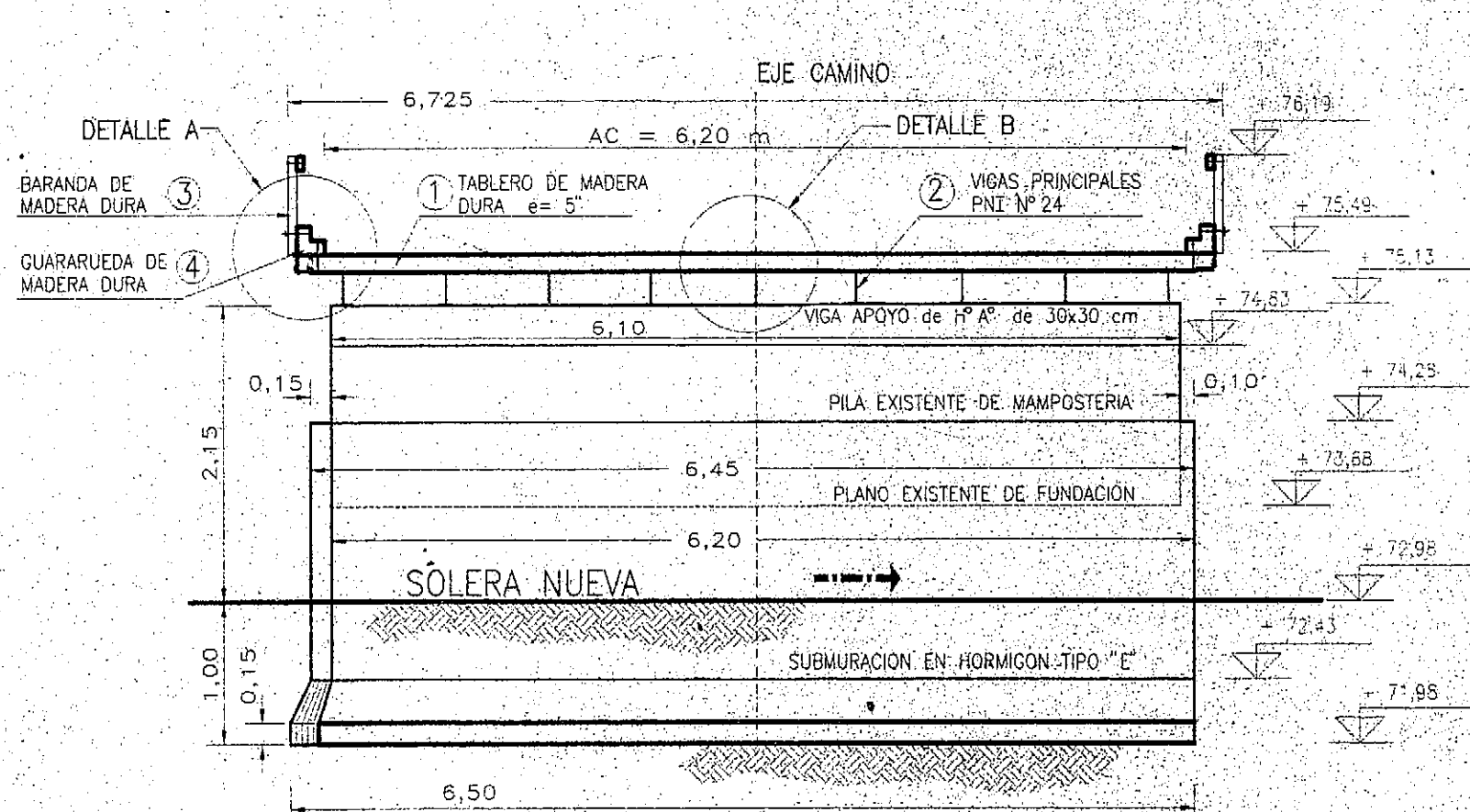


DETALLE B
ESCALA 1:5



PILA CENTRAL - VISTA

ESCALA 1:50



PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

POSICION	ESQUEMA	DIAMETRO (mm)	SEPARACION (mm)	LONGTUD (m)	NUMERO	LONG. TOTAL (m)	PESO TOTAL (KG)
1		12	4u	6.24	12	74.9	
2		4,2	15	1.10	82	90.2	
3		6	2u	6.07	6	36.5	
4		4,2	15	1.20	41	49.2	
5		6	20	1.90	68	129.2	
6		6	20	7.64	18	137.5	
7		6	20	1.70	62	105.4	
8		6	20	6.00	18	108.0	
9		12	20	var	24	87.9	
10		10	20	2.20	20	44.0	
11		6	15	2.00	16	32.0	
12		12	20	var	10	13.5	
13		12	20	1.00	16	16.0	
							338 KG

NOTA

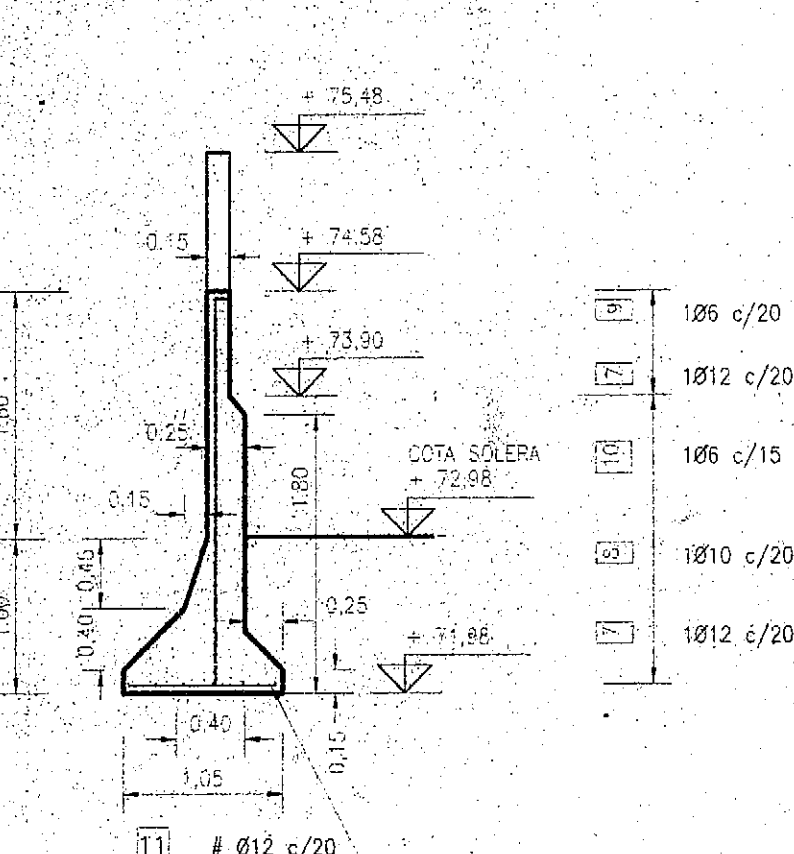
TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACION EN CONTRARIO

PROVINCIA DE SANTA FE MINISTERIO DE OBRAS, SERVICIOS PUBLICOS Y VIVIENDA DIRECCION PROVINCIAL DE OBRAS HIDRAULICAS			
DPTO. ESTUDIOS Y PROYECTO PREPARO: ING. J.D. CREMONA PARRA PROY. ESTRUCT. ING. J.D. CREMONA PARRA PROY. HIDRAUL. DPTO. EST. Y PROYECTOS JEFE DPTO. ING. C.G. FERREYRA COORD.GRAL. INGO. S. TOMEI DIRECTOR ING. R. FRATTI		CANAL SECUNDARIO Aº del SAUCE CUENCA ARROYO COLASTINE REPLAZO TABLERO Y SUBMURACION ALCANTARILLA SOBRE R.P. Nº 70-S, EN PROGR. Km 8,836	
FECHA		AGOSTO 1996	ESCALAS
PLANO N		VARIAS	

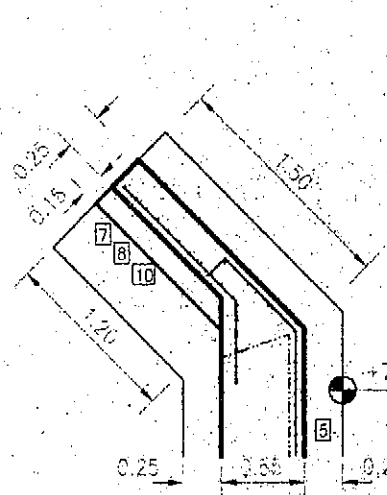
MURO DE ALA A RECONSTRUIR

ESCALA 1:50

PERFIL TRANSVERSAL



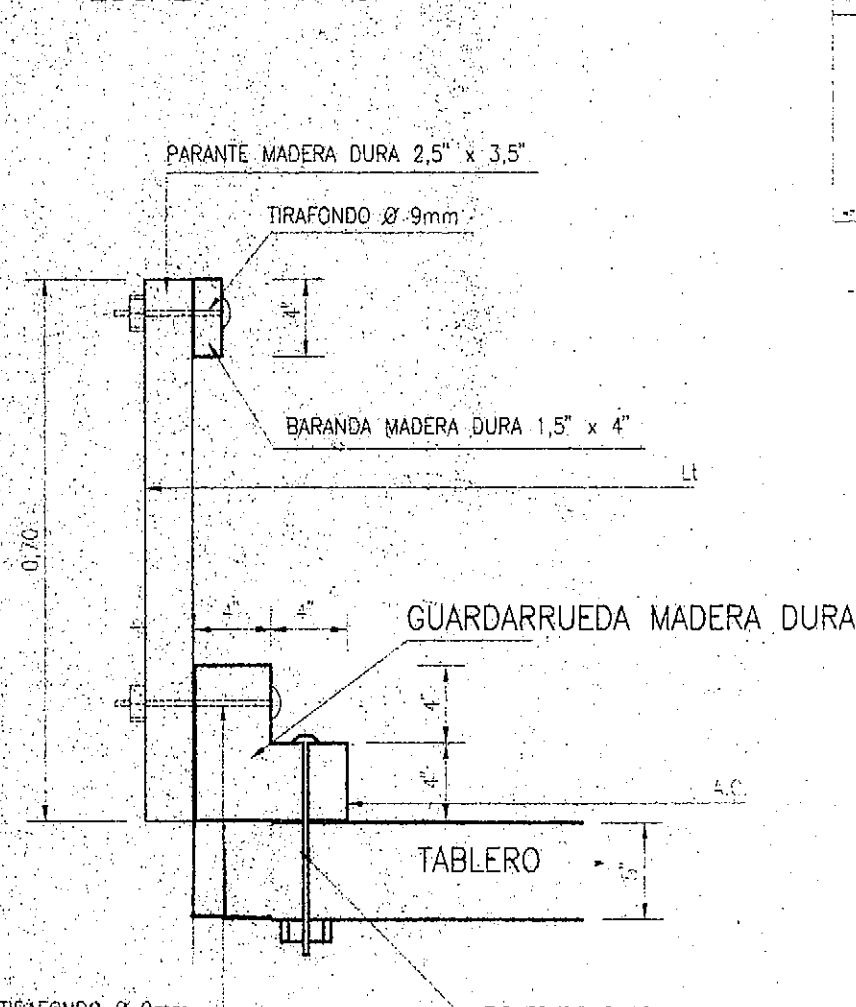
PLANTA A COTA +75,45



PLANTA A COTA +73,50

DETALLE A

ESCALA 1:10

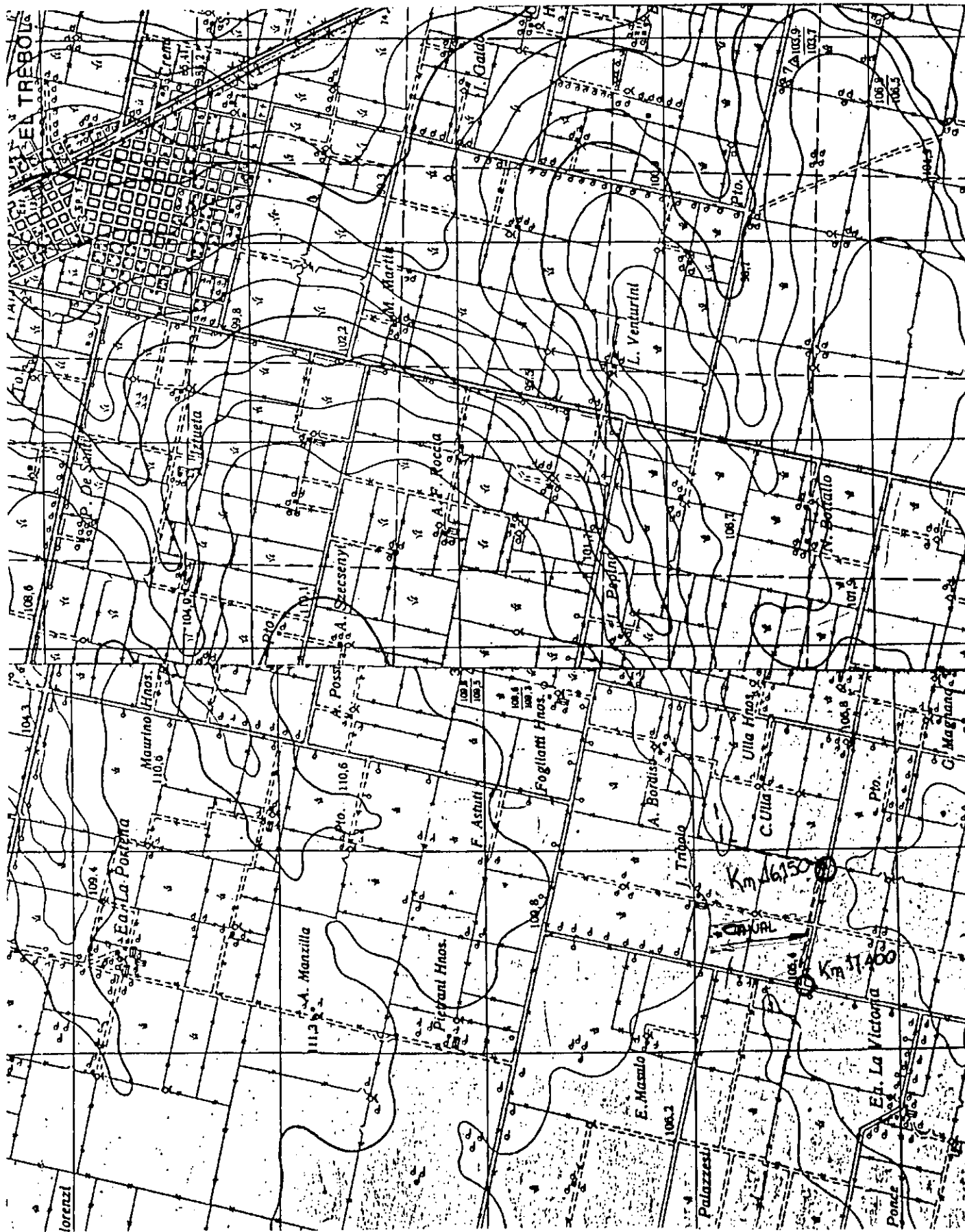


CANAL LAS BANDURRIAS

2º ETAPA

PROYECTO ALCANTARILLAS

Progresivas Km 16,150 y 17,400



OBRA: CANAL PRINCIPAL SAN EUGENIO - ALCANTARILLA PROGR. KM 2,418

INDICE

- 1. OBJETO**
- 2. ANTECEDENTES CONSULTADOS**
- 3. MEMORIA TECNICA.**
 - 3.1. Diseño geométrico**
 - 3.2. Diseño estructural**
 - 3.3. Memoria de cálculo**
 - 3.4. Dimensionamiento:**
- 4. PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS.**
- 5. DEMOLICION ESTRUCTURA EXISTENTE**
- 6. ESPECIFICACIONES TECNICAS.**
- 7. CÓMPUTOS.**
- 8. PLANO.**

OBRA: CANAL SECUNDARIO LAS BANDURRIAS - 2º ETAPA

PROYECTO EJECUTIVO ALCANTARILLAS DE CRUCE DE CAMINOS EN PROGRESIVAS 16.150 Y 17.400 KM.

1. OBJETO

Proyecto de dos alcantarillas de caños de HºAº del tipo comercial con Muros de ala de HºAº, para cruce de caminos comunales por parte del canal Las Bandurrias - 2º Etapa, en su tramo superior.

2. ANTECEDENTES CONSULTADOS

2.1. Bibliografía

Se analizó información planimétrica cedida por el Departamento. de Estudios y Proyectos inherentes al Canal Las Bandurrias 2º Tramo - Alternativa Definitiva. No existe información de la calidad y tipo del suelo de fundación; por lo que se tomó como antecedente a obras de arte ya construidas en la región.

De acuerdo al proyecto hidráulico ya confeccionado, se trata de una alcantarilla doble de 0,80m de diámetro, oblicua (a 45º) en la progr. 16.150 y otra recta, simple de 1,00m de diámetro, en la progr. 17.400.

2.2. Visita técnica

Se realizó una inspección "in situ" del lugar de emplazamiento de las obras, en forma conjunta con la Ing. G. Cruz, del Dpto. de E.y P. de la DPOH.

En la misma se procedió a realizar un relevamiento del sitio de emplazamiento de las alcantarillas.

En el reconocimiento de la ubicación de la alcantarilla de progr. 17.400, se observó que era más conveniente inclinar levemente el eje de la misma a los fines de facilitar las condiciones de escurrimiento de la descarga del Canal María Susana y la cuneta oeste del camino intercomunal. Por tal motivo, se realizó un perfil longitudinal al hipotético eje inclinado.

