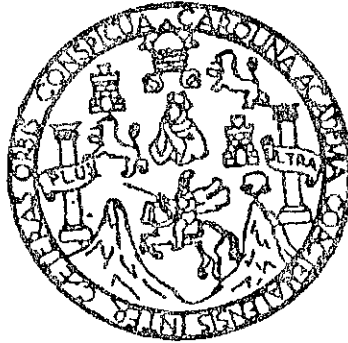


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

MUROS DE CONTENCION SOBRE PILOTES DE GRAN DIAMETRO FUNDIDOS EN EL LUGAR,
EN LA REHABILITACION DEL PASO EN EL KILOMETRO 11+320 DE LA CARRETERA
INTERAMERICANA CA-1 ORIENTE, TRAMO: GUATEMALA - DON JUSTO

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
POR:

MAURICIO ORLANDO CUQUE RAFAEL

AL CONFERIRSELE EL TITULO
DE

INGENIERO CIVIL

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

GUATEMALA DE LA ASUNCION, MARZO DE 1,996

08
T(37M)
C-4

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la Ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado.

MUROS DE CONTENCION SOBRE PILOTES DE GRAN DIAMETRO FUNDIDOS EN EL LUGAR,
EN LA REHABILITACION DEL PASO EN EL KILOMETRO 11+320 DE LA CARRETERA
INTERAMERICANA CA-1 ORIENTE, TRAMO: GUATEMALA - DON JUSTO,

tema que me fuera asignado por el Director de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 23 de agosto de 1,995.

Mauricio Orlando Cuque Rafaél

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

MIEMBROS DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Julio Ismael González Podszueck
VOCAL PRIMERO:	Ing. Miguel Ángel Sánchez Guerra
VOCAL SEGUNDO:	Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
VOCAL TERCERO:	Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez
VOCAL CUARTO:	Br. Fernando Waldemar de León Contreras
VOCAL QUINTO:	Br. Pedro Ignacio Escalante Pastor
SECRETARIO:	Ing. Francisco Javier González López

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Julio Ismael González Podszueck
EXAMINADOR:	Ing. José Vicente Carranza Muñoz
EXAMINADOR:	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
EXAMINADOR:	Ing. Elvia Miriam Ruballos de Rossal
SECRETARIO:	Ing. Francisco Javier González López

ING. MANUEL HERNANDEZ RODRIGUEZ
Ingeniero Civil, Colegiado No. 2,950

Guatemala, 22 de Febrero de 1,996

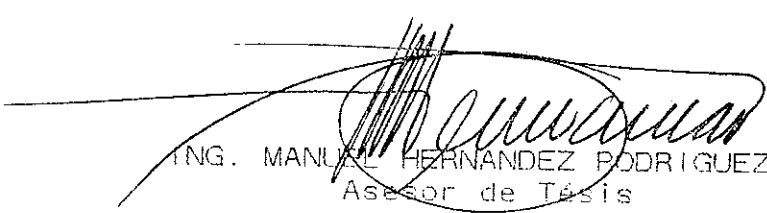
Ingeniero
Edgar de León Maldonado
Jefe Departamento de Transportes
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente.

Estimado Ingeniero:

Cumpliendo con lo resuelto por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a la asesoría y revisión del trabajo de tesis, titulado: MUROS DE CONTENCIÓN SOBRE PILOTES DE GRAN DIAMETRO FUNDIDOS EN EL LUGAR, EN LA REHABILITACION DE PASO EN EL KILOMETRO 11+320 DE LA CARRETERA INTERAMERICANA CA-1 ORIENTE, GUATEMALA - DON JUSTO, presentado por el estudiante universitario MAURICIO ORLANDO CUQUE RAFAEL.

Considerando que el trabajo de tesis se ha desarrollado satisfactoriamente y cumple con los objetivos que motivaron la selección de dicho tema; por lo que hago de su conocimiento que apruebo el trabajo realizado.

Atentamente,



ING. MANUEL HERNANDEZ RODRIGUEZ
Asesor de Tesis

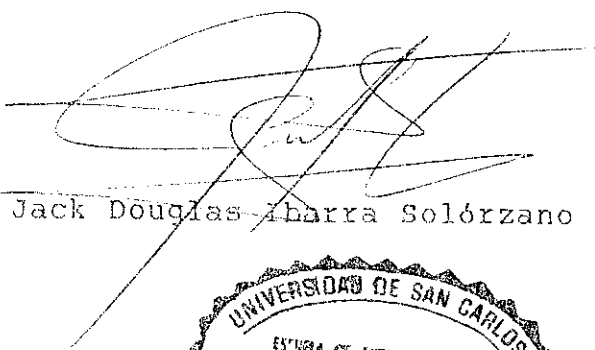


FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Hernández Rodríguez y del Jefe del Departamento de Transporte Ing. Edgar de León Maldonado, sobre el trabajo de tesis del estudiante Mauricio Orlando Cuque Rafael, titulado MUROS DE CONTENCIÓN SOBRE PILOTES DE GRAN DIAMETRO FUNDIDOS EN EL LUGAR, EN LA REHABILITACION DE PASO EN EL KILOMETRO 11+320 DE LA CARRETERA INTERAMERICANA CA-1 ORIENTE, GUATEMALA - DON JUSTO, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, marzo de 1,996.

JDIS/bbdeb.

AGRADECIMIENTO

A: DIOS

Por que El da la sabiduría y de su boca viene el conocimiento y la inteligencia.

Quiero dar gracias a todos los que de alguna forma me han ayudado en la realización del presente trabajo de tesis, especialmente al Ingeniero Manuel Hernández Rodríguez, por su asesoría y valiosos conocimientos.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

DEDICATORIA

A: MIS PADRES: Flavio Cuque González
Gregoria Rafael de Cuque

MIS HERMANOS: Flavio Enrique Cuque Rafael
Hilda Anabella Cuque Rafael

MIS SOBRINOS: Belter Alexander Hernández Cuque
Mario Roberto Hernández Cuque

MI CUNADO: Belter Hernández Cuéllar

MIS FAMILIARES Y AMIGOS EN GENERAL

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Y ESPECIALMENTE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

INDICE

	PAGINA
INTRODUCCION	1
CAPITULO I.	
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA FALLA CIRCULAR	
UTILIZANDO EL METODO MODIFICADO DE BISHOP	2
Cálculo de estabilidad de taludes	9
CAPITULO II.	
DISEÑO DE PILOTES DE GRAN DIAMETRO FUNDIDOS EN EL LUGAR	31
Diseño de pilotes de gran diámetro fundidos en el lugar	32
Diagrama de presiones y momentos	37
Cálculo de refuerzo de pilotes	38
Entubado	40
Acero de refuerzo	41
Concreto	41
CAPITULO III.	
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LAS CORTINAS DE LOS MUROS DE CONTENCION.	
Cálculo del muro de pilotes en la estación 0+040	43
Cálculo del refuerzo para la cortina del muro de contención en la estación 0+040	46
Diseño del muro de contención en la estación 0+090	47
Diseño de la cortina para el muro de contención en la estación 0+090	52
Descripción general	56
Fase constructiva	57
Acero de refuerzo	57
El concreto	59

CAPITULO IV.

EXCAVACION COMUN Y TERRAPLENES	61
Descripción General del Capítulo	61
Excavación comun y terraplenes	62
Excavación para las cortinas de concreto	64

CAPITULO V.

ESPECIFICACIONES PARA ANCLAJES PERMANENTES EN SUELOS	67
Descripción General del Capítulo	67
Definición	68
Trabajos a ejecutar	69
Diseño y construcción de los anclajes	69
Capacidad de los anclajes	71
Calidad del acero en la armadura	72
Ejecución de los anclajes	72
Colocación de la armadura	73
Protección contra la corrosión	75
Pruebas a efectuar para el dimensionamiento y comprobación de los anclajes	76
Ensayo de prueba de los anclajes	77
Prueba de adecuación	78
Prueba de puesta en tensión del anclajes	78
Dimensionamiento y comprobación	79
Coefficiente de fluencia	80

CAPITULO VI.

CONSTRUCCION DE DRENAJES	81
Descripción General del Capítulo	81

	PAGINA
Definiciones	82
Descripción de los trabajos	82
Materiales a utilizar	82
Capa impermeabilizante	84
Colocación de la tela geotextil	84
Requisitos de construcción	84
Drenaje subterráneo horizontal	85
CAPITULO VII.	
CALCULO DE LA CAPACIDAD SOPORTE DE LOS PILOTES DE CIMENTACION DEL PUENTE Y CALCULO DE LOS DIAGRAMAS DE CORTE, PRESIONES DEL SUELO Y DEFLEXIONES DE LOS MISMOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS LATERALES	
LATERALES	86
Diseño	87
Capacidad axial del pilote	87
Capacidad soporte en la punta	88
Capacidad soporte para pilotes individuales	89
Cáculo de asentamiento para un grupo de pilotes	90
Fórmula de Terzaghi con factores de Meyerhof	91
Diseño de pilotes sujetos a cargas laterales	92
CONCLUSIONES	98
RECOMENDACIONES	99
BIBLIOGRAFIA	100
ANEXOS	102

INTRODUCCION

Como consecuencia del deslizamiento del talud que sufrió la carretera CA-1 Oriente, Guatemala - Don Justo, en el tramo 11+320 y 11+400 destruyendo totalmente los dos carriles de la vía Este, y considerando que esta carretera es uno de los accesos principales a la ciudad capital de Guatemala y es indispensable, para mantener el flujo de tráfico, estabilizar dicho talud de la vía Este y así rehabilitar totalmente dicho tramo carretero.

La finalidad del presente trabajo consiste básicamente en presentar parte de las medidas correctivas, tales como: muros de contención cimentados sobre pilotes de gran diámetro, excavación y construcción de nuevos terraplenes para mantener la estabilidad de un nuevo terraplén al este de la carretera, pues el actual no es estable; se construirá un muro de contención en la estación 0+040, con cortina de concreto y pilotes fundidos en el lugar, para evitar un nuevo deslizamiento en el talud; se construirá un sistema de drenaje subterráneo y superficial pluvial; así también la medida correctiva consistente en estructura de un puente de metal sobre pilotes de gran diámetro.

En la estación 0+090 se construirá otro muro de contención para evitar un nuevo deslizamiento en el talud y pilotes de concreto de gran diámetro fundidos en el lugar.

Las características de diseño así como las especificaciones técnicas especiales y planos correspondientes se incluyen en los capítulos posteriores del presente trabajo de tesis.

CAPITULO I

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA FALLA CIRCULAR UTILIZANDO EL METODO MODIFICADO DE BISHOP

Con el objeto de analizar el deslizamiento ocurrido en la carretera CA-1 Oriente, tramo Guatemala - Don Justo, es necesario hacer los estudios de estabilidad de taludes para obtener un factor de seguridad óptimo que permita realizar un diseño apropiado para las estructuras que se pretenden construir.

En el presente capítulo se presenta detalladamente lo correspondiente a "Estabilidad de Taludes por falla circular".

1. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA FALLA CIRCULAR UTILIZANDO EL METODO MODIFICADO DE BISHOP.

El índice de estabilidad de una pendiente respecto a una falla se define como el factor de seguridad, éste puede definirse como la razón entre las fuerzas potenciales de resistencia y las fuerzas actuantes que tienden a causar el movimiento. Una pendiente al límite de falla tendría un factor de seguridad igual a 1.0, el análisis de estabilidad de taludes es, entonces, el procedimiento analítico que se sigue para determinar el factor de seguridad crítico para una pendiente (el más bajo).

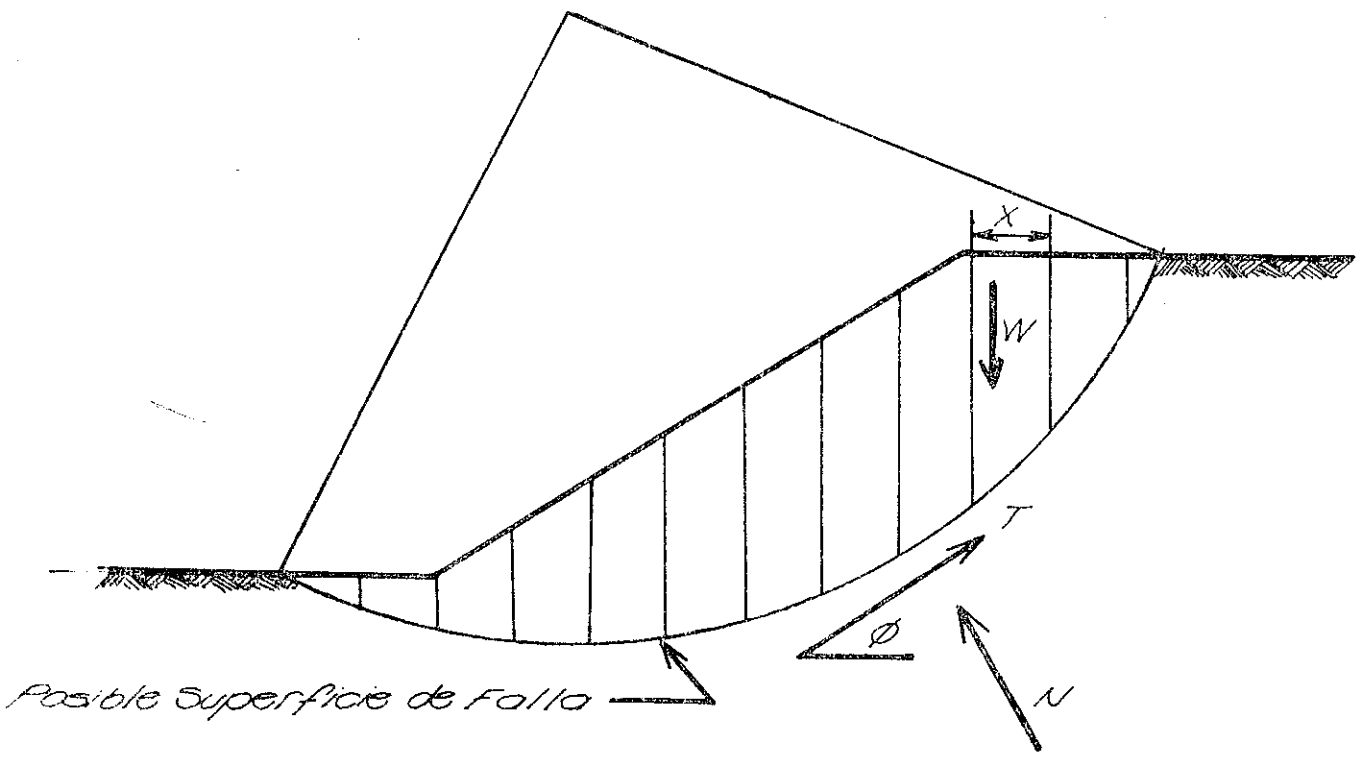
El método modificado o simplificado de Bishop es bastante confiable para la mayoría de propósitos cuando se puede asumir que la pendiente bajo estudio fallará a lo largo de una superficie circular.

El factor de seguridad se define como la razón entre los momentos resistentes y los momentos actuantes alrededor del centro del arco de la falla.

Inicialmente se traza una sección transversal del talud, en la cual se detallan los estratos y el nivel freático, se selecciona un centro de prueba desde el cual se dibuja el arco del círculo a analizar. Esta zona de falla se divide en una serie de segmentos que se pueden evaluar individualmente para obtener su peso y sus características de resistencia.

Las fuerzas que actúan en cada segmento se muestran en la figura 1, donde X es el ancho del segmento, W es el peso del mismo, T es la fuerza actuando a lo largo de la superficie de falla en la parte más baja del segmento, N es la fuerza efectiva actuando perpendicular a la base.

SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA PENDIENTE



FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.

del segmento y θ es el ángulo de inclinación de la superficie de falla o bien de la base del segmento. Donde C es la cohesión, ϕ es el ángulo de fricción interna y la sumatoria se hace sobre todos los segmentos que están dentro de la zona de falla. Puesto que el factor de seguridad se encuentra en ambos lados de la ecuación, se requiere de una solución iterativa para encontrarlo. Esto se hace asumiendo un valor inicial de F y sustituyéndolo hasta que la diferencia entre los valores de F en ambos lados de la ecuación esté dentro de una tolerancia especificada.

Para considerar el sismo, la fuerza actuante calculada para cada segmento se incrementa en $EW \cos \theta$, donde E es el factor de sismo, que en este caso se tomó de 0.15.

Para seleccionar la línea de centros, ésta se trazó uniendo el punto localizado a $Y = -2H$ y $X = 4.5H$ a partir de la corona y el punto que marca la corona, donde H es la altura entre la corona y el pie de la pendiente analizada. Se seleccionaron varios centros sobre esta línea hasta encontrar el centro correspondiente al círculo crítico.

El programa en computadora utilizado está en lenguaje Basic, y se elaboró en base al programa publicado por John P. Cross, en la revista Civil Engineering - ASCE de octubre de 1,982, y como datos de entrada tiene los siguientes:

- a) La elevación del nivel freático
- b) Peso unitario del agua
- c) Factor de sismo (0 si no se considera)
- d) Número de puntos que definen la superficie de la pendiente
- e) Coordenadas de dichos puntos
- f) Número de líneas

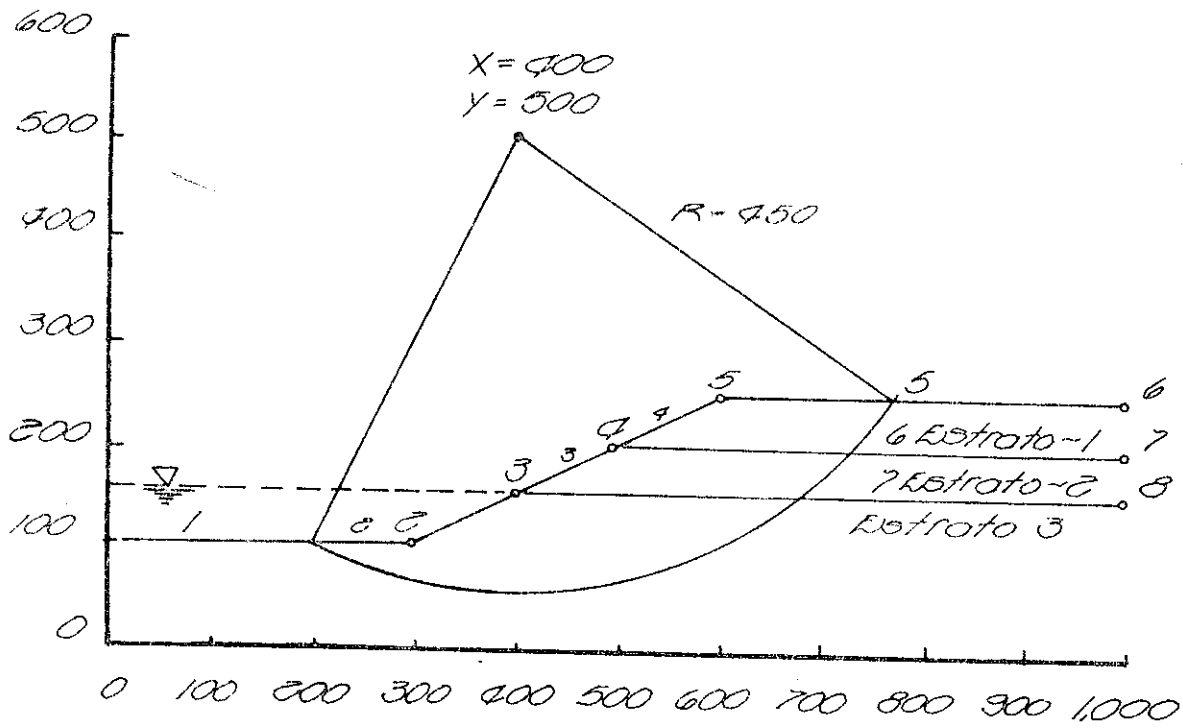
- g) Número de los puntos que están a los extremos de la línea
- h) Número de estratos
- i) Peso unitario, cohesión y ángulo de fricción interna de cada estrato
- j) Coordenadas del centro y radio del círculo