3. MEMORIA TECNICA

3.1. Diseño Geométrico de los Muros de Ala

En el diseño de los muros de ala de las alcantarillas, se tuvo en cuenta que los mismos cumplieran con su función principal de contener los laterales del camino, pero que además no perturbara, y dentro de lo posible ayudara, al escurrimiento de las aguas, en especial de aquellas que concurren al lugar por

OBRA: CANAL SECUNDARIO LAS BANDURRIAS - 2º ETAPA

conducciones distintas al Canal Las Bandurrias (cunetas y canales transversales existentes)

Dada la diferencia entre el ancho de solera del canal y el ancho frontal de las alcantarillas, se previó una transición entre ambos y/o una zona de acceso, según correspondiera

Del relevamiento realizado en la zona de la alcantarilla de progresiva 17.400, realizado por la D.P.O.H. se adoptó por recomendación del Comitente, en razón de una diferencia de medidas respecto de la información planimétrica dada anteriormente, un ángulo de desvío de la alcantarilla respecto del eje del canal, de 45°.

Los diámetros de ambas alcantarillas, son los indicados por la D.P.O.H., esto es dos conductos $d = 0,80\text{m}$ en la progr. 16150 y un conducto $d = 1,00\text{ m}$ en la restante.

3.2. Diseño estructural

Se plantea una estructura sencilla, afín a las normas de la D.P.V. para este tipo de estructura, formada por un tabique de H°A° fundado sobre una zapata corrida.

Para el cálculo de las cargas y ante la no existencia de datos geotécnicos, se adoptó previa observación del suelo de fundación en obras cercanas, como parámetros de cálculo conservativamente una cohesión de 2 t/m^2 , un ángulo de fricción interna de 15° y un peso específico de $1,90\text{ t/m}^3$.

El diseño resultante puede observarse en los planos correspondientes, proyectándose con un hormigón tipo H-17, de resistencia característica igual a 170 Kg./m^2 y acero tipo III. Deberá hacerse especial advertencia en las especificaciones técnicas sobre la observancia estricta de los parámetros sobre la calidad de agua de mezclado de las normas respectivas.

3.2.1. Memoria de cálculo

Atendiendo a lo expresado en 3.2., se plantean las siguientes hipótesis de cálculo:

1. - El 50% del empuje (E_s) resultante por efectos de la sobrecarga por tránsito ($Q = 2\text{ t/m}^2$), es compensado por el Empuje debido a la cohesión del suelo (E_c)
2. - La estructura no estará sujeta a carga hidrostática por inundación, en tanto que aquellas derivadas por humedecimiento del terraplén por lluvias abundantes, sus efectos serán absorbidos por los efectos de

OBRA: CANAL SECUNDARIO LAS BANDURRIAS - 2º ETAPA

empotramiento lateral de la estructura, que no son considerados en el cálculo del muro con suelos en estado natural que se ha realizado.

De acuerdo a lo expresado en la primer hipótesis, el Valor Mínimo de la Cohesión será:

$$E_c = -2c \times H$$

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

$$E_s = 0,5 \times Q(50\%) \times H \times K_a$$

$$c_{min} = 0,25 \times Q(50\%) \times K_a$$

$$c_{min} = 0,15 \text{ t/m}^2$$

Se procedió a un estudio de sensibilidad respecto de la variación del valor de c_{min} para distintos valores del Angulo de Fricción Interna adoptado ϕ , obteniéndose:

ϕ	c_{min}	unidad
5°	0,21	t / m ²
10°	0,18	t / m ²
20°	0,13	t / m ²
25°	0,10	t / m ²

Los valores de c_{min} que figuran en la planilla, son todos menores al adoptado como valor probable del suelo del terraplén, estando por lo tanto del lado de la seguridad.

La carga máxima actuante, suponiendo un diagrama triangular de distribución de tensiones para el empuje activo del suelo (Teoría de Rankine) y rectangular para la sobrecarga $Q_s(50\%)$, será:

$$q_{max} = Ph + Pq = \gamma \times h \times \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} + Q(50\%) \times \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

$$q_{max} = 2,46 \text{ t/m} + 0,59 \text{ t/m}$$

$$q_{max} = 3,05 \text{ t/m}$$

Como esquema estructural, se supone que el tabique está empotrado en su fundación y libre en el otro extremo (situación que asegura el desplazamiento del

OBRA: CANAL SECUNDARIO LAS BANDURRIAS - 2º ETAPA

extremo superior y cumplir así con las hipótesis de la teoría de Rankine), por lo que el Momento actuante (M_L) será :

$$M_L = M_s + M_q$$

$$M_L = 2,46 \text{ t/m} \times (2,20 \text{ m})^2 / 6 + 0,59 \text{ t/m} \times (2,20 \text{ m})^2 / 2 = \underline{342 \text{ tcm/m}}$$

3.2.2. Calculo estructural

Con los valores para la tensiones de trabajo ya mencionadas, y considerando que la sección estará doblemente armada, con una armadura de compresión predeterminada de 1Ø6 c/20 cm (1,41 cm²), que funcionará como "armadura de piel" a los fines de controlar y disminuir las fisuraciones del hormigón, la armadura de tracción mínima será, para recubrimientos de 2cm de espesor:

$$\Delta M = A' \times h' \times \sigma' = 37 \text{ tcm} \quad (\sigma' = 2,4 \text{ t/cm}^2)$$

$$M_t = M_L - \Delta M = 305 \text{ tcm}$$

para este momento se obtiene para un ancho unitario de tabique, el valor de:

$$k_h = 7,44$$

que se corresponde a deformaciones $\epsilon_e = 5\%$ y $\epsilon_t = 2,75\%$, y a los coeficientes $k_x = 0,35$ y $k_z = 0,86$ (DIM 1045).

Para el ancho adoptado de $b = 15 \text{ cm}$, la altura útil de la sección es $h = 13 \text{ cm}$, y la sección mínima de armadura de tracción necesaria será:

$$A_{\text{nec}} = M_t / (k_z \times h \times \sigma_e) = 11,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sección que es cubierta por la armadura de tracción diseñada de 1Ø10 c/6 cm (12,56 cm²/m) con la adición de una armadura de compresión de 1Ø6 c/20 cm

Esta armadura de tracción se disminuirá en el tercio superior del tabique, teniendo en cuenta el diagrama triangular de cargas, a un tercio (1Ø10 c/18 cm), en tanto que en el tercio medio se mantendrá los 2/3 de la armadura calculada, esto es (2Ø10 c/18 cm).

4. PLANILLAS DE DOBLADOS DE HIERROS

Se adjuntan 4 (cuatro) planillas correspondientes a cada uno de los muros de ala.

OBRA: CANAL SECUNDARIO LAS BANDURRIAS - 2º ETAPA

5. ESPECIFICACIONES TECNICAS

Al ser una obra de las denominadas "Obra Tipo" serán de aplicación las normas y especificaciones técnicas de los pliegos tipos de la DIRECCION PROVINCIAL DE OBRAS HIDRAULICAS.

6. COMPUTOS

Las siguientes planillas resumen los cómputos resultantes.

6.1 Alcantarilla de progresiva 16150

ITEM	DESIGNACION	DIMENSIONES	UNIDAD	CANTIDAD
1	Excavación para colocación caños	9.50x2.80x1.60	m3	43,00
2	Excavación muros		m3	7,50
	Aguas Arriba	2.65x0.5x(2.35+0.65)/2 3.85x0.50x0.25 1.65x0.50x(2.35+0.45)/2		
	Aguas Abajo	2.80x0.50x(2.35+0.65)/2 3.85x0.50x0.25 2.10x0.50x(2.35+0.45)/2		
3	Caño HºAº t/ comercial d= 0,80m	2x10	u	20
4	Hormigón tipo H-17		m3	6,70
	Aguas Arriba	(3.2+3.85+2.5)x0.5x0.25 2.65x0.15x(2.18+0.6)/2 3.85x0.15x2.18-D 1.65x0.15x(2.18+0.4)/2		
	Aguas Abajo	(3.2+3.85+2.8)x0.5x0.25 2.60x0.15x(2.20+0.6)/2 3.85x0.15x2.2-D 2.1x0.15x(2.2+0.4)/2		
5	Armadura de acero colocada, tipo III		Kg.	516,0
6	Relleno compactado	tapada= 30 m3 tabiques = 5 m3	m3	35,00

NOTA:

(1) Para el cálculo se han considerado los siguientes pesos unitarios:

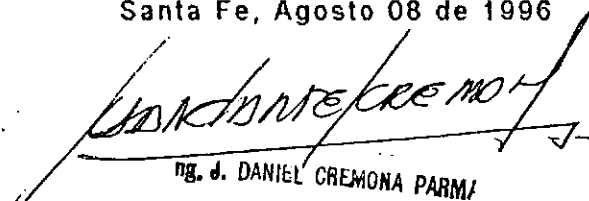
$\Phi 6\text{mm} = 0,22 \text{ kg/m}$
 $\Phi 8\text{mm} = 0,40 \text{ kg/m}$
 $\Phi 10\text{mm} = 0,62 \text{ kg/m}$
 $\Phi 12\text{mm} = 0,89 \text{ kg/m}$
 $\Phi 16\text{mm} = 1,58 \text{ kg/m}$

OBRA: CANAL SECUNDARIO LAS BANDURRIAS - 2º ETAPA

6.2 Alcantarilla de progresiva 17.400

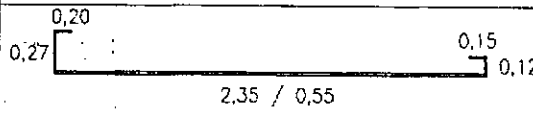
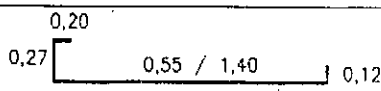
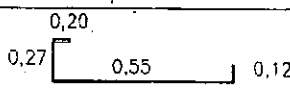
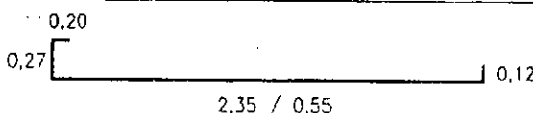
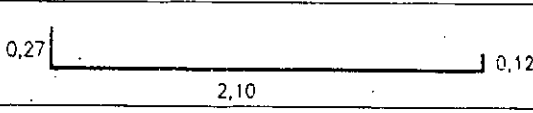

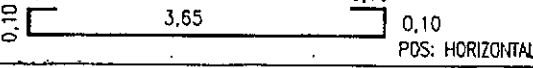
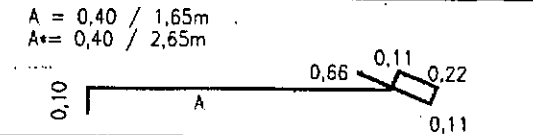
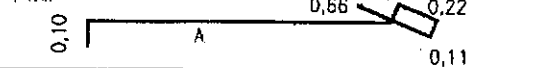
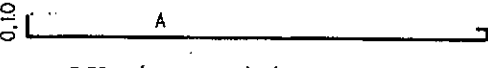
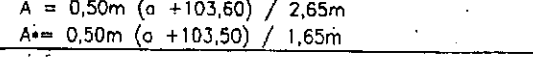
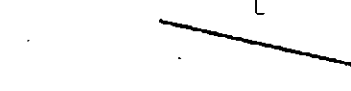
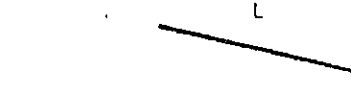
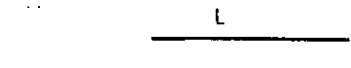
ITEM	DESIGNACION	DIMENSIONES	UNIDAD	CANTIDAD
1	Excavación para colocación caños	1.80x0.74x9.60	m3	13.0
2	Excavación muros		m3	7.5
	Aguas Arriba	4.25x0.50x(1.23/2+0.45) 2.0x0.50x(0.45x2+0.73)		
	Aguas Abajo	2.0x0.5x(0.45+0.86) 2.15x0.5x1.25 2.00x0.50x0.45		
3	Caño HºAº t/ comercial d= 1.00m		u	11
4	Hormigón tipo H-17		m3	6.2
	Aguas Arriba	(4.25+2.0+2.0)x0.5x0.25 (1.98+1.83)/2x4.25x0.15 1.98x2.0x0.15-D (1.98+1.83)/2x2.0x0.15		
	Aguas Abajo	(2.0+3.4+2.0)x0.5x0.25 (1.96+1.75)/2x2.15x0.15 3.4x1.96x0.15-D (1.96+1.75)/2x2.00x0.15		
5	Armadura de acero colocada, tipo III		Kg.	584.0
6	Relleno compactado (TAPADA y MUROS))	A. Arriba= 5.00 A. Abajo= 3.00 Tapada=41.0	m3	49.0
7	Relleno compactado (CALZADA)		m3	64.0

Santa Fe, Agosto 08 de 1996


Ing. J. DANIEL CREMONA PARMA

OBRA: CANAL LAS BANDURRIAS - 2 ETAPA

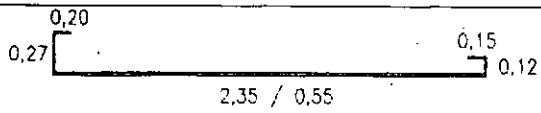
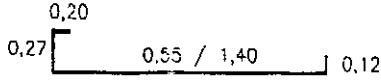
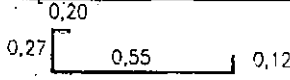
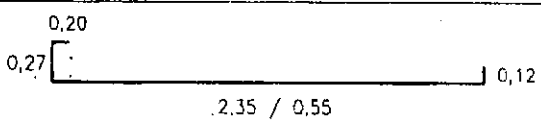
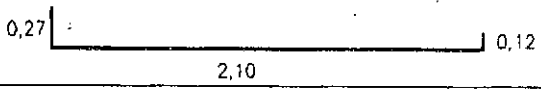
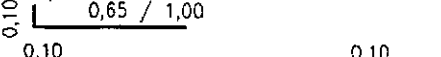
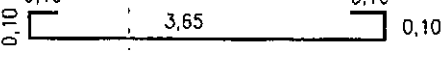
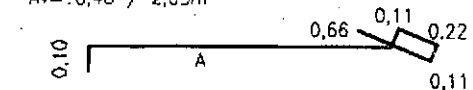
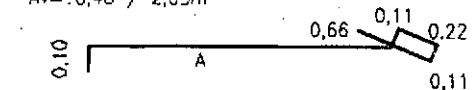

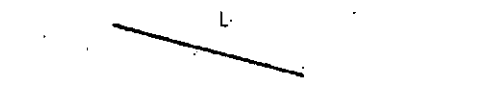
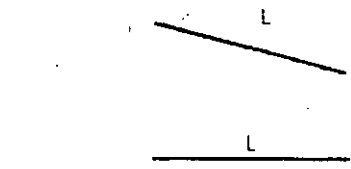
PLANILLA DE DOBLADO HIERROS - ALCANTARILLA PROGR. 16150
MURO DE ALAS DE AGUAS ARRIBA

POSICION	ESQUEMA	DIAMETRO	SEPARACION	LONGITUD	NUMERO	CANTIDAD (m)	PESO (Kg)
1		10	18	v	23	50,4	31.2
2		10	18	v	23	36,1	22.4
3		10	18	1,14	25	28,5	17.7
4		6	20	v	23	46,9	10.3
5		12	7u	2.49	21	52,3	46.5
6.v		10	15	v	14	13,0	8.1
6.h		6	15	4,05	10	40,5	8.9
7		6	20	v	1.1	24,5	5.4
7*		6	20	v	11	30,0	6.6
8		8	15	v	14	23,4	9.4
8*		8	15	v	14	18,2	7.3
9		12	5u	3,10 3,65 2,45	5 5 5	46.0	40.9
10		12	2u	3,10 3,65 2,45	2 2 2		
10*			2u	2,65 3,65 1,65	2 2 2	34,3	30.6

Peso Total = 246 Kg

OBRA: CANAL LAS BANDURRIAS - 2 ETAPA

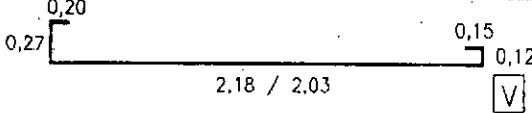

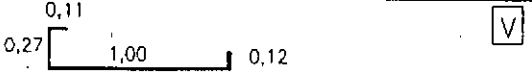
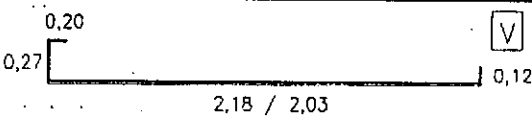
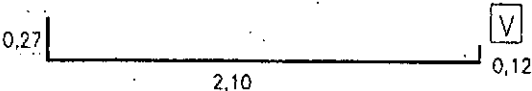

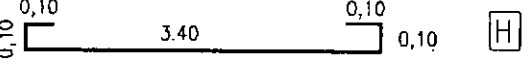
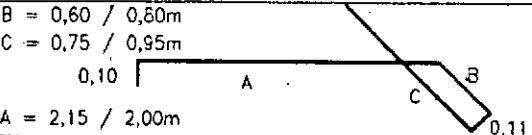
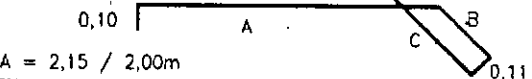



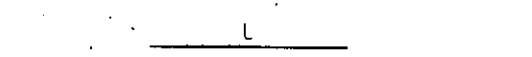
PLANILLA DE DOBLADO HIERROS - ALCANTARILLA PROGR. 16150
MURO DE ALAS DE AGUAS ABAJO