El factor de seguridad se define como:

$$F = \frac{\frac{\sum (CX + N \tan \phi) \sec \theta}{1 + \tan \phi \tan \theta}}{\sum W \sin \theta}$$

A continuación se muestra un ejemplo de una sección analizada, de los datos de entrada respectivos y del factor de seguridad obtenido. Este ejemplo se incluye con el objetivo de explicar el funcionamiento del programa y no pertenece a ninguna de las secciones analizadas.

Las tablas que se presentan en este capítulo son los parámetros, del estudio e investigación, de los servicios de consultoría del ingeniero Federico Koose S., quien realizó el informe final.



FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.

TABLA DE DATOS DE ENTRADA

Punto	X	Y	Puntos Línea	Puntos Izq.	Puntos Der.	Estrato por debajo	Estrato	r	C	φ
1	0	100	1	1	2	3	1	127	2000	20
2	300	100	2	2	3	3	2	130	1000	33
3	400	150	3	3	4	2	3	130	1000	33
4	500	200	4	4	5	1				
5	600	250	5	5	6	1				
6	1000	250	6	4	7	2				
7	1000	200	7	3	8	3				
8	1000	150								

Centro del círculo $X = 400$

$Y = 500$

$R = 500$

Resultado obtenido de la aplicación del programa

Factor de seguridad = 1.96

a $X = 400$, $Y = 500$ y $R = 450$

De esta forma y siguiendo la descripción enunciada, para cada sección se seleccionaron varios círculos, se ingresaron las coordenadas medidas a escala desde ejes seleccionados arbitrariamente, hasta encontrar la superficie de falla crítica. Las coordenadas y distancias se deben ingresar en pies.

CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Se decidió analizar dos círculos, uno del primer hundimiento y otro del segundo, los posibles círculos a analizar se trazaron sobre la primera sección 11+360.

Parámetros de diseño:

$$\tau = 115$$

$$C = 0.25$$

$$\phi = 15^\circ$$

Centro O_1 .

Punto	X	Y	Puntos Línea	Puntos Izq.	Puntos Der.	Estrato	τ	C	ϕ
1	0	40.67	1	1	2	1	115	0.25	15
2	15.74	47.23	2	2	3	1			
3	39.03	47.23	3	3	4	1			
4	55.92	57.07	4	4	5	1			
5	76.26	60.02	5	5	6	1			
6	124.97	96.76	6	6	7	1			
7	179.74	96.76							

X = 36.24
Y = 162.36
R = 122.67

FS = 1.62 SIN SIGMO
SI $\dot{Y} = 10^\circ$; $\dot{U} = 120$; FS = 1.35
SI $\dot{Y} = 10^\circ$; C = 400; FS = 1.20

CIRCULO 0₂

X = 36.24
Y = 162.36
R = 122.67
 $\dot{U} = 115$; C = 0.25; $\dot{Y} = 10^\circ$; FS = 1.25

CIRCULO 0₃

X = 66.04
Y = 140.71
R = 96.43
 $\dot{U} = 115$; C = 0.25; $\dot{Y} = 10^\circ$; FS = 1.12

CIRCULO 0₄

X = 75.77
Y = 133.17
R = 92.92
FS = 1.09 Segundo hundimiento

CIRCULO 0₅

X = 84.62
Y = 126.77
R = 91.18
FS = 1.77

Ahora se buscará el círculo crítico para el primer hundimiento

CIRCULO 1

X = 84.62
Y = 122.07
R = 62.16
 $\dot{U} = 115$; C = 500; $\dot{Y} = 10^\circ$; FS = 1.21

CIRCULO 2 (*)

X = 89.87
Y = 117.59
R = 59.04
FS = 1.17

(*) Falla circular del primer y segundo hundimiento.
CIRCULO 3

X = 96.43
 Y = 113.82
 R = 57.73
 FS = 1.21

Al pie del talud en el punto 4.

CIRCULO (1)

X = 68.88
 Y = 137.76
 R = 82.00
 FS = 1.35

Parámetros a utilizar:

Estrato	C (lbs/p ²)	(lbs/p ²)	γ (°)
1	400	115	15
1-A	500	101	20
1-B	600	112	18
2	700	120	25
3-A	-	-	-
3	600	122	22

Línea de centros No. 3

CIRCULO (0)

X = 43.62
 Y = 100.20
 R = 77.41

Punto	X	Y	Puntos Línea	Puntos Izq.	Puntos Der.	Estrato
1	0	29.85	1	1	2	1
2	14.43	29.85	2	2	3	2
3	23.12	29.85	3	3	4	3
4	43.11	29.85	4	4	5	1
5	35.49	53.79	5	5	6	1

Punto	X	Y	Puntos Línea	Puntos Izq.	Puntos Der.	Estrato
6	76.75	53.14	6	6	7	2
7	88.56	58.71	7	7	8	2
8	105.29	62.98	8	8	9	2
9	133.50	74.13	9	15	10	3
10	133.50	66.91	10	14	11	3
11	133.50	59.04				
12	133.50	53.79				
13	0	144.60				
14	0	13.61				
15	0	22.30				
16	76.26	60.02	5	5	6	1

FS sin sismo = 2.52

Círculo O_1 línea de centros de (1)

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato	Estrato	R	C	H
1	0	51.82	1	1	2	1	1	115	500	15
2	6.56	53.46	2	2	3	1				
3	53.79	82.33	3	3	4	1				
4	124.31	84.30	4	4	5	1				
5	125.62	107.26	5	5	6	1				
6	166.95	106.60	6	6	7	1				
7	173.42	112.83								

Círculo O_2

X = 38.05

Y = 131.20

R = 75.44

FS, sin sismo = 2.36

con sismo (0.10) = 1.695

Círculo O_2 - línea de centros.

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato
8	223.37	127.26	7	7	8	1

X = 81.31
 Y = 151.47
 R = 121.85
 FS = 1.934

Círculo O_3 - línea de centros.

X = 68.16
 Y = 164.33
 R = 125.95
 FS = 1.85

Círculo O_4 - línea de centros.

X = 53.79
 Y = 179.09
 R = 133.82
 FS = 1.81
 (0.1) FS con siema = 1.31

Círculo O_5 - línea de centros (1)

X = 80.03
 Y = 193.53
 R = 143.66
 FS = 1.90

Círculo que pasa por la grieta centro O_1 .

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato
1	0	28.21	1	1	2	1
2	6.72	29.52	2	2	3	1
3	53.79	58.06	3	3	4	1
4	124.31	60.02				

Círculo

X = 28.04

$Y = 98.99$
 $R = 73.47$
 $FS = 1.89$

Analizando el círculo que pasa por la grieta-centro O_2 .

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato
1	0	14.76	1	1	2	1
2	9.18	19.02	2	2	3	1
3	36.41	20.01	3	3	4	1
4	42.64	24.93	4	4	5	1
5	66.91	29.52	5	5	6	1
6	113.49	58.06	6	6	7	1
7	184.34	60.02				

$X = 42.97$
 $Y = 167.61$
 $R = 155.47$
 $FS = 1.84$
 1.15

Centro O_3 .

$X = 86.92$
 $Y = 76.75$
 $R = 66.91$
 $FS = 1.893$

Círculo centro X.

$X = 31.16$
 $Y = 118.74$
 $R = 92.50$
 $\tau = 115, C = 0.25, \phi = 10^\circ$
 $FS = 1.72$

Chequeo de círculos después de haber diseñado las terrazas para evitar que se siga deslizando la cuña.

Talud desde la grieta 1:1.5

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato
1	0	33.46	1	1	2	1
2	19.48	41.33	2	2	3	1
3	97.91	41.33	3	3	4	1
4	160.65	81.34	4	4	5	1
5	195.06	82.33	5	5	6	1
6	196.41	104.96	6	6	7	1
7	237.73	104.96				

X = 123
 Y = 104.96
 R = 68.88
 FS = 1.46 Critico

Círculo O₂.

X = 129.89
 Y = 100.70
 R = 67.73
 FS = 1.58

Círculo O₃.

X = 82.66
 Y = 112.83
 R = 7.83
 FS = 5.31

Análisis con talud desde la grieta con pendiente 2:1. Al pie del talud en el punto 2, y corona en el punto 3.

Punto	X	Y	Puntos Línea	Puntos Izq.	Puntos Der.	Estrato	τ	C	ϕ
1	0	39.36	1	1	2	1	115	500	15
2	37.39	39.36	2	2	3	1			
3	123.98	78.06	3	3	4	1			
4	156.46	77.74	4	4	5	1			
5	158.42	100.70	5	5	6	1			
6	200.08	99.22	6	6	7	1			

Círculo O_1 .

X = 71.73
 Y = 123.98
 R = 91.58
 FS = 1.50 Crítico

Círculo O_2 .

X = 80.03
 Y = 116.77
 R = 88.72
 FS = 1.71

Círculo O_3 .

X = 63.76
 Y = 130.71
 R = 95.45
 FS = 1.72

Al pie del talud en el punto 2 y corona en el punto 5.

Círculo O_1 .

X = 99.38
 Y = 149.90
 R = 126.28
 FS = 1.52

Círculo O₂.

X = 90.69
Y = 156.78
R = 129.40
FS = 1.47

Círculo O₃.

X = 81.34
Y = 164.69
R = 133.33
FS = 1.45 Critico

Círculo O₄.

X = 71.50
Y = 172.69
R = 138.42
FS = 1.47

Rechequeo del círculo O₃ con estratigrafía actual. (Puntos del 1 al 6, igual).

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato	Estrato	r	C	φ
1-6			1	1	2	1	1	115	500	15
7	201.392	85.28	2	2	3	1	1	115	500	20
8	0	18.532	3	3	4	1				

X = 81.34
Y = 164.66
R = 133.33
FS = 1.92

Círculo O₂.

X = 11.7 mts. = 38.376 pies.
Y = 78.6 mts. = 257.808 pies.
R = 65.0 mts. = 213.200 pies Con siemo E = 0.10 y FS = 1.65
Sin siemo FS = 2.238

Haciendo el análisis pero sin el Muro Soil Nailing.

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato
1	0	47.89	1	1	2	1
2	30.18	69.54	2	3	3	1
3	63.96	69.54	3	3	4	1
4	87.25	88.31	4	4	5	1
5	99.71	83.97	5	5	6	1
6	101.35	91.18	6	6	7	1
7	131.86	89.87	7	7	8	1
8	148.91	96.10	8	8	9	1
9	171.87	101.68	9	9	10	1
10	196.80	114.80	10	10	11	1
11	223.70	125.62	11	11	12	1
12	238.46	126.61				

Círculo O_1 .

$E = 0.10$
 $FS = 1.365$

Círculo O_2 .

$E = 0.10$
 $FS = 1.562$

Círculo O_3 , pero sin el muro y con sismo.

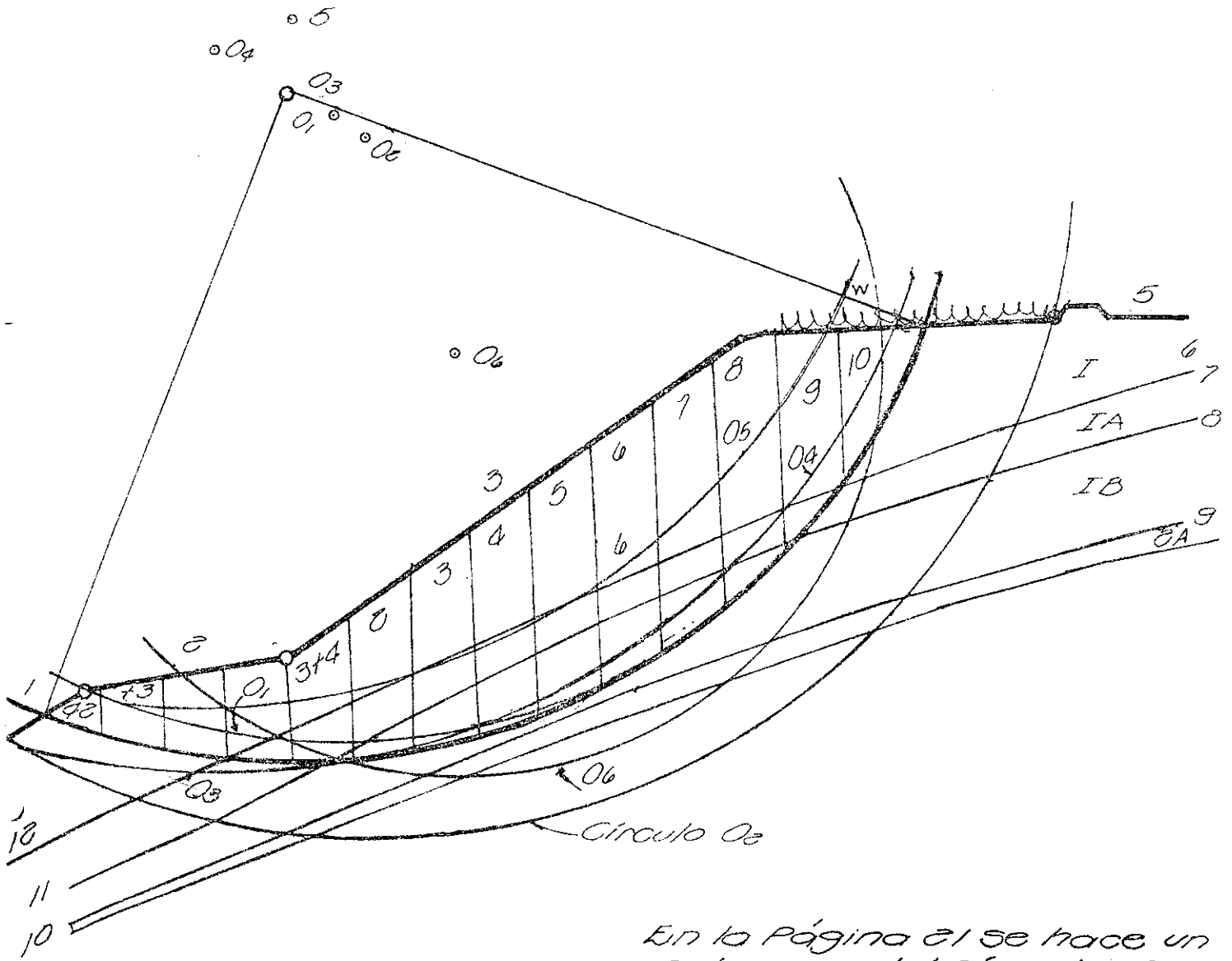
Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato
1	0	47.89	1	1	2	1
2	30.18	69.54	2	3	3	1
3	63.96	69.54	3	3	4	1
4	87.25	88.31	4	4	5	1
5	99.71	83.97	5	5	6	1
6	101.35	91.18	6	6	7	1
7	131.86	89.87				

X = 9.7 mts. = 31.82 pies.
 Y = 40.3 mts. = 132.18 pies.
 R = 27.0 mts. = 88.56 pies
 FS = 2.372

Circulo	Sismo	Muro	F.S.
01	Si	Si	1.299
01	Si	No	1.365
02	Si	Si	1.650
02	No	Si	2.238
02	Si	No	1.562
03	Si	No	2.372
01	Si (0.20)	5.00 Mts.	1.045
01	Si (0.10)	5.00 Mts.	1.358

Análisis del círculo 1 con el muro de 5.00 mts. de alto con E =
 0.20, 0.10.

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato
1	0	47.89	1	1	2	1
2	30.18	69.54	2	3	3	1
3	63.96	69.54	3	3	4	1
4	73.47	74.78	4	4	5	1
5	101.35	74.78	5	5	6	1
6	101.35	91.18	6	6	7	1
7	131.86	99.97	7	7	8	1
8	148.91	96.10	8	8	9	1
9	171.87	101.68	9	9	10	1
10	196.80	114.80	10	10	11	1
11	223.70	125.62	11	11	12	1
12	238.46	126.60				



En la Página 21 se hace un
 recuento del círculo O_3
 con el Método de Fellenious.

FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS...

$$\begin{aligned}
 X &= 82.82 \\
 Y &= 192.86 \\
 R &= 165.64 \\
 FS &= 1.045
 \end{aligned}$$

Chequeo del círculo O_3 , con el método de Fellenius.

$$\begin{aligned}
 b &= 0.1 R = 0.1(70.52)/3.28 = 2.15 \text{ mts.} = 2.00 \text{ mts.} \\
 C &= 2,930.59 \text{ Kg/mt}^2 \\
 \phi &= 12^\circ \\
 \tau &= 115 \text{ lb/pie} = 1,842.36 \text{ kg/cm}^2.
 \end{aligned}$$

Resumen.

$$Tg \phi = 0.2126$$

$$\hat{L} = 34.147 \text{ mt.}$$

$$\hat{C}1 = 100,071.932$$

$$= 235,248.47 \quad T = 91,163$$

$$\hat{L} = \text{PI} \times A^\circ \times R / 180$$

$$\hat{L} = \text{PI} (91^\circ) (21.5) / 180 = 34.147 \text{ mt.}$$

$$N Tg \phi = 50,003.61$$

$$\begin{aligned}
 FS &= Tg \phi N + \hat{C}1 / T = 50,003.61 + 100,071.932 / 91,163 \\
 &= 1.65
 \end{aligned}$$

Si $FS = 1$, entonces el siguiente paso es encontrar la cohesión desarrollada:

$$1 = 50,003.61 + C (34.147) / 9,163$$

$$C_d = 1,205.359 \text{ Kg/mt}^2$$

$$C_d = 0.123 \text{ T/pie}^2$$

Después de haber construido el muro, se hizo un análisis de la estabilidad del talud del muro, con una falla circular.