POSICION	ESQUEMA	DIAMETRO	SEPARACION	LONGITUD	NUMERO	CANTIDAD	PESO TOTAL
1		10	18	v	25	54,8	34.0
2		10	18	v.	25	39,3	24.4
3		10	18	1,12	27	30,8	19.1
4		6	20	v	25	51,0	11.2
5		12	7u	2.49	21	52,3	46.5
6		10	15	v	14	13,0	8.1
6*		6	15	4,05	10	40,5	8.9
7	<p>A = 0,40 / 2,10m A* = 0,40 / 2,65m</p> 	6	20	v	11	29,7	6.5
7*		6	20	v	11	27,0	5.9
8		8	15	v	14	24,5	9.8
8*	<p>A = 0,50m (a + 103,60) / 2,60m A* = 0,50m (a + 103,50) / 2,15m</p>	8	15	v	14	21,4	8.6
9		12	5u	3,05 3,65 2,75	5 5 5	46,0	40.9
10		12	2u 2u	3,05 3,65 2,75 2,60 3,65 2,15	2 2 2 2 2 2	34,3	30.5

Peso Total = 255 Kg

OBRA: CANAL LAS BANDURRIAS - 2 ETAPA

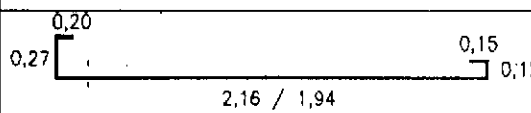
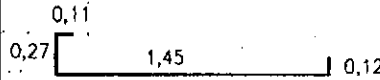
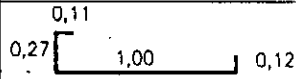
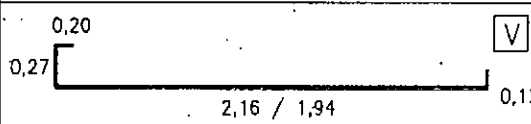
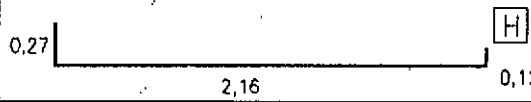

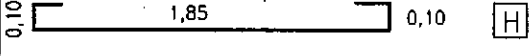
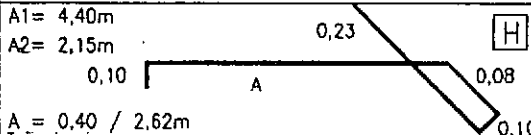
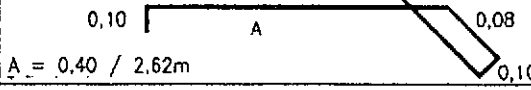
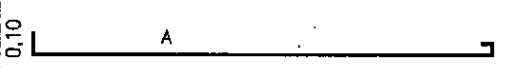


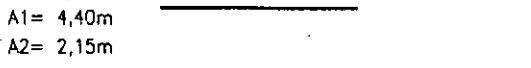
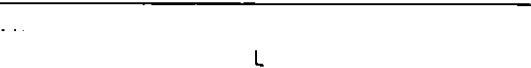

PLANILLA DE DOBLADO HIERROS - ALCANTARILLA PROGR.17400
MURO DE ALAS DE AGUAS ARRIBA

POSICION	ESQUEMA	DIAMETRO	SEPARACION	LONGITUD	NUMERO	CANTIDAD	PESO
1		10	18	v	28	79.8	49.5
2		10	18	1.95	25	48.8	30.3
3		10	18	1.50	25	37.5	23.3
4		6	20	v	13	30.8	6.8
5		12	7u	2.49	14	34.9	31.1
6		10	15	v	12	9.9	6.2
6*		6	15	3.80	5	19.0	4.2
7		6	20	3.71	10	37.1	8.2
7*		6	20	3.96	10	39.6	8.7
8		8	15	2.55	15	38.3	15.3
8*		8	15	2.40	15	36.0	14.4
9		12	5u	2.15 3.65 2.30	5 5 5	40.5	36.1
10		12	4u	2.15 3.65 2.30	4 4 4	32.4	28.8

Peso Total = 263 Kg

OBRA: CANAL LAS BANDURRIAS - 2 ETAPA

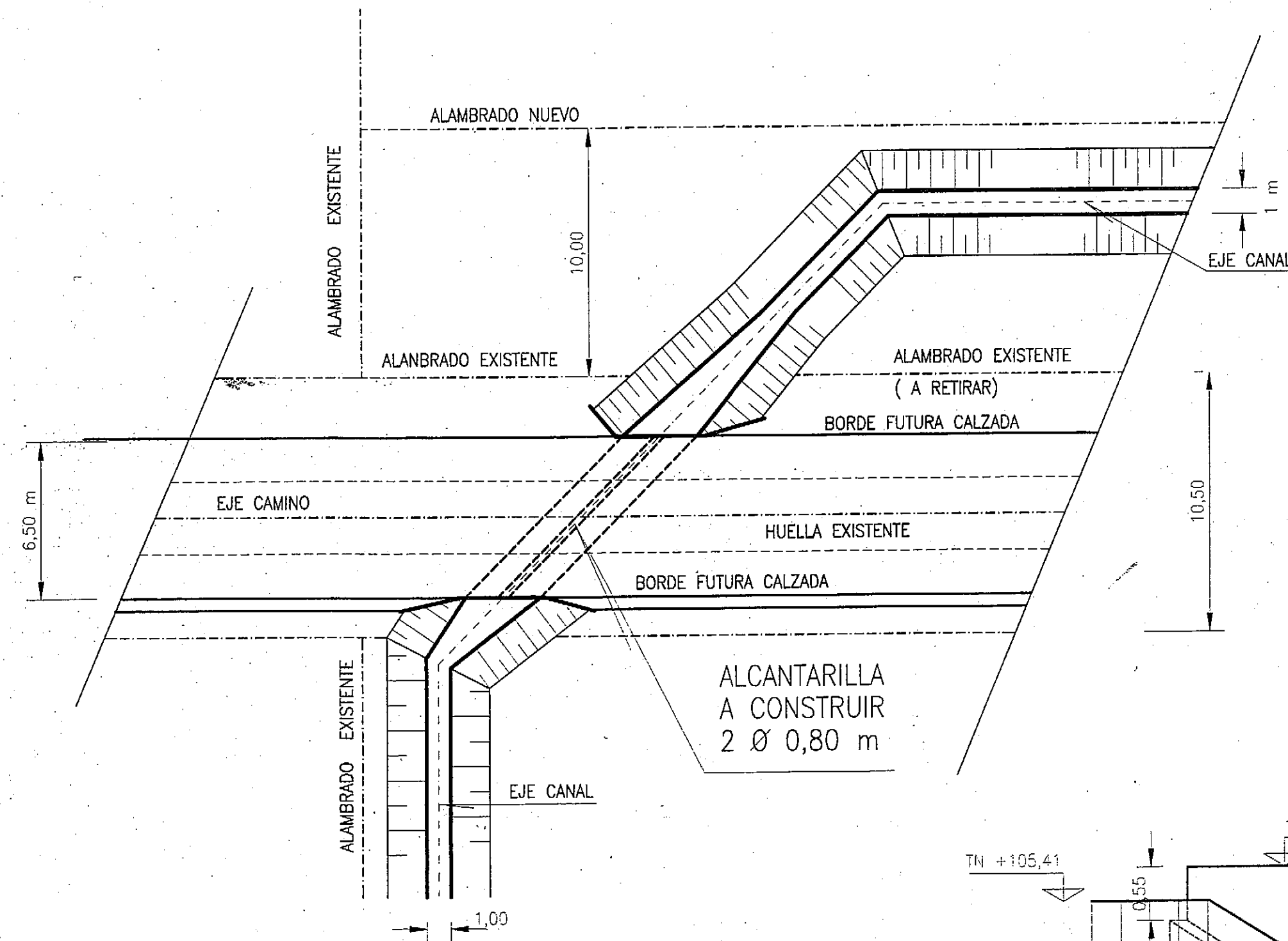
PLANILLA DE DOBLADO HIERROS - ALCANTARILLA PROGR.17400
MURO DE ALAS DE AGUAS ABAJO

POSICION	ESQUEMA	DIAMETRO	SEPARACION	LONGITUD	NUMERO	CANTIDAD	PESO
1		10	18	v	36	100,5	62.3
2		10	18	1.95	34	66,3	41.1
3		10	18	1.50	34	51,0	31.6
4		6	20	v	33	87,2	19.2
5		12	7u	2,55	14	35,7	31.8
6		10	15	v	12	9,9	6.1
6*		6	15	2.25	6	13,5	3.0
7		6	20	4,91	10	49,1	10.8
7*				2,66	10	26,6	5.9
8		8	15	4,65	14	65,1	26.1
8*		8	15	2,40	14	33,6	13.4
9		12	5u	4,40	5		
				2,15	10	43,5	38.7
10		12	4u	4,40	4		
				2,15	8	34,8	31.0