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato
1	0	26.24	1	1	2	1
2	10.824	28.21	2	3	3	1
3	28.536	38.048	3	3	4	1
4	56.744	42.64	4	4	5	1

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato
5	86.92	63.632	5	5	6	1
6	121.36	63.632	6	6	7	1
7	125.296	66.256	7	7	8	1
8	158.424	66.256	8	8	9	1
9	158.424	85.936	9	9	10	1
10	188.928	83.968	10	10	11	1
11	226.976	94.464				

Círculo.

$X = 117.42$ $X = 115$
 $Y = 125.624$ $\phi = 12^\circ$
 $R = 103.618$ $C = 0.3$ $T/p^2 = 600 \text{ lb}/p^2$
 Sin siema FS = 2.0848

Círculo O_1 .

$X = 11.00 \text{ mts.} = 40.344 \text{ p.}$
 $Y = 27.00 \text{ mts.} = 88.56 \text{ p.}$
 $R = 19.90 \text{ mts.} = 65.272 \text{ p.}$

Punto	X	Y	Línea	Izq.	Der.	Estrato abajo
1	0	23.94	1	1	2	1
2	12.134	29.52	2	2	3	1
3	32.804	32.14	3	3	4	1
4	80.684	63.63	4	4	5	1
5	114.474	64.94	5	5	6	1
6	114.474	64.62	6	12	7	2
7	114.474	58.38	7	11	8	3
8	114.474	53.79	8	10	9	3
9	114.474	42.97				
10	0	22.96				
11	0	6.232				
12	0	11.152				

Estrato	τ	C	ϕ	Saturado
1	116	845	16	No
2	100	576	23	No
3	114	770	20	No

Sin sismo FS = 1.365

Si C = 600, $\phi = 16^\circ$, $\tau = 115$ y solo se considera un estrato:

FS = 1.85

Círculo O₂.

X = 43.886

Y = 86.592

R = 74.128

FS = 1.862

Círculo O₃.

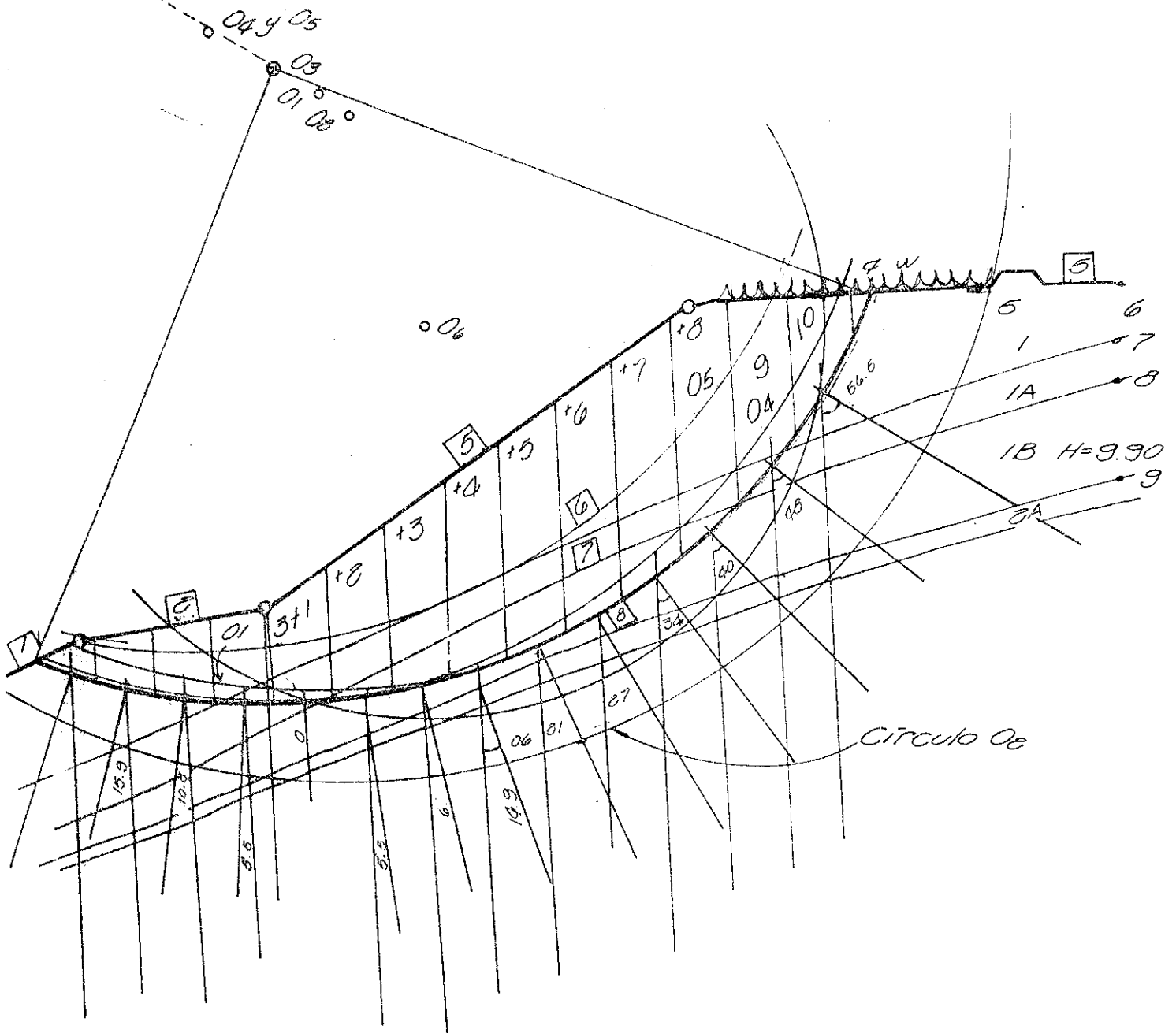
X = 35.916

Y = 91.840

R = 70.520

FS = 1.8411

MÉTODO DE FELLENIUS



FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.

Círculo 0₄.

$$X = 28.864$$

$$Y = 96.432$$

$$R = 76.096$$

$$FS = 1.860$$

Círculo 0₅.

$$X = 28.864$$

$$Y = 96.432$$

$$R = 69.208$$

$$FS = 2.110$$

Círculo 0₆.

$$X = 51.830$$

$$Y = 63.300$$

$$R = 44.280$$

$$FS = 2.000$$

B. Parámetros.

$$i = 13^\circ$$

$$C = 0.25 \text{ Ton/pie}^2$$

$$\phi = 10^\circ$$

$$\tau = 115 \text{ \#/pie}^3$$

$$H_a = 7.90 \text{ mts.}$$

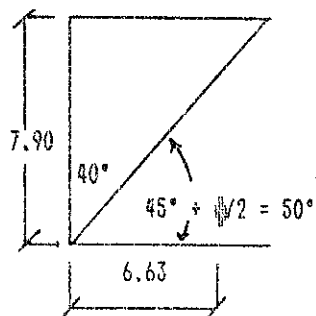
$$H_f = 6.50 \text{ mts.}$$

$$L_{\text{plano}} = 75.00 \text{ mts.}$$

$$45^\circ + \phi/2 = 50^\circ$$

$$45^\circ - \phi/2 = 40^\circ$$

1. Cuña activa



$$\text{Tg } 40^\circ = X/7.90 = 6.63 \text{ mts.}$$

$$A_a = 0.5 \times 7.90 \times 6.63 \times 3.282 = 281.75 \text{ p}^2$$

$$\tau = 115 \text{ \#/pie}^3$$

$$W_a = 281.75 \times 115 = 32,401.25 \text{ \#/pie-lineal}$$

$$P_a = W_a \times \text{Tg} (45^\circ - \phi/2) - 20 H_a \text{Tg} (45^\circ - \phi/2)$$

$$= (32,401.25 \times \text{Tg} 40^\circ) - (2 \times 0.25 \times 2,000 \times 7.90 \times 3.28 \times \text{Tg} 40^\circ)$$

$$= 27,187.88 - 21,742.75$$

$$= 5,445.13 \text{ \#/pie-lineal}$$

2. Cuña pasiva

$$P = 16.32 \text{ mt}^2 = 175.58 \text{ pie}^2$$

$$\tau = 115 \text{ \#/pie}^3$$

$$W_p = 175.58 \times 115 = 20,191.7 \text{ \#/pie-lineal}$$

$$P_p = W_p \times \text{Tg} (45^\circ + \phi/2) + 20 H_p \text{Tg} (45^\circ + \phi/2)$$

$$= (20,191.7 \text{Tg} 50^\circ) + (2 \times 0.25 \times 2,000 \times 6.5 \times 3.25 \times \text{Tg} 50^\circ)$$

$$= 24,063.53 + 25,408.19 = 49,471.72 \text{ \#}$$

3. Bloque central

$$A_b = 610.72 \text{ mts}^2 \text{ (Dato obtenido por computadora)} = 6,570.37 \text{ p}^2$$

$$W_b = A_b \times \tau = 6,570.37 \times 115 = 755,592.55 \text{ \#/pie-lineal}$$

$$S = CL + (W_b \text{ Sen } i \text{ Cos } i) \text{Tg } \phi$$

$$= (0.25 \times 2,000 \times 246) + (755,592.55 \text{ Sen } 13^\circ \text{Tg } 10^\circ)$$

$$= 123,000.00 + 29,202.39$$

$$= 152,202.39 \text{ \#/pie-lineal}$$

$$T_b = W_b \text{ Sen } i \text{ Cos } i$$

$$= 755,592.55 \times \text{Sen } 13^\circ \text{ Cos } 13^\circ$$

$$= 165,614.99 \text{ \#/pie-lineal}$$

Análisis sin sismo

$$\begin{aligned} F.S &= P_p + S/P_a + T_a \\ &= 49,471.72 + 152,202.39/5,445.13 + 165,614.99 \\ &= 1.18 \end{aligned}$$

Análisis con sismo

$$F_{sismo} = 16,561.50 \text{ \#/pie-lineal}$$

$$\begin{aligned} F.s &= P_p + S/P_a + T_a + F_{sismo} \\ &= 49,471.72 + 152,202.29/5,445.13 + 165,614.99 + 16,561.50 \\ &= 1.07 \end{aligned}$$

Se analizaron dos cuñas más, para explicar el origen de la grieta al pie del talud del suelo enclavado, ahora la cuña se tomará como el inicio de una falla rotacional.

Cuña 2.

$$Aa = 37.78 \text{ mts.} \quad Lc = 91.80 \text{ mts}^2$$

$$Ac = 660.31 \text{ mts}^2$$

$$Ap = 20.85 \text{ mts.}$$

$$F.S = 1.04$$

Parámetros de diseño

$$\tau = 115$$

$$C = 0.25$$

$$\phi = 15^\circ$$

Cuña numero 3.

$$Aa = 37.78 \text{ mts}^2$$

$$A_c = 803.50 \text{ mts}^2$$

$$A_p = 14.79 \text{ mts}^2$$

$$F.S = 1.04$$

$$LC = 116.10$$

$$F_s = 52,583 + 0.25(2,000)(75)(3.28) + W_b \text{ Sen } 18^\circ \text{ Cos } 18^\circ \text{ Tg } 15^\circ = 1.5$$

$$11,704.82 = W_b \text{ Sen } 18^\circ \text{ Cos } 18^\circ$$

$$17,557.23 + 0.4408889 W_b = 175,583 + 0.07874829 W_b$$

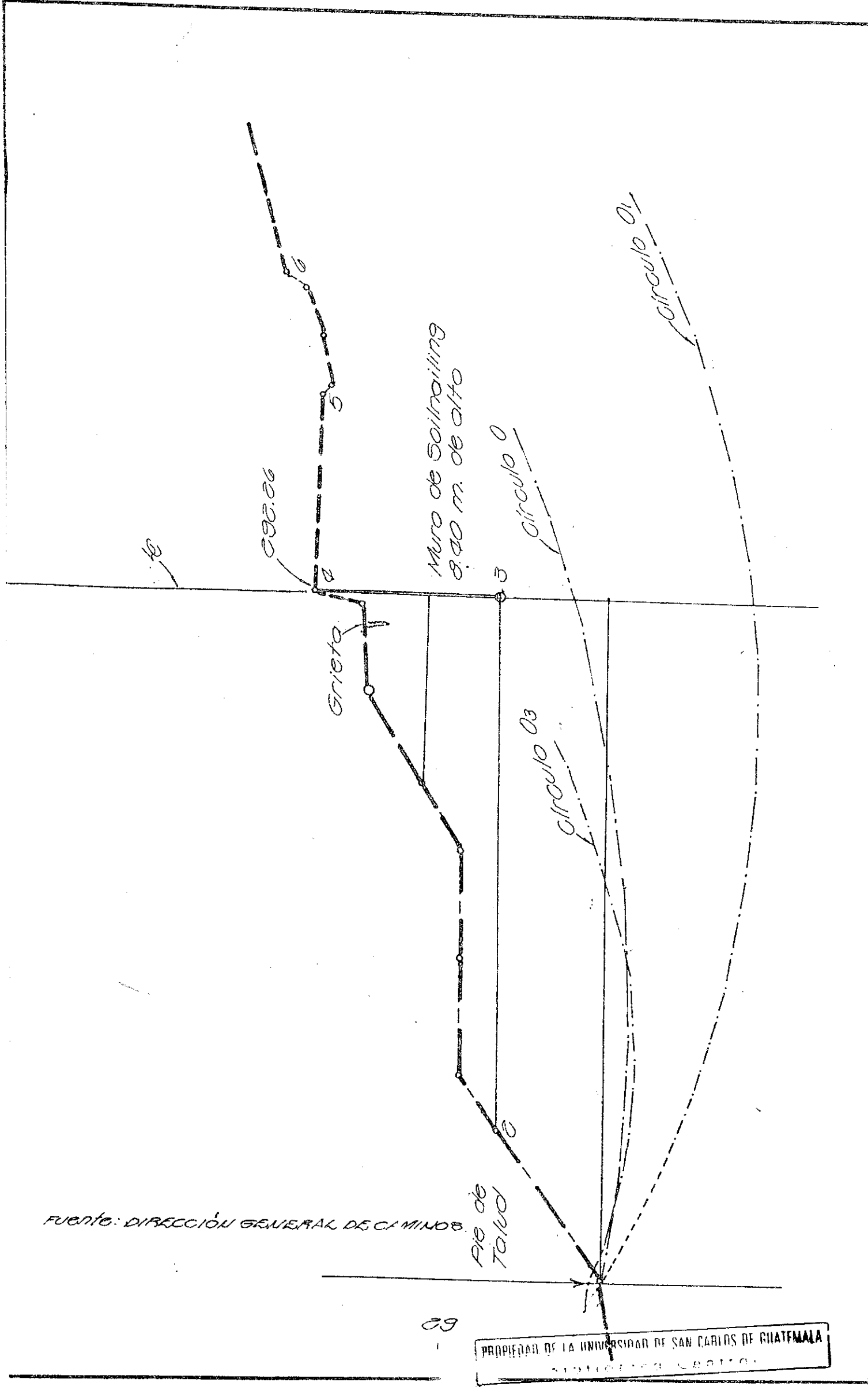
$$158,025.77 = 0.36209261 W_b$$

$$W_b = 436,426.037$$

$$A_b = 37.95 \text{ pie}^2$$

$$A_b = 352.75 \text{ mts}^2 \text{ y tenemos } 610.72$$

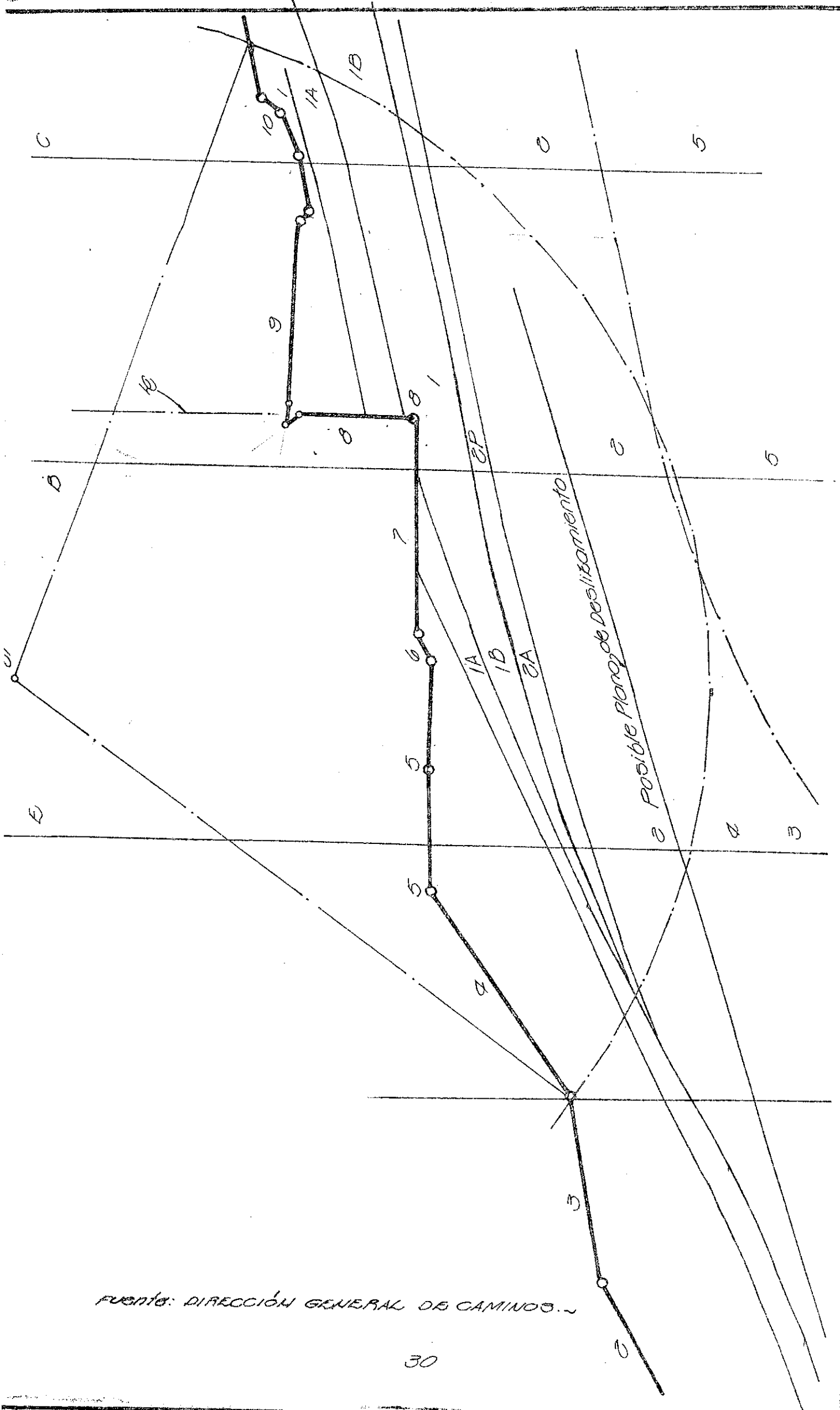
NOTA: Todas las tablas presentadas en este capítulo, provienen de la siguiente fuente: "Investigación y Consultoría, Ing. Federico Kooze S. Informe final Dirección General de Caminos, Departamento de Especificaciones."