Peso Total = 321 Kg

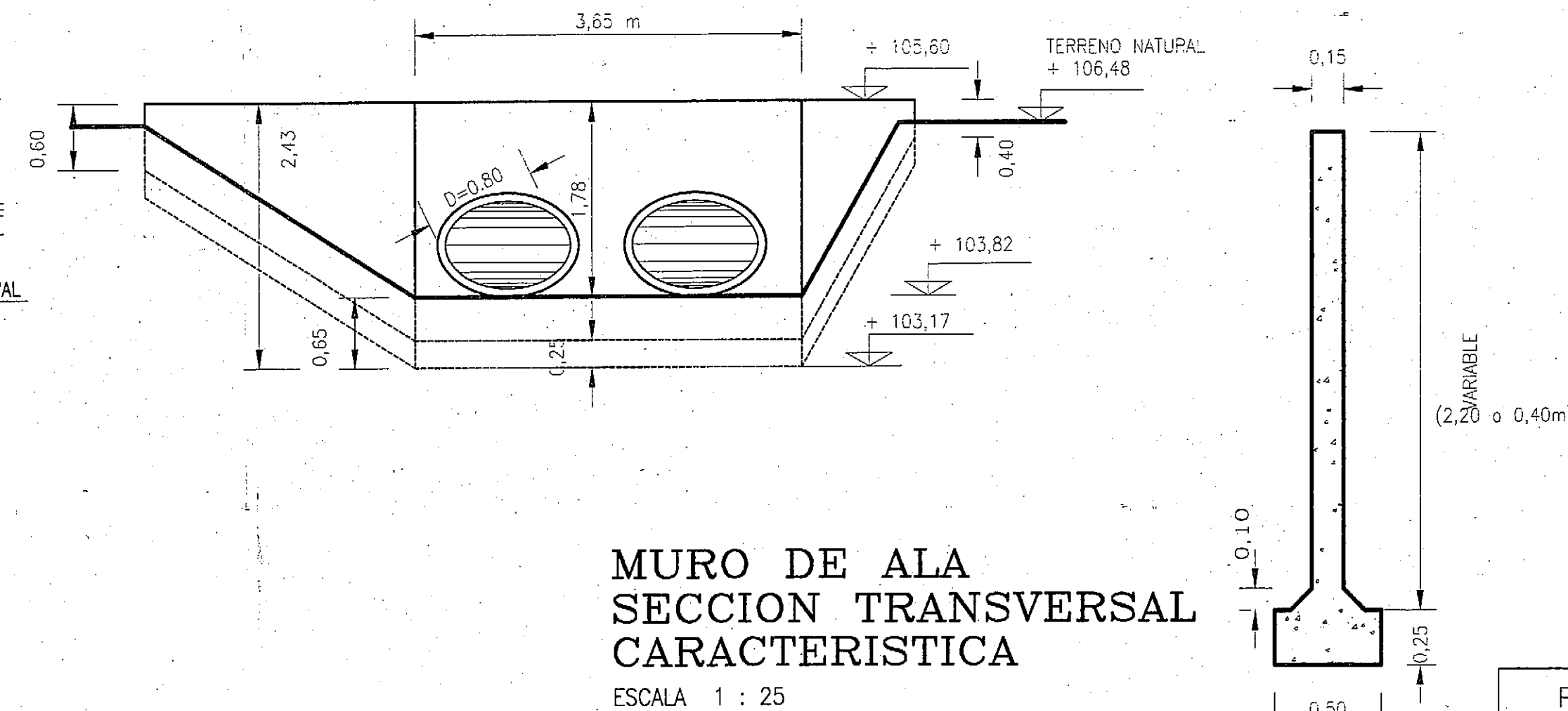
PLANTA GENERAL

ESCALA 1 : 200



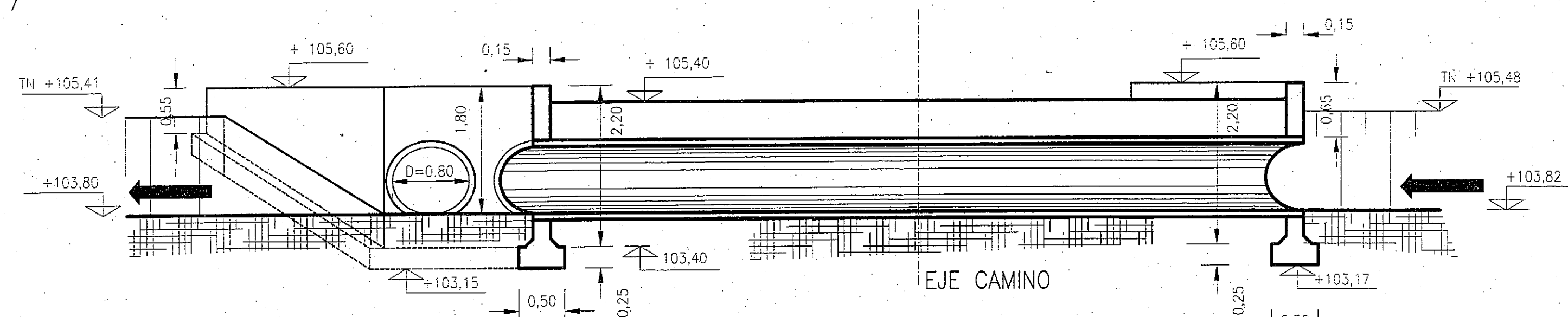
VISTA AGUAS ARRIBA

ESCALA 1 : 50



MURO DE ALA SECCION TRANSVERSAL CARACTERISTICA

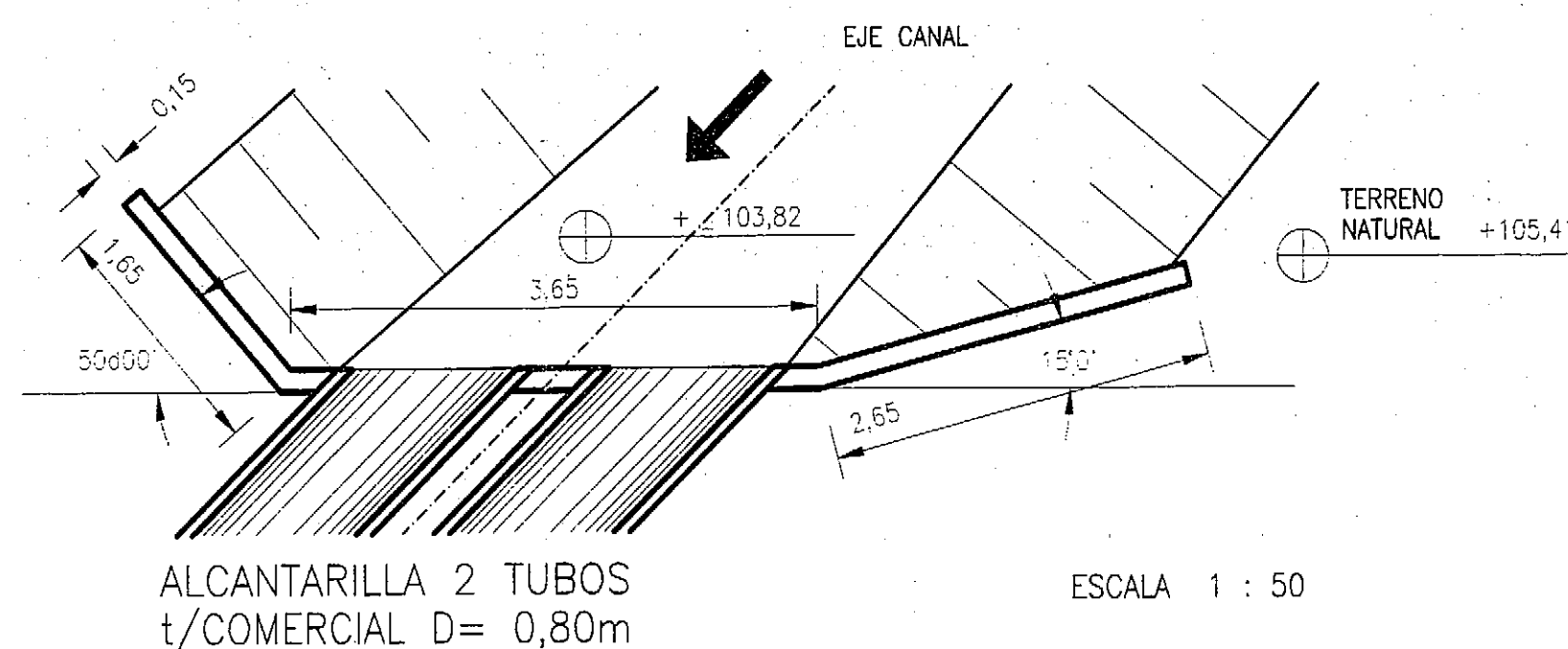
ESCALA 1 : 25



CORTE LONGITUDINAL POR EJE TUBO

MURO DE ALAS - PLANTA AGUAS ARRIBA

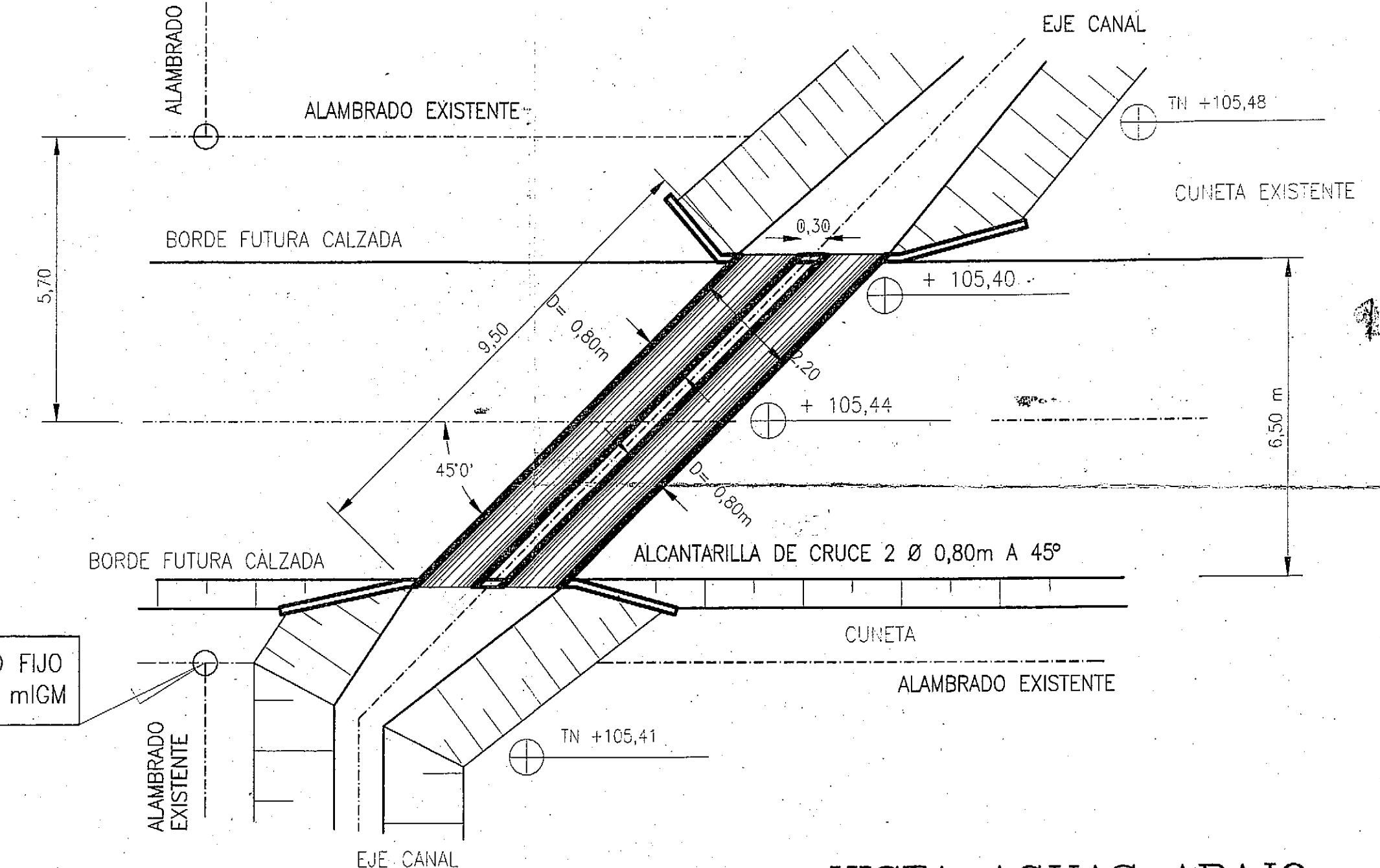
ESCALA 1 : 50



ALCANTARILLA 2 TUBOS t/COMERCIAL D= 0,80m

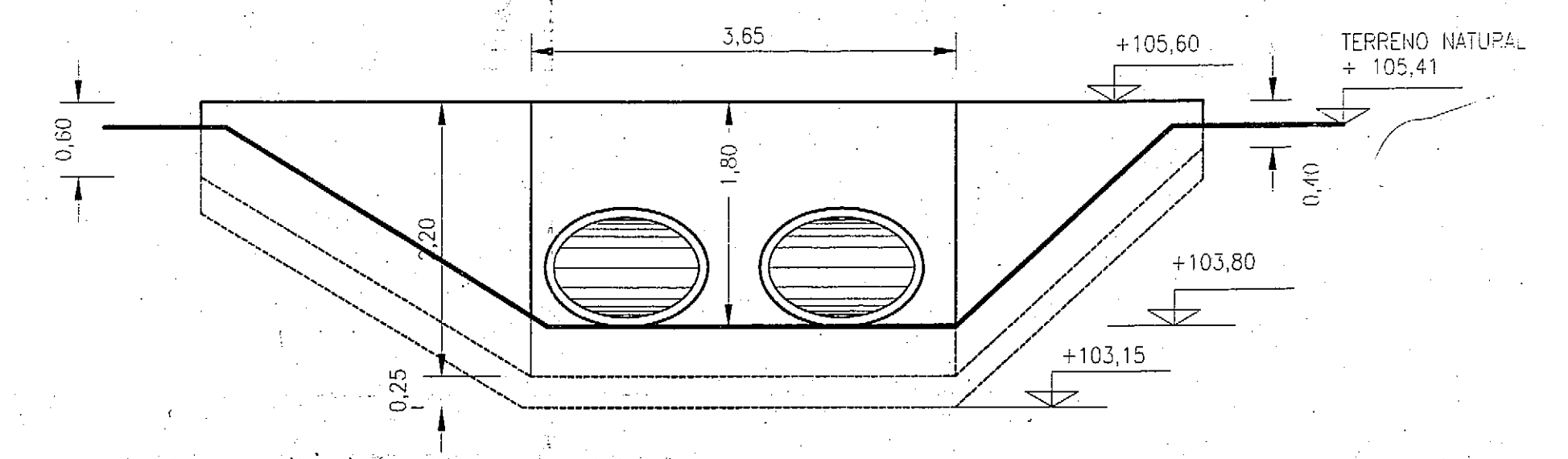
PLANTA ALCANTARILLA

ESCALA 1 : 100



VISTA AGUAS ABAJO

ESCALA 1 : 50

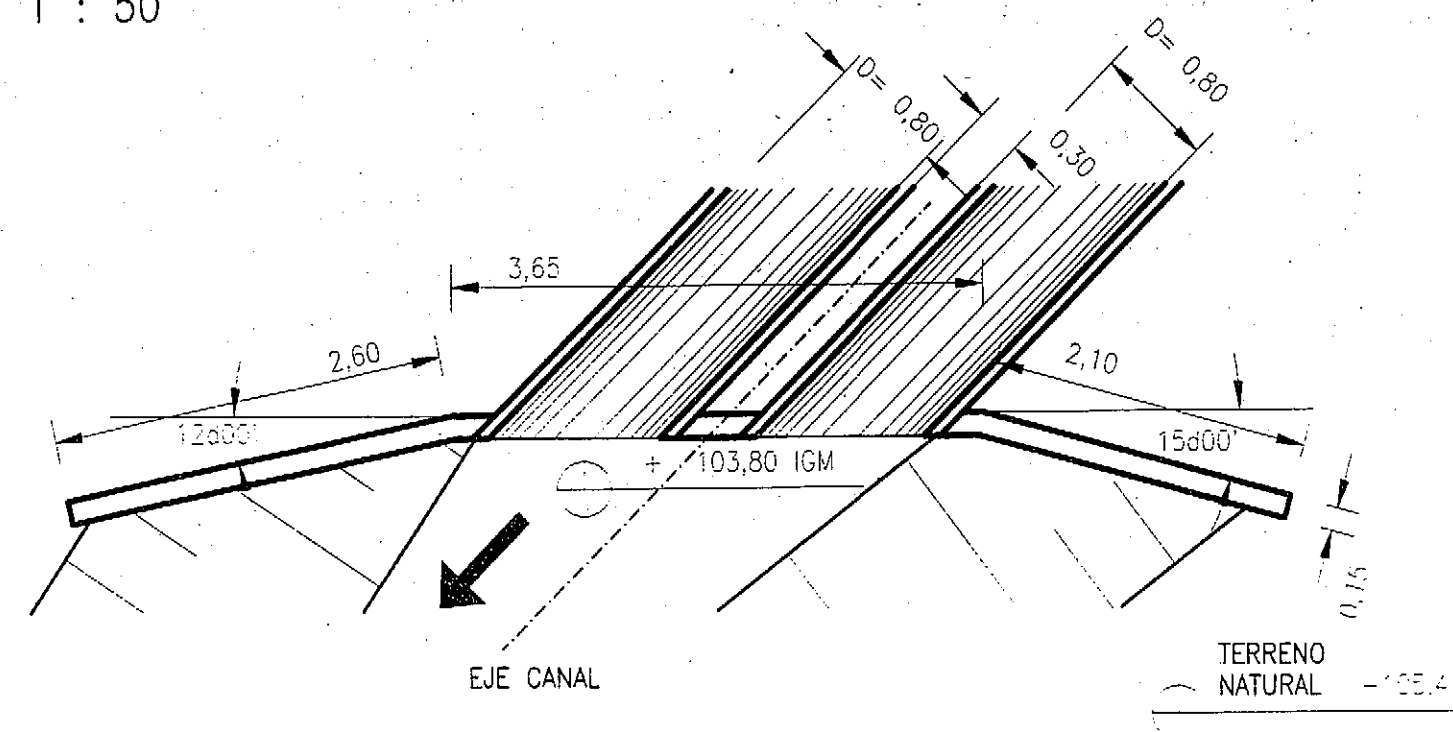


MATERIALES:

- HORMIGON TIPO "B" DOSAJE 1:2:3 CON RESIST. CARACTERISTICA IGUAL o MAYOR A 170 Kg/cm²;
- ACERO DE RESISTENCIA CARACTERISTICA 2.400 kg/cm²;
- AGUA CON CONTENIDOS MAXIMO DE SALES S/ CIRSOC
- CAÑOS DE HORMIGON ARMADO T/COMERCIAL

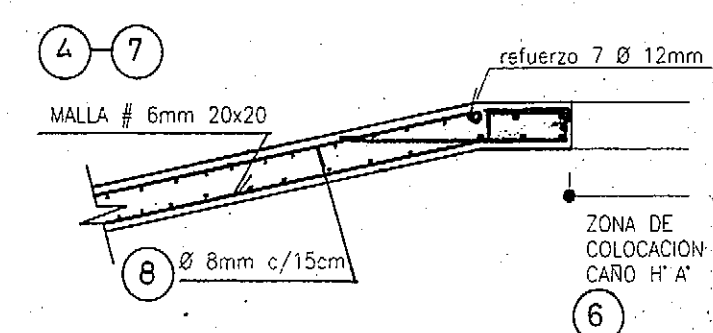
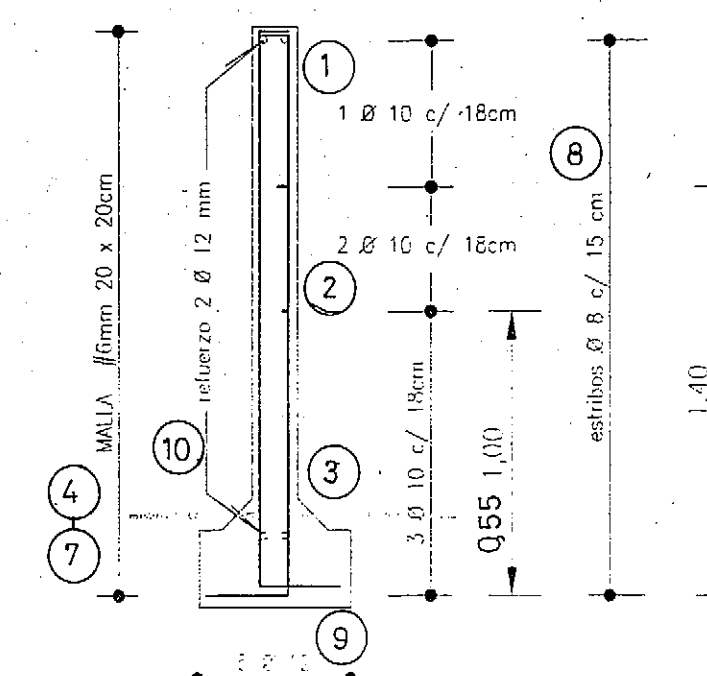
MURO DE ALAS - PLANTA AGUAS ABAJO

ESCALA 1 : 50

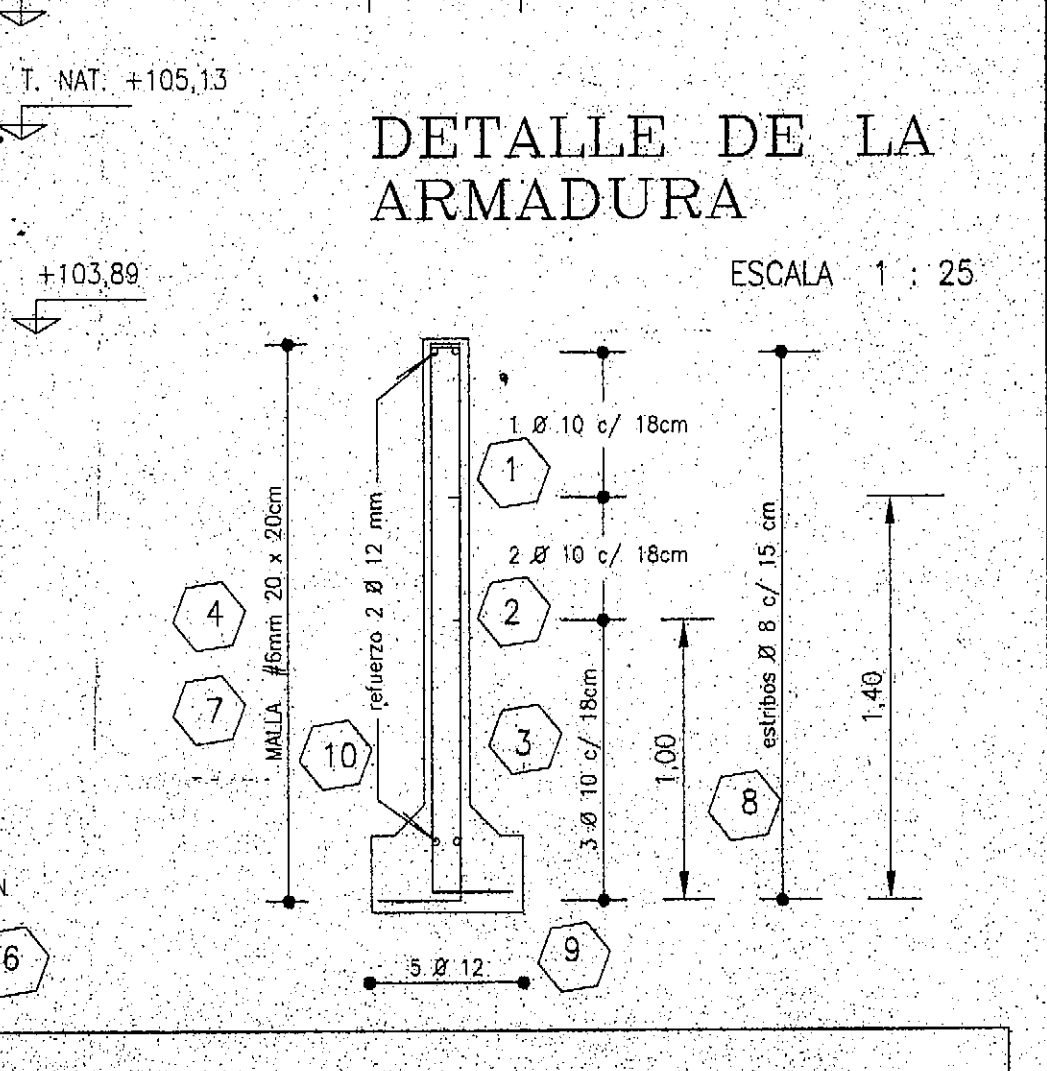
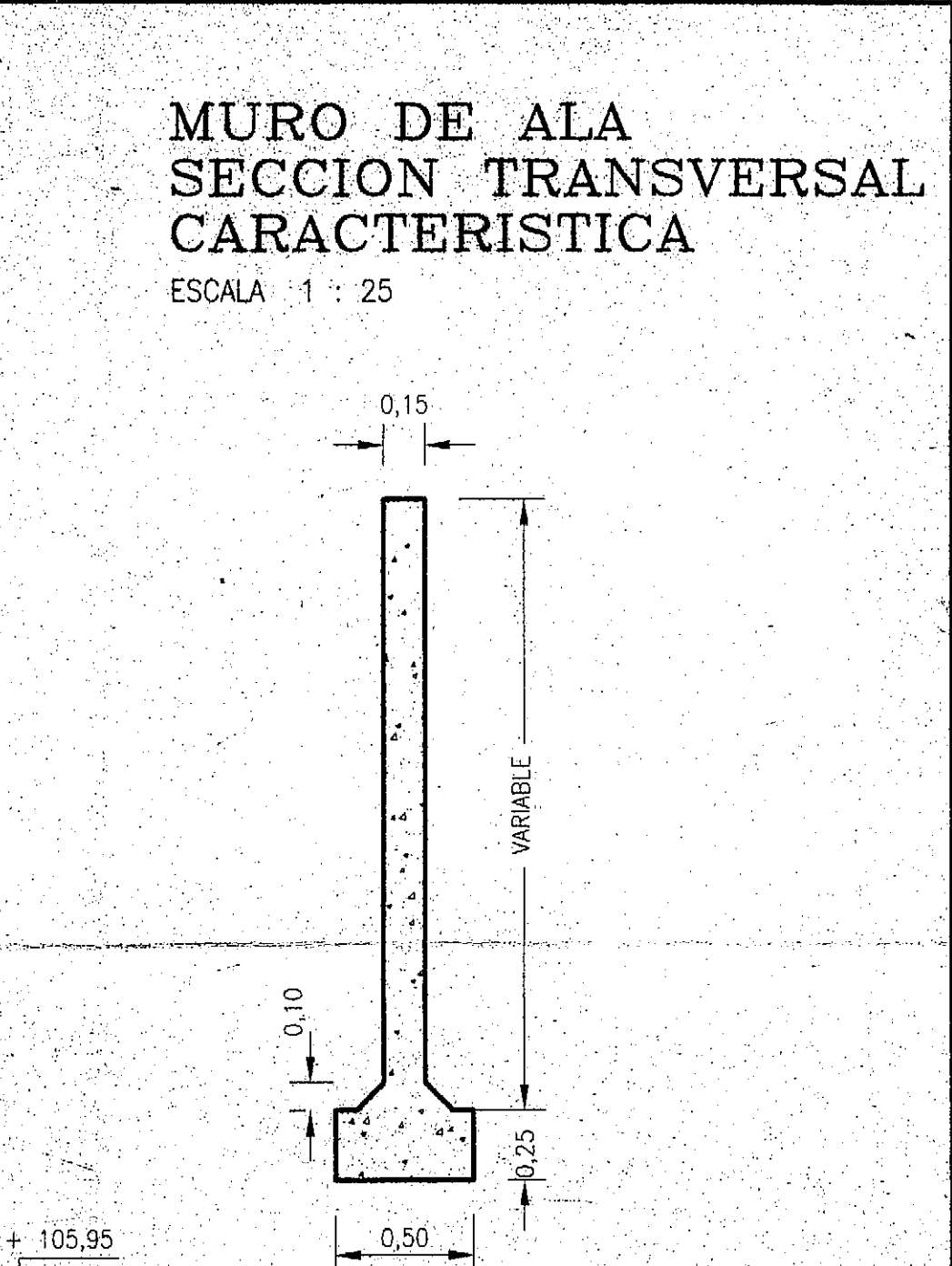
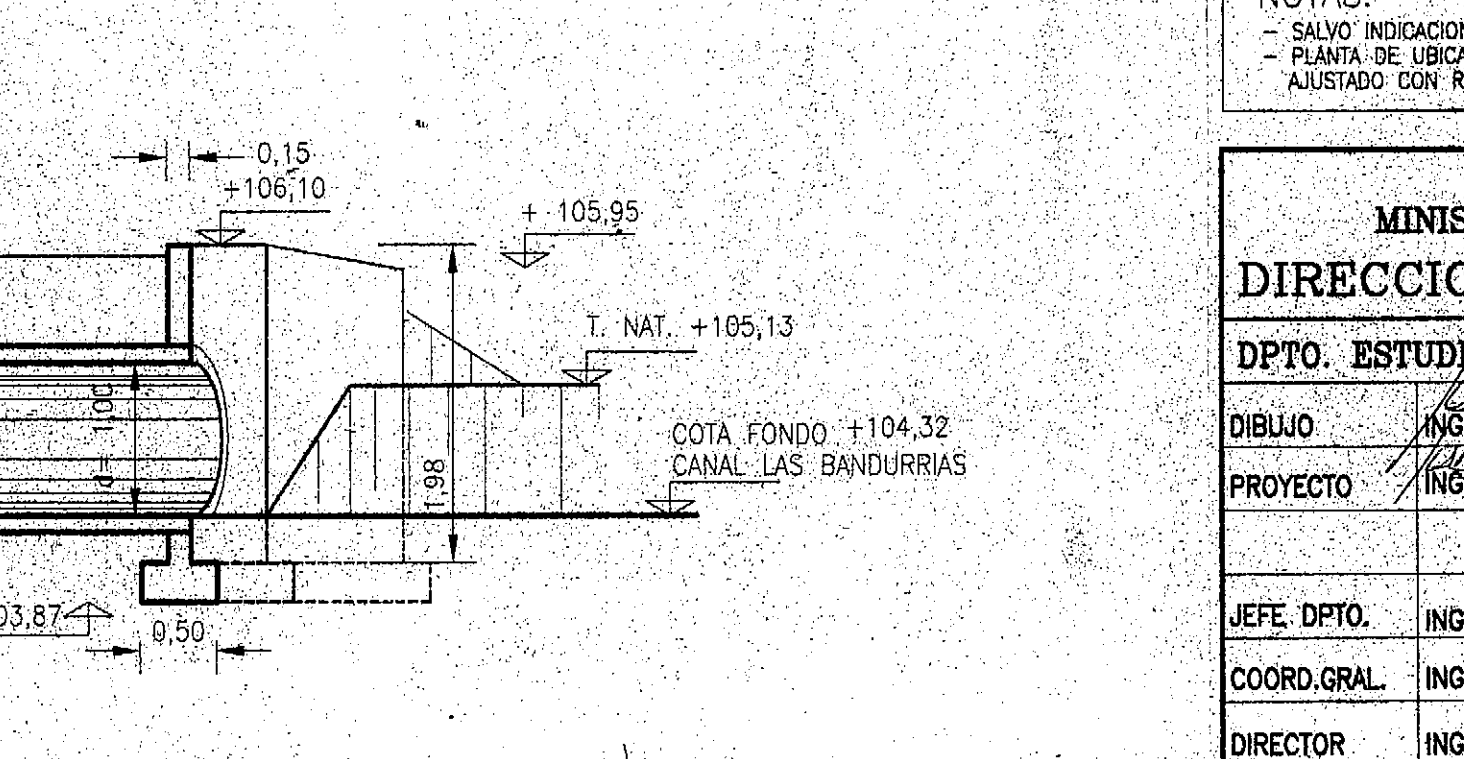
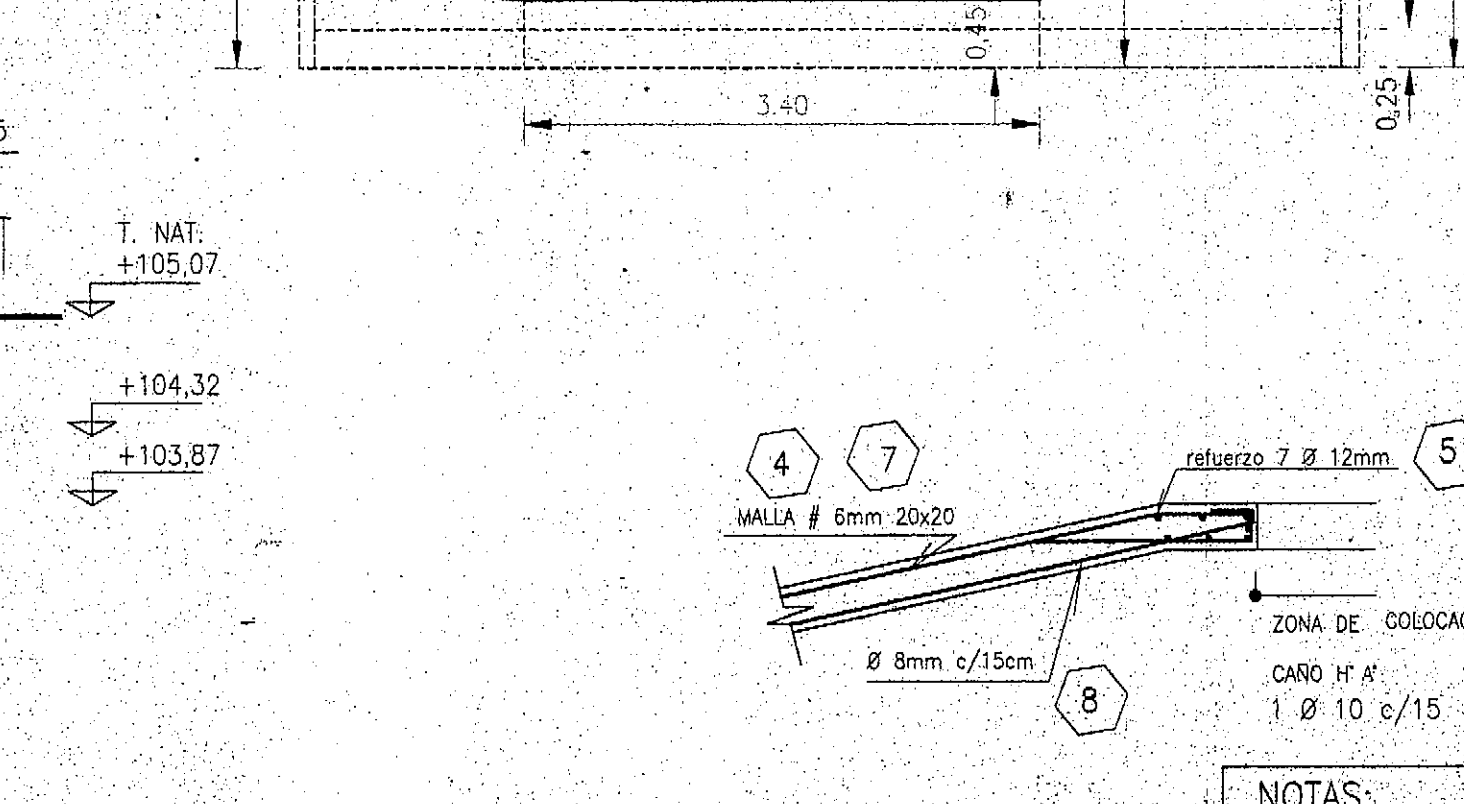
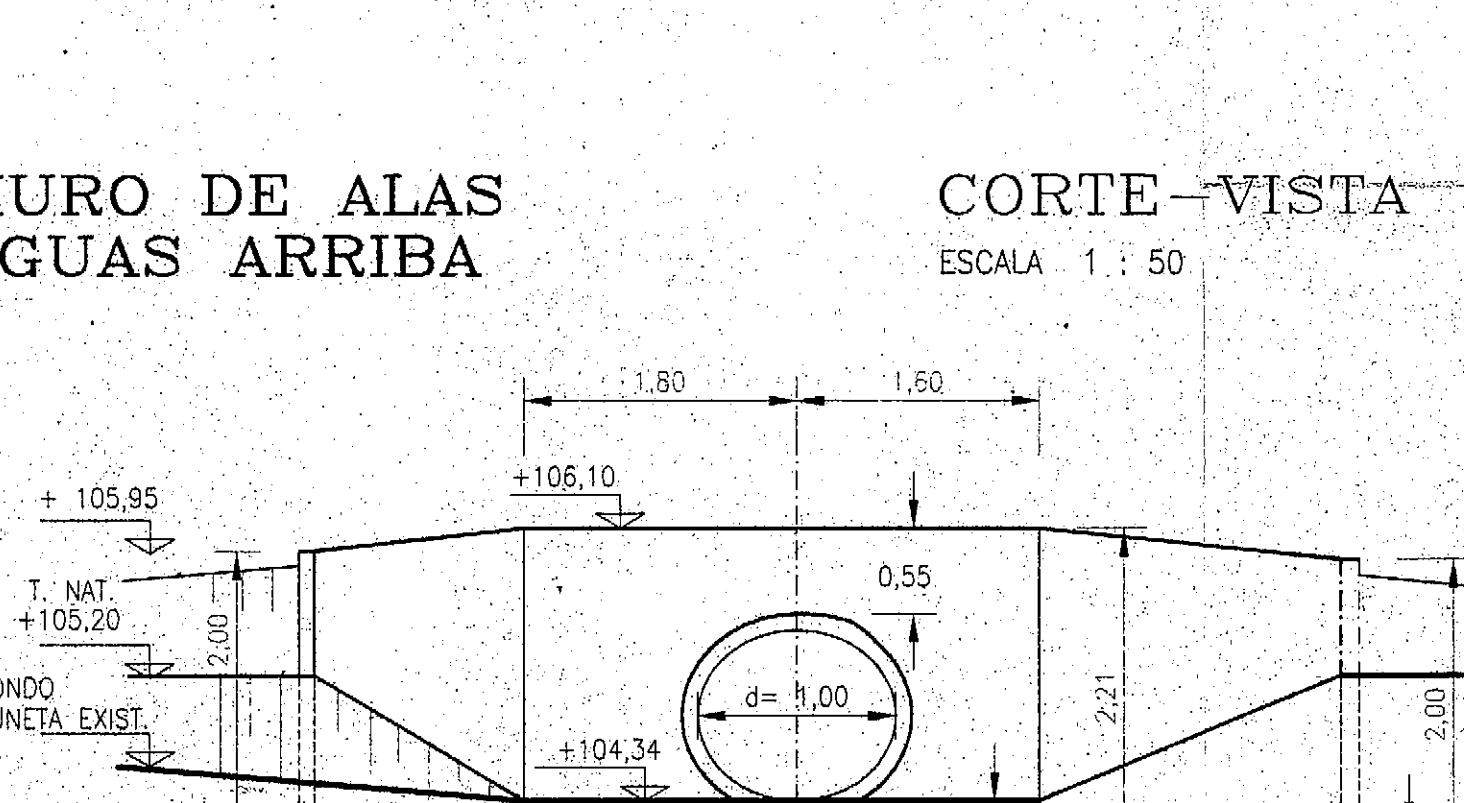
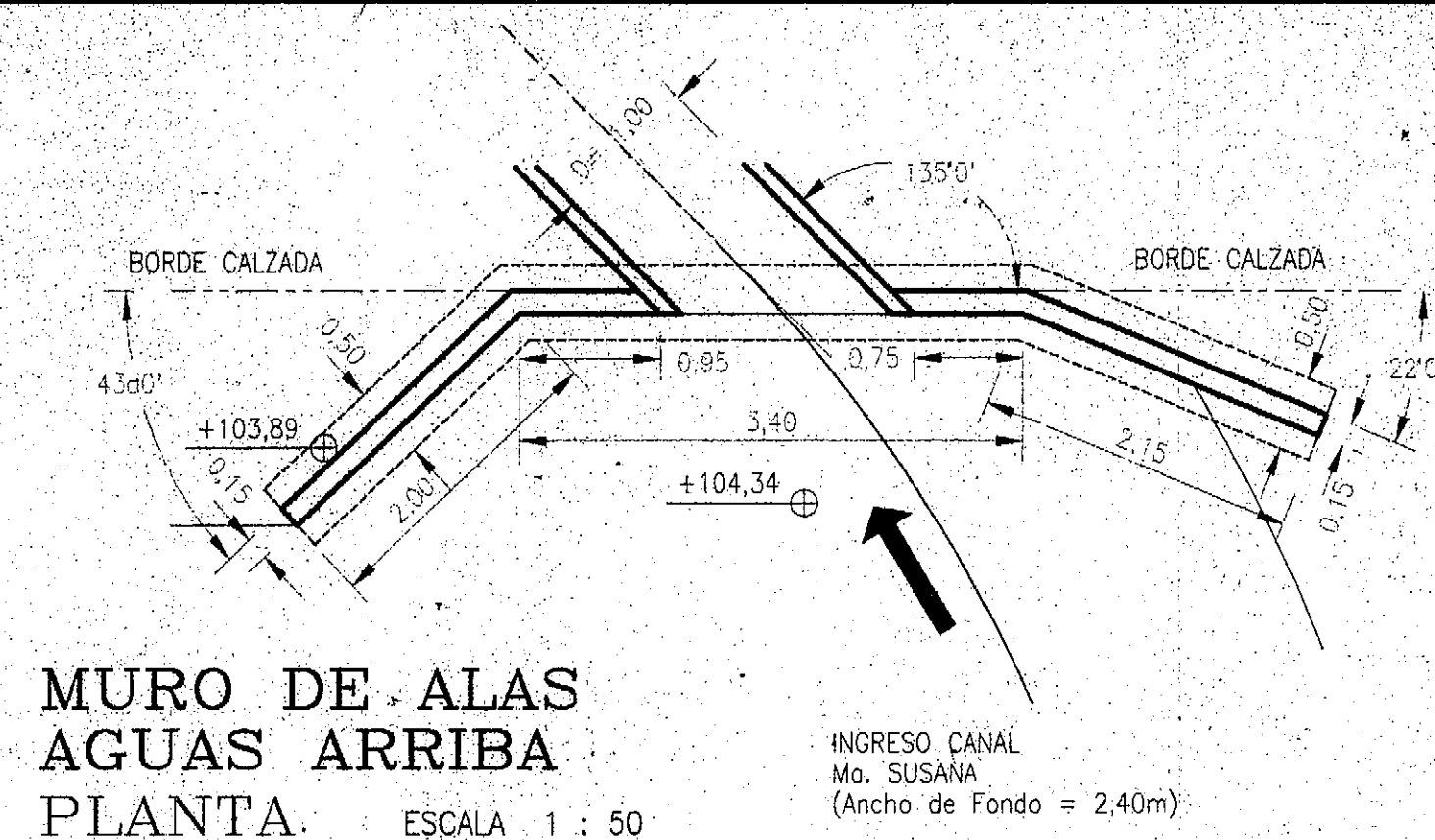