FUENTE: DIRECCION GENERAL DE CAMINOS.

29

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO DE INVESTIGACIONES



FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.

CAPITULO II.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PILOTES DE GRAN DIAMETRO FUNDIDOS EN EL LUGAR

En el presente capítulo se describen las normas y requisitos para el diseño y la construcción de los pilotes, los cuales servirán de base para la construcción de muros de contención en las estaciones 0+040 y 0+090, el diseño para ambas estaciones así como el diámetro de los pilotes y la longitud se calcularán en este capítulo.

DISEÑO DE PILOTES DE GRAN DIAMETRO
FUNDIDOS EN EL LUGAR.

Para el espaciamiento entre pilotes se asumirá una distancia d , entre centros de los pilotes, para el diseño se tomará en cuenta la presión que ejerce el muro de contención sobre los pilotes.

En este capítulo se presentan las soluciones para las estaciones 0+090 y 0+040 y los parámetros de diseño a utilizar.

Sea:

H = altura de la cortina del muro de contención.

P_a = Presión activa.

K_a = Coeficiente de presión activa.

γ = Peso específico del suelo.

Desarrollo:

Si H = 5 mts. = 16.4 pies.

$P_a = 0.5 \gamma K_a H^2 / 2 = (0.5 \times 115 \times 0.94 \times 16.4^2) / 1,000 = 14.54$ Kip/pie ancho.

y está actuando a $H/3 = 16.4/3 = 5.46$ pies.

$\Delta P = 0.5 \gamma H^2 (3/4 K_a) = (0.5 \times 115 \times 16.4^2 \times 0.75 \times 0.11) / 1,000 = 1.27$ Kip/pie ancho.

y actúa a $0.6H = 0.6 \times 16.4 = 9.84$ pies.

Para efectos de cálculo se asumirá un espaciamiento de 3 metros entre centros.

3.00 mts. = 9.84 pies.

$H = (P_a + \Delta P_a) \times L = (14.54 + 1.27) \times 9.84 = 155.57$ Kip.

$M = (P_a \times H/3) + (\Delta P_a \times 0.64H) = (14.5 \times 5.46) + (1.27 \times 9.84) \times 9.84$
 $= 904.15$ Kip-pie.

$H_b = H/\gamma = 155.57/3.28 = 47.43$ Kip.

$M_b = M/\gamma = 904.15/3.28 = 275.65$ Kip-pie.

$L^3 - 14H_b L/R - 19M_b/R = 0$

$L^3 - 14 \times 47.43 \times L / 0.350 - 19 \times 275.65 / 0.350 = 0$

$L^3 - 1,897.20L = 14,963.86$

L = 14.50

Si se asume un espaciamiento de 2.50 mts. entre centros de pilotes (2.50 mts. = 8.20 pies).

$$H = (P_a + P_b) \times L = (14.54 + 1.27) \times 8.20 = 129.64 \text{ Kip.}$$

$$M = (P_a \times H/3) + (P_b \times 0.64H) = (14.5 \times 5.46) + (1.27 \times 9.84) \times 8.20 \\ = 753.46 \text{ Kip-pie.}$$

$$H_b = H/\bar{Y} = 129.64/3.28 = 39.52 \text{ Kip.}$$

$$M_b = M/\bar{Y} = 753.46/3.28 = 229.71 \text{ Kip-pie.}$$

$$L^3 - 14H_b L/R - 19M_b/R = 0$$

$$L^3 - 14 \times 39.52 \times L / 0.350 - 19 \times 229.71 / 0.350 = 0$$

$$L^3 - 1,580.80L = 12,469.97$$

$$L = 13.20$$

Si se asume que la cortina del muro de contención tiene una altura de 4.50 metros.

$$H = 4.50 \text{ mts.} = 14.76 \text{ pies.}$$

$$P_a = 0.5 K_a H^2 / 2 = (0.5 \times 115 \times 0.94 \times 14.76^2) / 1,000 = 11.77 \text{ Kip/pie ancho.}$$

y está actuando a $H/3 = 14.76/3 = 4.92$ pies.

$$\Delta P = 0.5 K_b H^2 (3/4 K_b) = (0.5 \times 115 \times 14.76^2 \times 0.75 \times 0.11) / 1,000 = 1.03 \text{ Kip/pie}$$

y está actuando a una altura de $0.6H = 0.6 \times 14.76 = 8.86$ pies.

Nota: Se asumirá una separación de 3.00 mts. entre centros de los pilotes.
(3.00 mts. = 9.84 pies).

$$H = (P_a + \Delta P_b) \times L = (11.77 + 1.03) \times 9.84 = 125.95 \text{ Kip.}$$

$$M = ((P_a \times H/3) + (\Delta P_b \times 0.64H)) \times L = ((11.77 \times 4.92) + (1.03 \times 8.88)) \times \\ 9.84 = 659.62 \text{ Kip-pie.}$$

$$H_b = H/\bar{Y} = 125.95/3.28 = 38.40 \text{ Kip.}$$

$$M_b = M/\bar{Y} = 659.62/3.28 = 201.10 \text{ Kip-pie.}$$

$$L^3 - 14H_b L/R - 19M_b/R = 0$$

$$L^3 - 14 \times 38.40 \times L / 0.350 - 19 \times 201.10 / 0.350 = 0$$

$$L^3 - 1,536.61 L = 10,916.86$$

$L = 13.00 \text{ mts} = 42.64 \text{ pies.}$

Si se usa $L = 13 \text{ mts.}$ se obtienen los siguientes resultados.

$$a/L = \frac{4E/L + 3}{6E/L + 4} = 0.74 \quad a/2 = 0.74 \times 42.64/2 = 15.77'$$

$$M = H_0 \left((E/L + X/L) - (4E/L + 3)(X/L)^2 + (3E/L + 2)(X/L)^4 \right) =$$

$$X/L = 15.77/42.64 = 0.37$$

$$M = 38.40 \times 42.64 \left((0.12+0.37) - (0.48+3)(0.37)^2 + (0.36+2)(0.37)^4 \right)$$

$$M = 1,637.37 (0.49 - 0.18 + 0.04)$$

$$M_{\text{max}} = 573.08 \text{ Kip-pie/pie ancho pilote.}$$

Resumiendo: En la estación $0 + 040$ se construirán pilotes de 1 mt. de diámetro con una longitud de 13 mt. de profundidad y un muro de contención de 4.50 mt. de altura, teniendo el pilote una altura total de 17.50 mt.

Cálculo para el diseño de los pilotes en la estación $0 + 090$, para resistir las cargas producidas por la cuña, se encontrará la longitud de empotramiento para los pilotes de 0.80 mt. de diámetro, separados 3.00 mt. entre centros.

Sea:

\dot{Y} = Diámetro de los pilotes.

$R = 350 \text{ psi/pie.}$

Del diseño del muro se tiene que:

$$F_{\text{muro}} = 1.25 (P_a + T_o + F_w) - S$$

$$F_{\text{muro}} = 1.25(6.89 + 103.06 + 15.46) - 152.98 = 3.78 \text{ Kip/pie}$$

Se asumirá que esta carga se distribuirá uniformemente sobre toda la cara de la losa y luego será transmitida al pilote actuando a $0.54 H = 4.10'$. Se asume una separación de 3.00 mt. entre centros de pilotes se obtiene la siguiente información:

$$H = 3.78 \times 4.10 \times 3.00 \times 3.28 = 152.50 \text{ Kip-pie}$$

Nota: Para el diseño del pilote se utilizarán estas cargas por ser más críticas.

$$H_b = H/\dot{Y} = 37.20/2.62 = 14.20 \text{ Kip/pie}$$

$$M_b = M/\dot{Y} = 152.50/2.62 = 58.20 \text{ Kip-pie/pie.}$$

$$L^3 - 14H_b L/R - 19M_b/R = 0 \quad L^3 - 14 \times 14.20 \times L/0.35 - 19 \times 58.20/0.35 =$$

$$L^3 - 568L = 3,160$$

Se obtiene una $L = 8.00 \text{ mt.} = 26.25'$

Cálculo para el diagrama de momentos.

$$\text{Como } L/\dot{Y} = 8.00/0.80 = 10$$

Se considera al pilote como rígido, por lo tanto se utilizarán las fórmulas publicadas en el artículo "Resistence To Overting of Single, Short Piles" de E.. Czerniak, Pag. 1, 18, 8 y 2 del Journal Of The Structural Division, Volumen 83, No. ST2, de marzo de 1,957.