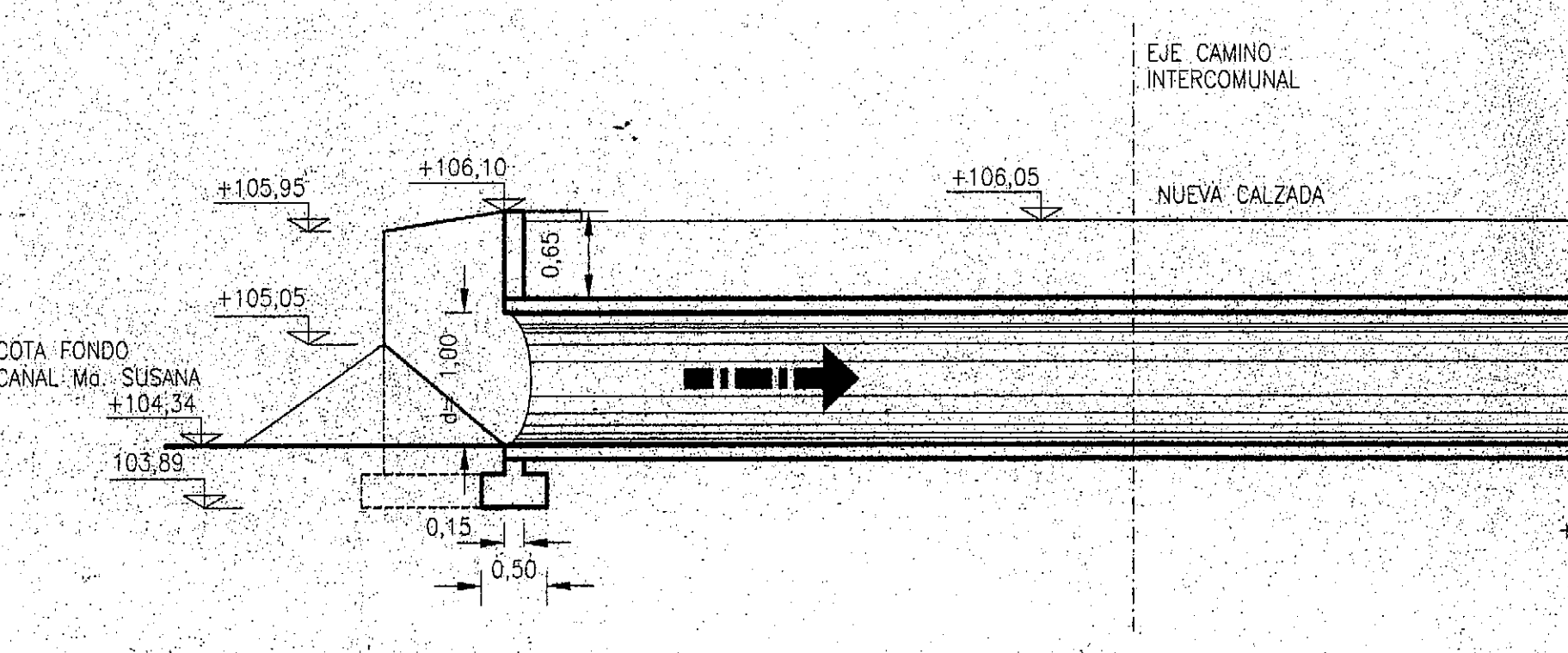
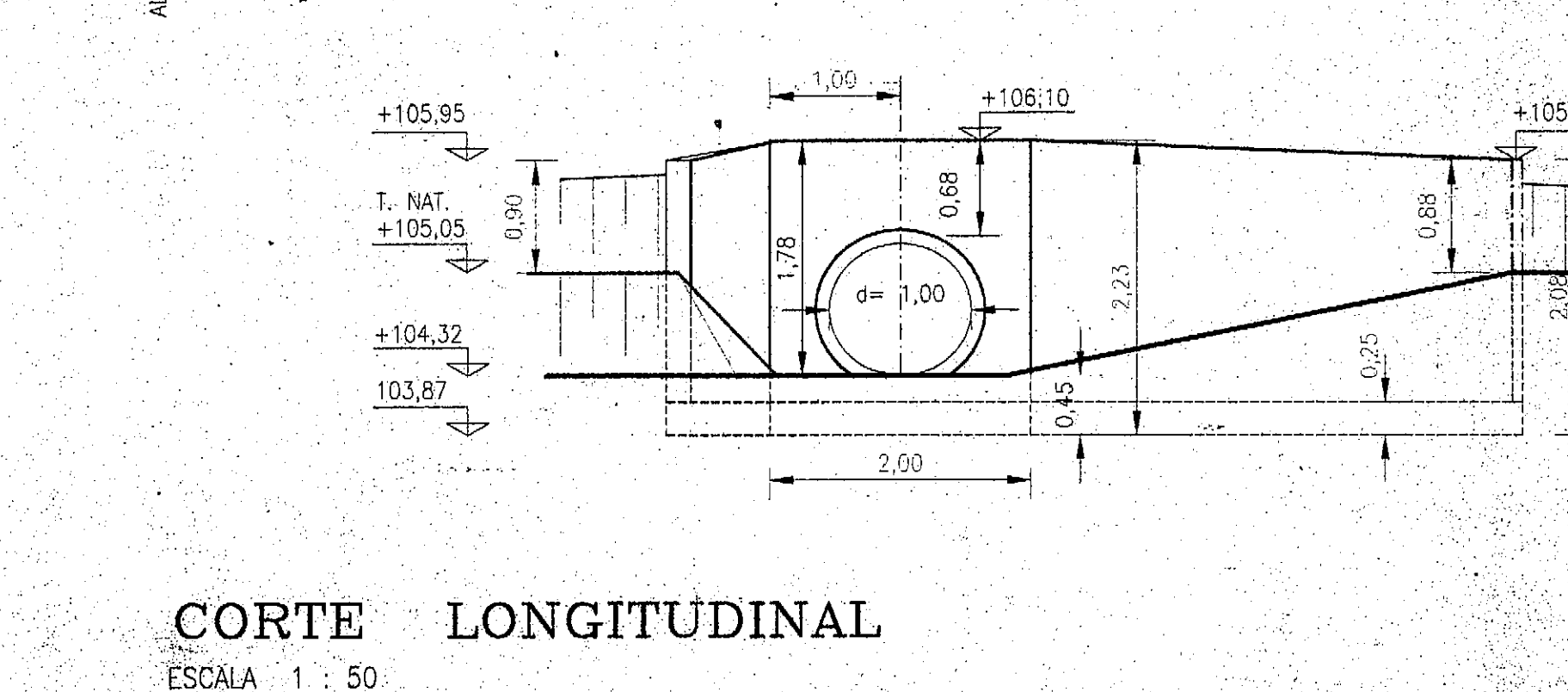
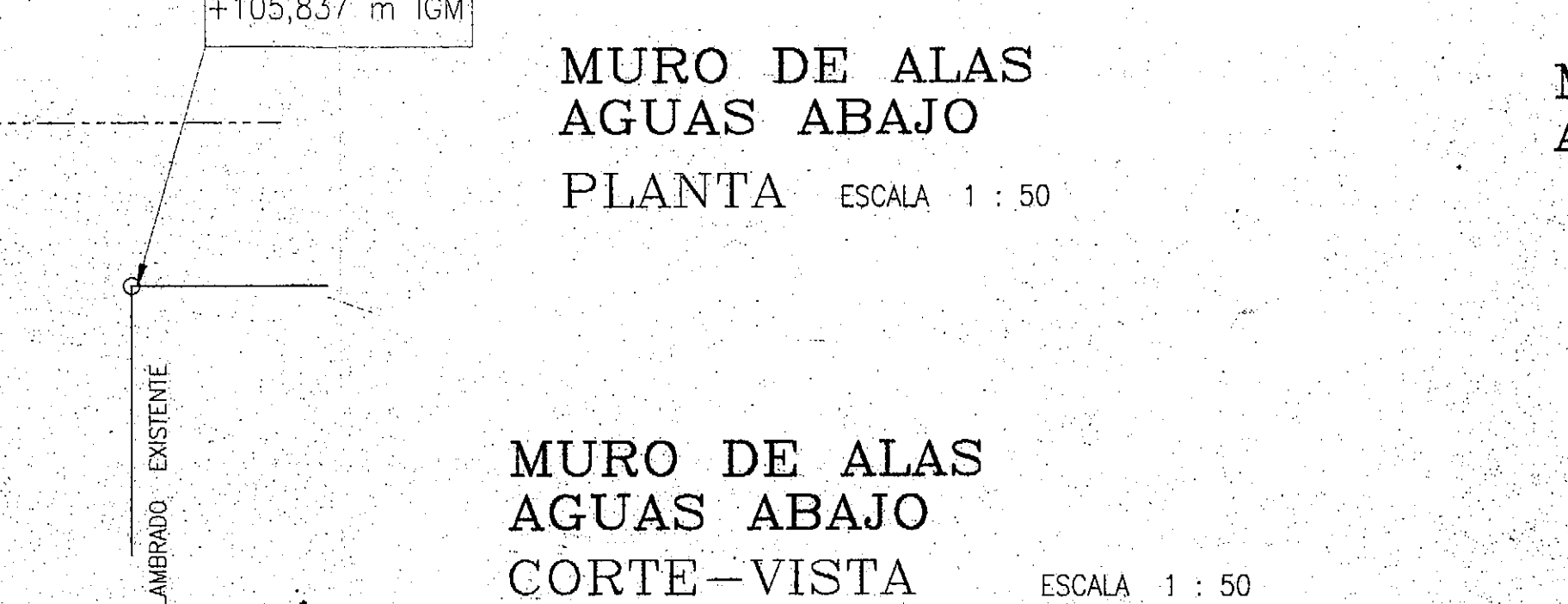
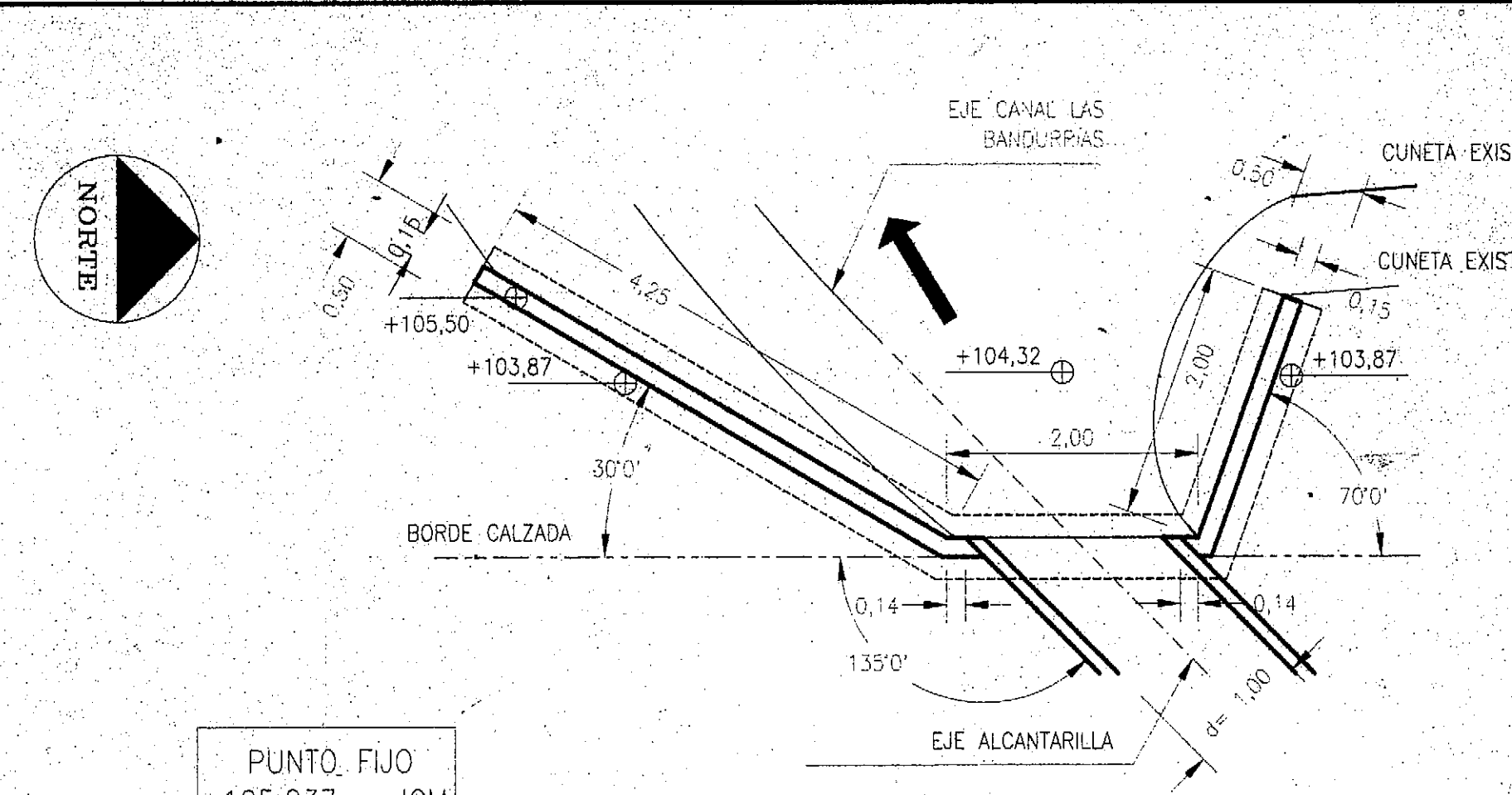
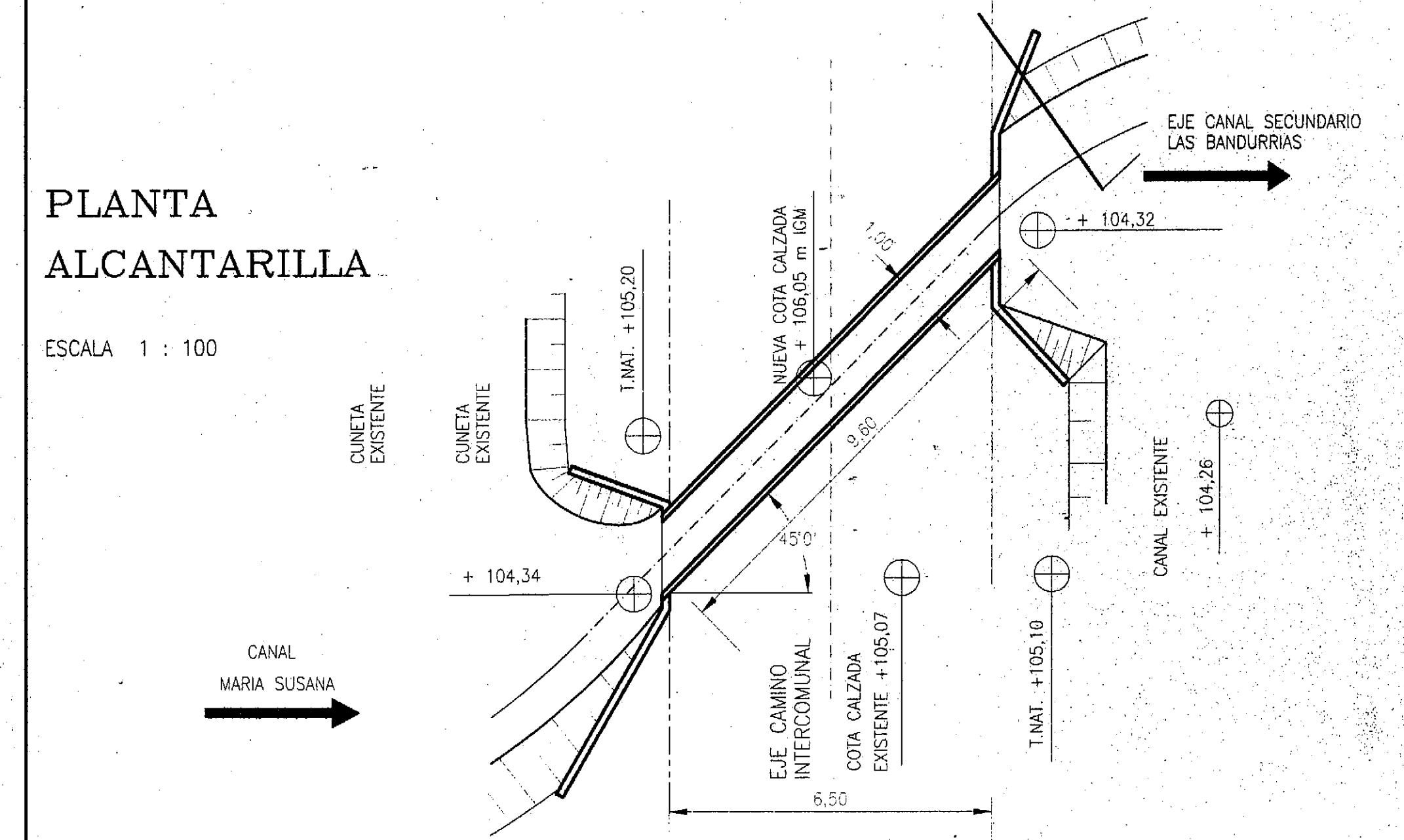
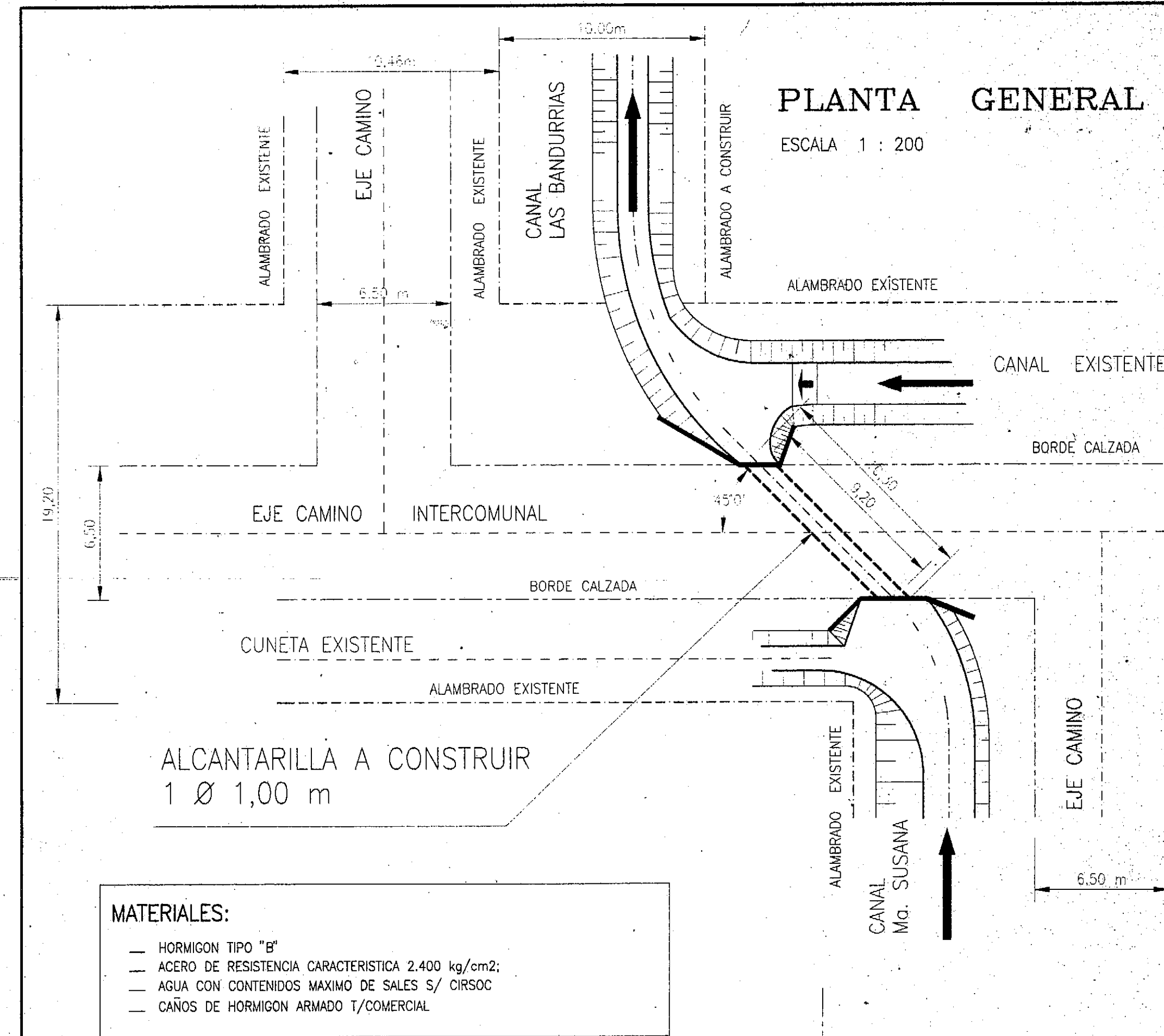


DETALLE DE LA ARMADURA

ESCALA 1 : 25



PROVINCIA DE SANTA FE MINISTERIO DE OBRAS, SERVICIOS PUBLICOS Y VIVIENDA DIRECCION PROVINCIAL DE OBRAS HIDRAULICAS				
DPTO. ESTUDIOS Y PROYECTO		CANAL SECUNDARIO LAS BANDURRIAS		
DIBUJO	ING. J.D. CREMONA PARMA	ALCANTARILLA DE CRUCE DE CAMINO EN Progr. 16.150		
PROYECTO	ING. J.D. CREMONA PARMA			
JEFE DPTO.	ING. C.G. FERREYRA	FECHA	ESCALAS	PLANO N
COORD.GRAL.	ING. S. TOMEI	JULIO DE 1996	INDICADAS	
DIRECTOR	ING. R. FRATTI			



NOTAS:

- SALVO INDICACION EN CONTRARIO, LAS MEDIDAS ESTAN INDICADAS EN METROS, EXCEPTO LAS ARMADURAS.
- PLANTA DE UBICACION OBTENIDA DE PLANO DE RELEVAMIENTO DEL CANAL SECUNDARIO LAS BANDURRIAS - 2 ETAPA AJUSTADO CON RELEVAMIENTO REALIZADO POR M.M.G. SUAREZ, DE LA D.P.O.H. CON FECHA 15/09/98.

PROVINCIA DE SANTA FE				
MINISTERIO DE OBRAS, SERVICIOS PUBLICOS Y VIVIENDA				
DIRECCION PROVINCIAL DE OBRAS HIDRAULICAS				
DPTO. ESTUDIOS Y PROYECTO	CANAL SECUNDARIO LAS BANDURRIAS			
DIBUJO	ALCANTARILLA DE CRUCE DE CAMINO INTERCOMUNAL			
PROYECTO	(PROGR. Km 17.400)			
JEFE DPTO.	ING. C.G. FERREYRA	FECHA	ESCALAS	PLANO N
COORD.GRAL.	ING. S. TOMEI	SEPTIEMBRE DE 1998	INDICADAS	
DIRECTOR	ING. R. FRATTI			



CANAL PRINCIPAL

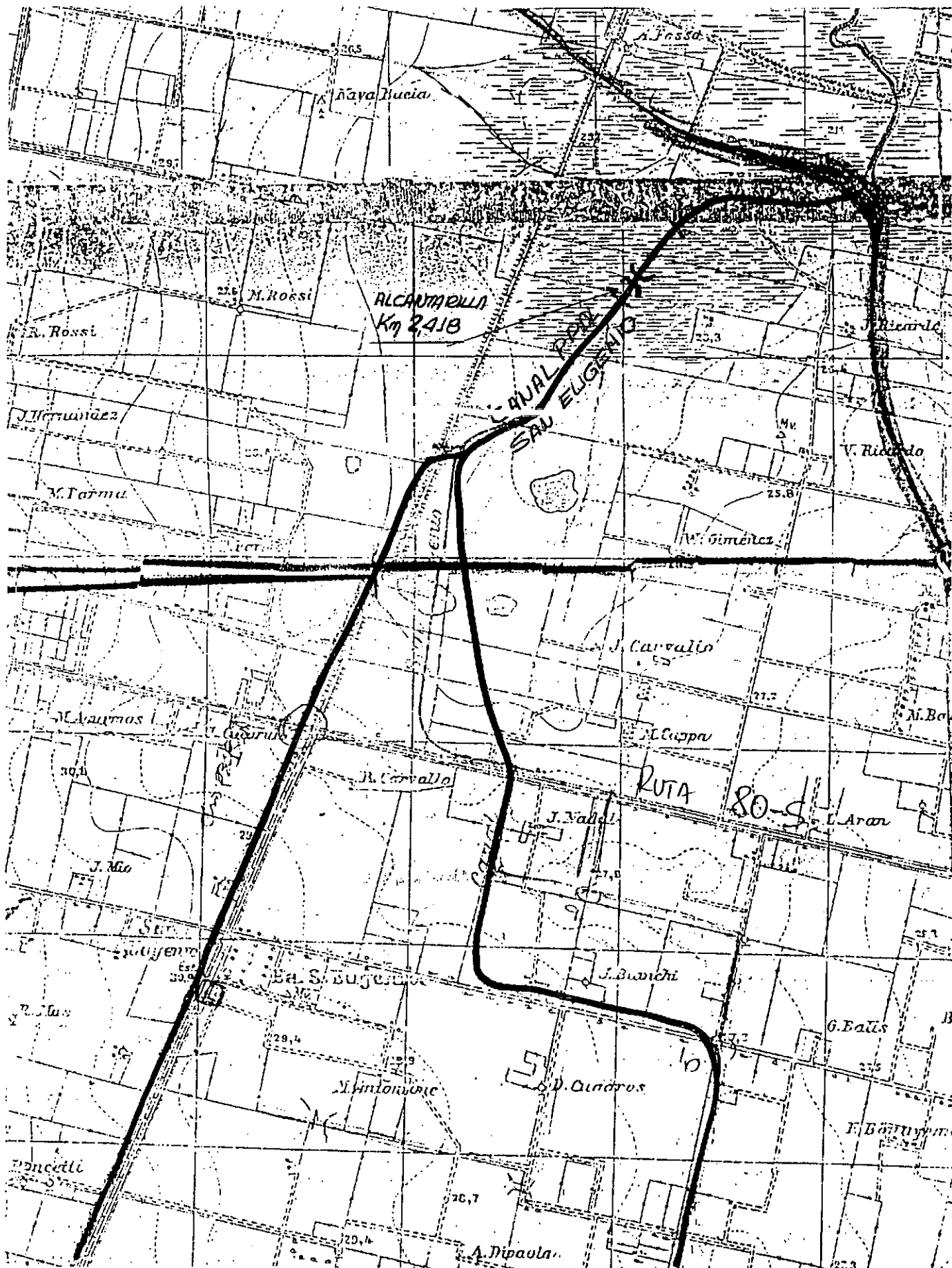
SAN EUGENIO

PROYECTO ALCANTARILLA

Progresiva Km 2,418

OBRA: CANAL PRINCIPAL SAN EUGENIO - ALCANTARILLA PROGR. KM 2,418

PLANO DE UBICACION



OBRA: CANAL PRINCIPAL SAN EUGENIO - ALCANTARILLA PROGR. KM 2,418

INDICE

- 1. OBJETO**
- 2. ANTECEDENTES CONSULTADOS**
 - 2.1. Visita técnica.**
 - 2.2. Medidas complementarias recomendadas**
- 3. MEMORIA TECNICA.**
 - 3.1. Diseño geométrico**
 - 3.2. Diseño estructural**
 - 3.3. Memoria de cálculo**
 - 3.4. Dimensionamiento:**
- 4. PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS.**
- 5. ESPECIFICACIONES TECNICAS.**
- 6. DEMOLICION ESTRUCTURA EXISTENTE**
- 7. CÓMPUTOS.**
- 8. PLANO.**

OBRA: CANAL PRINCIPAL SAN EUGENIO - Alcantarilla Progr. Km 2,418

PROYECTO EJECUTIVO ALCANTARILLA DE CRUCE DE CAMINO PRIVADO EN PROGRESIVA KM 2,416.

1. OBJETO

Proyecto del remplazo con aumento de la luz libre a 7m, de la alcantarilla existente en la Progr. KM. 2,418 del Canal Principal San Eugenio, ubicado en el Departamento San Jerónimo, de sección rectangular con estribos y muros de alas de mampostería sobre zapata corrida de hormigón simple y tablero de madera, para cruce de un camino privado, de interconexión de un campo.

2. ANTECEDENTES CONSULTADOS

Se analizó información planimétrica y la planilla de Relevamiento de Obras de Arte preparadas por el Departamento. de Estudios y Proyectos de la D.P.O.H., inherentes a la alcantarilla en cuestión. No existe información de la calidad y tipo del suelo de fundación, ni ningún tipo de información antecedente de la misma.

Se realizó una inspección "in situ" del lugar de emplazamiento de la alcantarilla en forma conjunta con el Secretario Técnico del comité de cuenca a la que pertenece la obra, Téc. Carlos Emberton.

3. MEMORIA TECNICA

3.1. Diseño Geométrico.

En el diseño de la alcantarilla, que fuera fijada por el Departamento de Estudios y Proyecto de la D.P.O.H. con los siguientes parámetros: .

- TIPO: Puente liviano de 16 Tm, tipo D.P.O.H.
- LUZ: 7m
- H libre mínima: 2,70m
- Ancho Calzada: 4m
- Cota Calzada: + 22,02 m
- Cota Solera: +18,77 m
- Cota Fundación: +17,77 m

3.2. Diseño estructural

Se plantea una estructura sencilla, afín a obra tipo de la D.P.O.H. denominada "Puente liviano de 16 Tn", según plano tipo de dicha Dirección de fecha Mayo de 1993 y que fuera diseñado y calculado por el Departamento de Estudios y Proyectos de la misma.

El diseño resultante puede observarse en el plano correspondiente, siendo el mismo básicamente, el indicado en el plano tipo, al cual se le ajustaron las dimensiones de acuerdo a las necesidades de proyecto.

OBRA: CANAL PRINCIPAL SAN EUGENIO - Alcantarilla Progr. Km 2,418

Así se proyectó con un hormigón tipo B de resistencia característica igual a 210 Kg./cm² y acero tipo III para las estructuras de H° A°. Deberá hacerse especial advertencia en las especificaciones técnicas sobre la observancia estricta de los parámetros sobre la calidad de agua de mezclado de las normas respectivas.

Las estructura principales (estribos y muros de alas) estarán construidas en mamposterías de ladrillos comunes asentados en mezcla reforzada de dosaje ¼:1:3 de cemento-cal hidráulica-arena. En tanto, el tablero se ejecutará con tablonos de madera dura de 4" de espesor y 25 cm de ancho, apoyados sobre vigas principales de acero perfilado DOBLE T, que asentarán sobre una viga corrida de H°A°.

3.3. Memoria de cálculo

Al ser una obra tipo, y no diferir mayormente los valores dimensionales de la estructura a construir de la planteada como tipo, no se realiza verificación alguna, al suponer que el diseño esta suficientemente probado.

3.4. Dimensionamiento

Por lo expresado en los puntos anteriores, se adopta una estructura afín a la del plano tipo (ver plano), con espesores de los muros de los estribos de 45cm y de 30 cm en los muros de alas, fundados sobre cimientos de mampostería reforzada de respectivamente 60 y 45 cm de ancho, que apoyan sobre zapata corrida de H°A°. El tablero estará compuesto por vigas conformadas por 1PN DOBLE T N°36, sobre el que apoyarán tablonos de madera dura de 4" de espesor, debidamente sujetos. Se plantea la colocación de una baranda guardaguanado.

De acuerdo a los datos obtenidos del plano tipo, se profundizó la cota de fundación proyectada por el comitente, a + 17,67 para los estribos y +17,62 para los muros de alas.

4. PLANILLAS DE DOBLADOS DE HIERROS

La planilla correspondiente es la que figura en el plano adjunto.

5. DEMOLICION OBRA EXISTENTE

Se debe demoler la alcantarilla existente, retirando el material del canal, tanto el existente como el producido por la demolición.

6. ESPECIFICACIONES TECNICAS

Al ser una obra de las denominadas "Obra Tipo" serán de aplicación las normas y especificaciones técnicas de los pliegos tipos de la DIRECCION PROVINCIAL DE OBRAS HIDRAULICAS.

OBRA: CANAL PRINCIPAL SAN EUGENIO - Alcantarilla Progr. Km 2,418

7. COMPUTOS

La siguiente planilla resume los cálculos resultantes.

ITEM	DESIGNACION		UNIDAD	CANTIDAD
1	Excavación manual para fundar MURO ALAS ESTRIBOS	$(1.65+2.65)/2 \times 1.00 \times 1.15 \times 4$ $4.00 \times 1.60 \times 1.10 \times 2$	m3	24,0
2	Hormigón tipo "B" MURO ALAS ESTRIBO VIGA APOYO	$(1.65+2.65)/2 \times 1.00 \times 0.20 \times 4$ $(1.65+2.65)/2 \times (0.145) \times 4$ $4.00 \times 1.60 \times 0.25 \times 2$ $4.00 \times (0.60+1.60)/2 \times 0.25 \times 2$ $4.00 \times 0.31 \times 0.20 \times 2$	m3	8.9
3	Armadura de acero colocada	(1)	Kg	250
4	Relleno compactado de excavaciones		m3	10,0
5	Mampostería reforzada de ladrillos comunes para cimiento	$2.30 \times 0.45 \times 0.75 \times 4$ $4.00 \times 0.60 \times 0.60 \times 2$	m3	6,0
6	Relleno por detrás de muros	e medio = 0,40m	m3	20,0
7	Vigas de acero - PN DOBLE T N° 36	4 u	m	30,4
8	Tablero de madera dura de 4" de espesor	4,20 x 8,20	m2	34,5
9	Baranda de madera s/ plano	8,20 x 2	m	16,4
10	Demolición de estructura existente de mampostería y hormigón (aproximadamente 50% c/u)		m3	19
11	Demolición tablero de madera y vigas metálicas		m2	30

NOTA:

(1) Para el cálculo se han considerado los siguientes pesos unitarios:

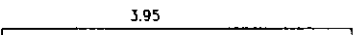
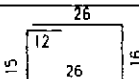
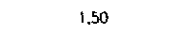
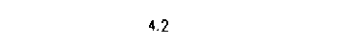
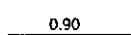
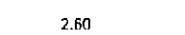
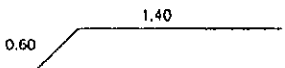
$\Phi 6\text{mm} = 0,22 \text{ kg/m}$
 $\Phi 8\text{mm} = 0,40 \text{ kg/m}$
 $\Phi 10\text{mm} = 0,62 \text{ kg/m}$
 $\Phi 12\text{mm} = 0,89 \text{ kg/m}$
 $\Phi 16\text{mm} = 1,58 \text{ kg/m}$

SANTA FE. AGOSTO 31 DE 1996

Ing. J. DANIEL CREMONA PARMA

OBRA: CANAL PRINCIPAL SAN EUGENIO - Alcantarilla Progr. Km 2,418

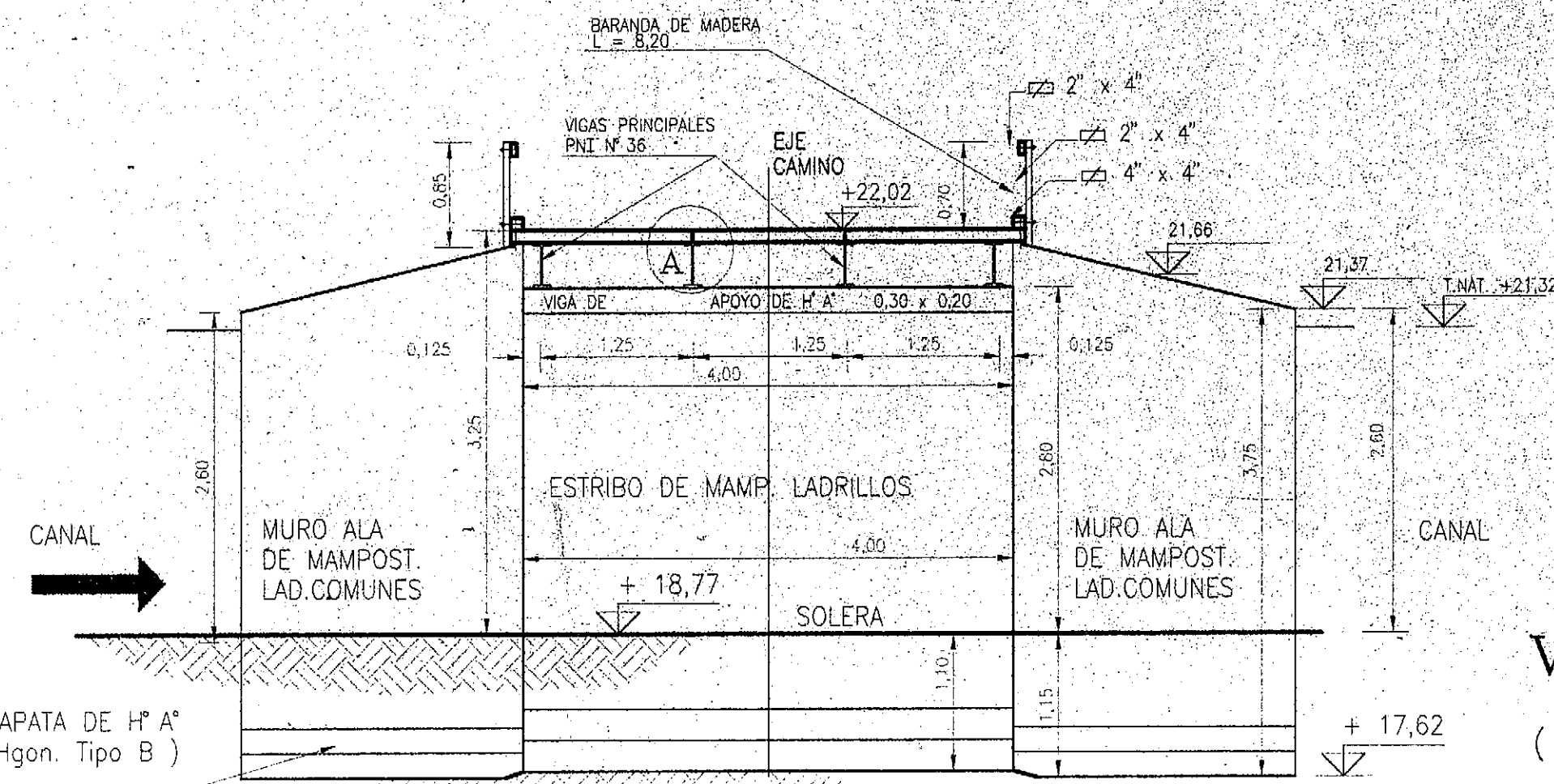
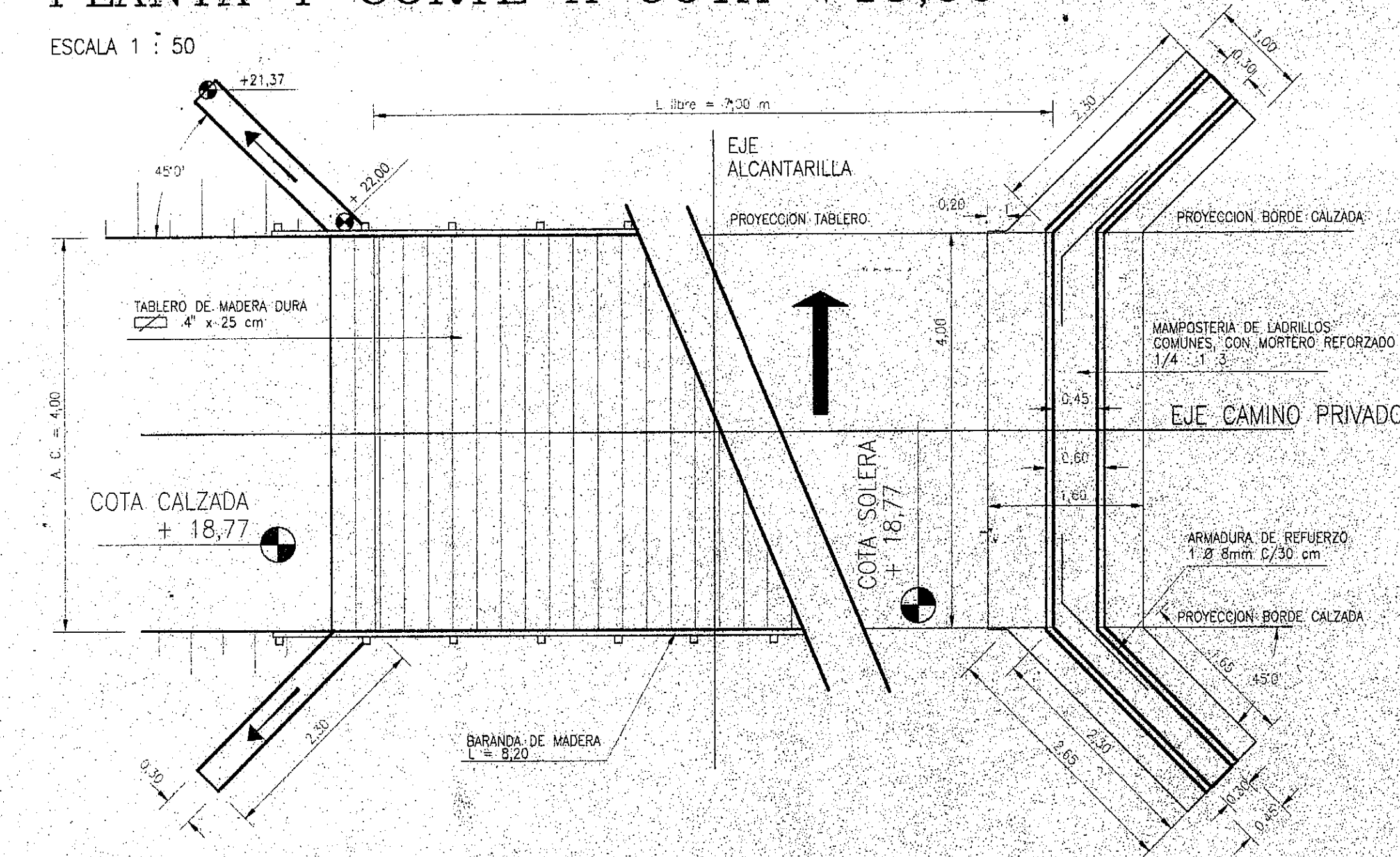
PLANILLA DE DOBLADOS DE HIERROS

POSICION	ESQUEMA	DIAMETRO (mm)	SEPARACION (cm)	LONGITUD (m)	NUMERO	LONG. TOTAL (m)	PESO TOTAL (Kg)
1		12	4u	4.10	8	32.8	29,2
2		6	20	0.95	42	40.0	8,8
3		16	20	1.50	42	63.0	99,5
4		8	20	4.20	18	75,6	30,2
5		10	20	1.05	52	54.6	33,8
6		6	20	2.60	20	52.0	11,4
7		8	30	2.00	44	88.0	35.2

Peso Total = 248 Kg

PLANTA Y CORTE A COTA +19,00

ESCALA 1 : 50



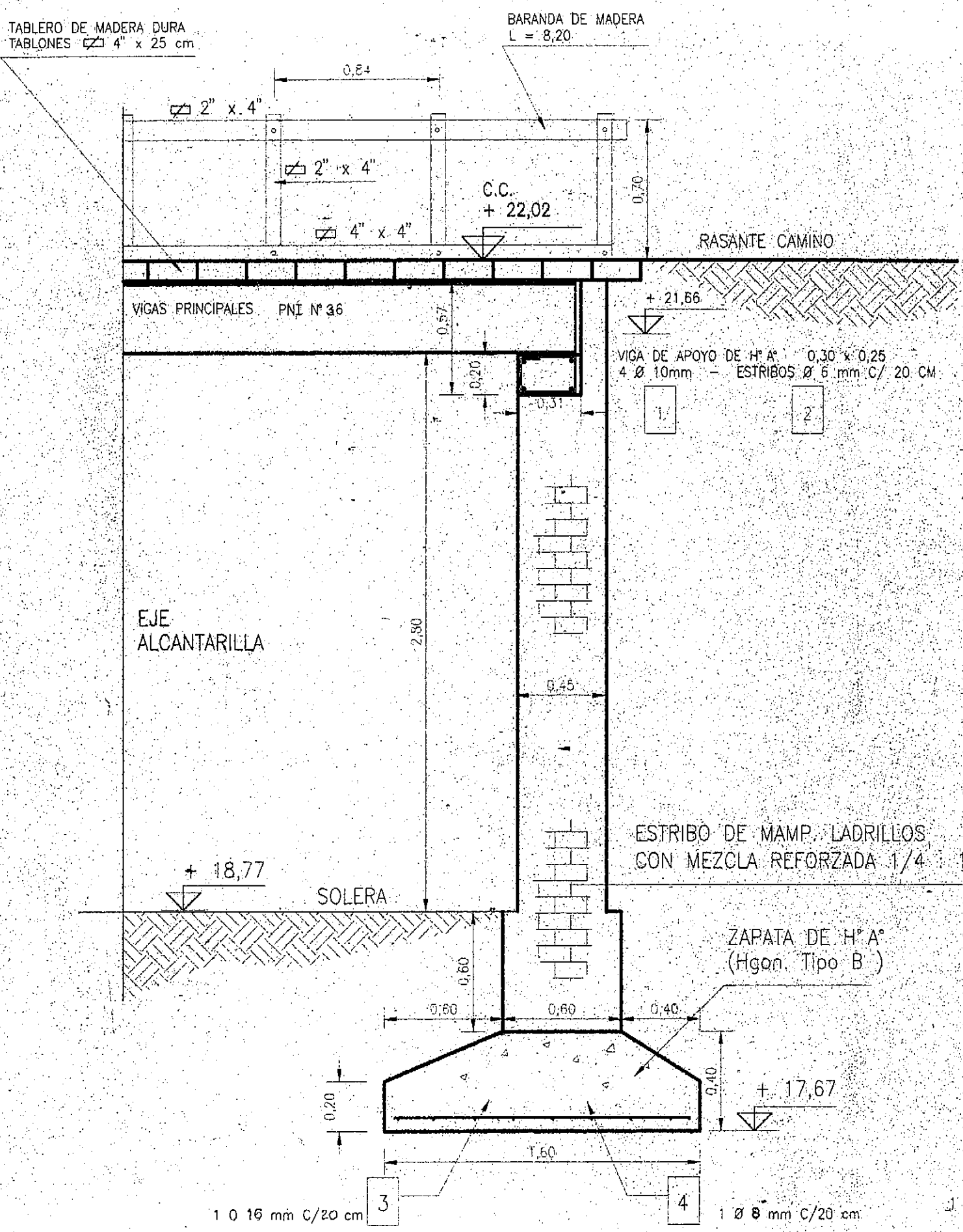
VISTA ESTRIBO M.I.

(VISTA DESARROLLADA)

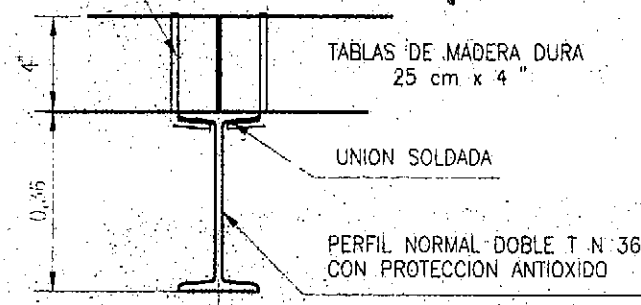
ESCALA 1 : 50

CORTE TRANSVERAL

ESCALA 1 : 25

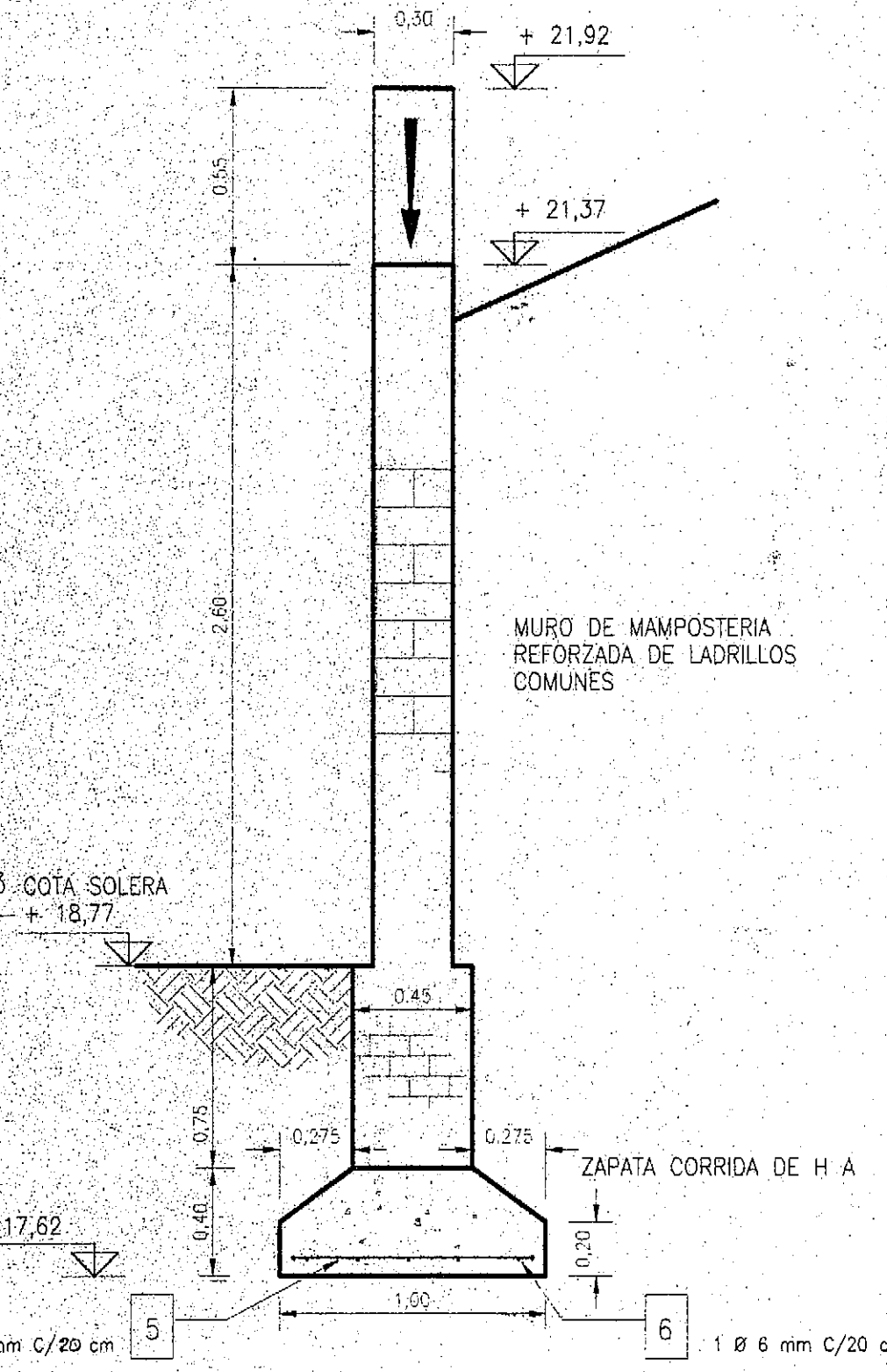


TIRAFONDO d=9mm, L=117 mm



DETALLE A

ESCALA 1 : 10



PERFIL MURO ALAS

ESCALA 1 : 25

PLANILLA DE DOBLADO DE HIERROS

POSICION	ESQUEMA	DIAMETRO (mm)	SEPARACION (cm)	LONGITUD (m)	NUMERO	LONG. TOTAL	PESO TOTAL
1		12	4u	4.10	8	32.8	149 Kg
2		6	20	0.95	42	40.0	
3		16	20	1.50	42	63.0	
4		8	20	4.20	18	75.60	
5		10	20	1.05	52	54.6	
6		6	20	2.60	20	52.0	
7		8	30	2.00	44	88.0	

NOTA

TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACION EN CONTRARIO
PLANO BASE: PLANO TIPO, PUENTE LIVIANO DE 16 Tn - D.P.O.H. SANTA FE, MAYO 1993
PROYECTO DEL ING. A. GARCIA DEL DPTO. ESTUDIOS Y PROYECTOS.

PROVINCIA DE SANTA FE
MINISTERIO DE OBRAS, SERVICIOS PUBLICOS Y VIVIENDA
DIRECCION PROVINCIAL DE OBRAS HIDRAULICAS

DPTO. ESTUDIOS Y PROYECTO

PREPARO:

PROY. ESTRUCT.:

PROY. HIDRAUL. DPTO. EST. Y PROYECTOS

JEFE DPTO.: ING. C.G. FERREYRA

COORD. GRAL.: ING. S. TOMEI

DIRECTOR: ING. R. FRATTI

CANAL PRINCIPAL
SAN EUGENIO

ALCANTARILLA NUEVA SOBRE CAMINO
PRIVADO EN PROGRESIVA Km 2,416

FECHA: AGOSTO 1996

ESCALAS: PLANO N