$$P = \frac{1.18 (4M_b + 3H_b L)^2}{L^2 (3M_b + 2H_b L)}$$

$$P = \frac{1.18 \times (4 \times 58.20 + 3 \times 14.20 \times 26.25)^2}{26.25^2 (3 \times 58.20 + 2 \times 14.20 \times 26.25)} = 3.40 \text{ Kip/pie.}$$

$$S = 9.42 (2M_b + H_b L) / L^2 = 9.42 \times (2 \times 58.20 + 14.20 \times 26.25) / 26.25^2$$

$$S = 6.69 \text{ Kip/pie.}$$

$$E = M_b/H_b = 58.20/14.20 = 4.10$$

$$E/L = 4.10/25.26 = 0.16$$

$$a/L = \frac{4E/L + 3}{6E/L + 4} = \frac{4 \times 0.16 + 3}{6 \times 0.16 + 4} = 0.73$$

$$a/2 = 0.73 \times 26.25/2 = 9.58'$$

$$P/(a/2) = 3.4/9.58 = 0.35 = R = 0.35 \text{ O.K}$$

DIAGRAMA DE PRESIONES

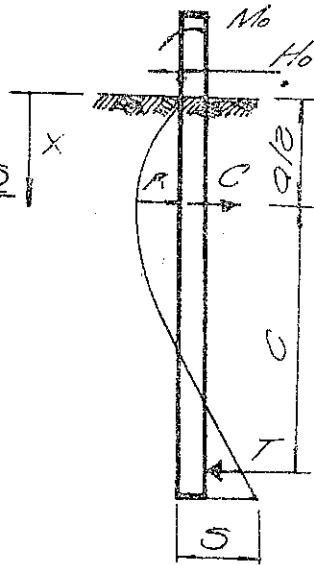
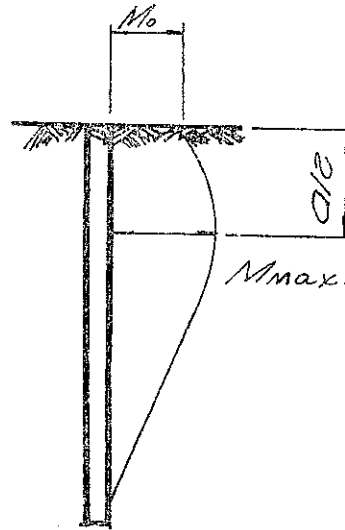


DIAGRAMA DE MOMENTOS



FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE MINOS...

$$S/L = 6.69/26.25 = 0.25 \quad R = 0.35 \quad O.K$$

Localizando el momento máximo a una profundidad de $a/2 = 9.58'$

$$M_{max} = H_0 L \left((E/L + X/L) - (4E/L + 3) (X/L)^2 + (3E/L + 2) (X/L)^3 \right)$$

$$X/L = 9.58/26.25 = 0.36$$

$$M_{max} = 372.75 (0.52 - 0.17 + 0.04) = 145.37 \text{ Kip-pie/pie.}$$

$$M_{max \text{ total}} = M_{max} \times \phi = 145.37 \times 2.62 = 380.87 \text{ Kip-pie.}$$

$$M_{max \text{ total}} = 380.87 \text{ Kip-pie.}$$

Resumiendo se obtiene que:

$$\phi = 0.80 \text{ mt.} = 2.62 \text{ pies}$$

$$\text{Separación entre pilotes} = 3.00 \text{ mt.} = 3.28 \text{ pies.}$$

$$\text{Tendrán una profundidad} = 8.00 \text{ mt.} = 26.25 \text{ pies.}$$

Cálculo para el refuerzo de los pilotes.

Diseño de los pilotes:

$$\text{pilotes de } \phi = 1.00 \text{ metro} = 3.28 \text{ pies.}$$

$$\text{Corte Max} = 24.64 \text{ kip/pie} \times 3.28 \text{ pies} = 80.80 \text{ kips.}$$

$$\text{Mom Max} = 368 \text{ kip.pie/pie} \times 3.28 \text{ pies} = 1,207 \text{ kip-pie}$$

$$h = 1.00 \text{ metro} = 39.4 \text{ pulgadas}$$

$$r_h = 0.80 \text{ metro}$$

$$r = 0.75$$

$$f'_c = 4 \text{ ks} \quad \text{Manual ACI}$$

$$f_y = 60 \text{ ks} \quad \text{C-4 60.75}$$

$$M_u = 1.3 \times 1,207 = 1,569 \text{ kip-pie}$$

Donde 1.3 es el factor de seguridad de carga.

$$\left. \begin{aligned} \phi \text{ Min}/A_{gh} &= 1,569 \times 12/1,217 \times 39.4 = 0.39 \\ \phi \text{ Pn}/A_g &= 0.5 \text{ (estimado conservador)} \end{aligned} \right\} \tau = 2.0\%$$

$$\text{Entonces } A_s = 24.3 \text{ pulg}^2$$

Usar 30 ϕ 8 grado 60 (15 pares)

Espiral ϕ 4 15 centímetros

Resumiendo: para el muro de contención en la estación 0+040 se construirán pilotes de gran diámetro fundidos en el lugar, que tendrán una profundidad de 13 mt., abajo de la superficie del suelo, con una cortina de concreto de 4.50 mt. sobre la superficie del suelo y tendrán un diámetro de 1.00 mt. y el espaciamiento entre centros será de 3.00 mt. según planos Nos. 2, 13 y 14.

Los pilotes para el muro de contención localizado a lo largo de la estación 0+090, al pie del nuevo talud, tendrá una longitud total de 10.50 mt. respectivamente y un diámetro de 0.80 mt. El espaciamiento entre centros será de 3.00 mt. según planos 2, 13 y 14, con una cortina de concreto de 2.50 mt. de alto.

Los trabajos contemplados en la construcción de los pilotes y los muros de contención en ambas estaciones contemplan lo siguiente.

1. Excavación para la construcción de los pilotes.
2. El movimiento, transporte y disposición de los materiales resultantes de la excavación.
3. La colocación del acero de refuerzo.
4. La colocación del concreto para la construcción de los pilotes de gran diámetro.

CONSTRUCCION. La excavación para los agujeros de los pilotes deberá ser hecha con maquinaria de percusión o rotativa, según sea el suelo a excavar. La perforadora deberá tener un momento torsional mínimo para excavar los agujeros y llegar a la profundidad especificada sin contratiempos. Se estima que las excavaciones no presentaran mayores

problemas con la capa freática. Sin embargo, si se da esta situación, deberán tomarse las debidas precauciones, tales como tener el equipo adecuado para la evacuación del agua.

Los materiales removidos de los agujeros excavados para la construcción de los pilotes deberán ser retirados del área antes de empezar a colocar la armadura y el concreto, y deberán ser acarreados fuera del proyecto.

Si al realizar la perforación, se encuentran materiales que no permitan la excavación por métodos tradicionales, deberá utilizarse perforadoras con un momento torsional suficiente para tal propósito.

En el caso que no se pueda mantener el nivel del agua por debajo de la altura recomendada (0.80 mt. arriba de la excavación), o una altura que no permita la colocación del concreto, se podrá utilizar cualquiera de los siguientes métodos: a) uso o instalación de entubado temporal, sellando el fondo del agujero con concreto para extraer el agua por bombeo, b) dejar el agua dentro del agujero a la profundidad que alcance y utilizar el método Tremie para colocar el concreto.

Los pilotes deberán instalarse tal como se muestra en los planos estructurales y de acuerdo a las especificaciones, los centros de los pilotes no deberán desviarse por mas de ± 10 cm. En la parte superior del pilote, y ningún centro de pilotes verticalmente deberá estar fuera de plomo por mas de 4.5 cm. en los 3.00 mt. superiores del pilote y 4.0 cm. por cada 3.00 mt. subsiguientes de profundidad.

Entubado. Se colocará un entubado protector temporal, con un diámetro interior por lo menos igual al diámetro nominal del pilote y un espesor suficiente para resistir la presión del suelo, la presión hidrostática y

los efectos dinámicos de la construcción.

El entubado temporal será removido cuidadosamente por medio de tracción vertical durante la colocación del concreto. El nivel del concreto en el agujero estará suficientemente arriba del fondo del entubado para prevenir contaminación con el suelo.

En el sitio del proyecto se tendrá el equipo y materiales necesarios para asegurar el descenso, a modo de poder supervisar la perforación.

Acero de Refuerzo. La utilización del acero de refuerzo en cada uno de los pilotes de acuerdo al diámetro, longitud, etc., se indica en los planos Nos. 2, 13 y 14, que se adjuntan.

El refuerzo vertical en cada pilote de muro de contención, consistirá en 42 barras corrugadas de 1" (No. 8), con estribos zunchados de 1/2" (No. 4), de barras corrugadas, espaciadas 0.15 mt. C/U, de acuerdo a lo que se indica en los planos Nos. 2 y 13. El acero de refuerzo tanto el vertical como el de los estribos será de grado 60, de acuerdo con las especificaciones AASHTO M-31, M-42 y M-53.

Todo el acero estará libre de óxido, lodo o cualquier otro material delatero que perjudique la adhesión con el concreto.

Concreto. Todos los pilotes serán construidos con concreto hidráulico con cemento Portland modificado con puzolana Tipo I PM, de acuerdo con las especificaciones ASTM C-150-81 o ASTM C-595-85 respectivamente. El tamaño máximo del agregado será de 3/4".

La resistencia del concreto a compresión no confinada será de 280 kg/cm² (4,000 lb/pulg²), como mínimo a los 28 días de curado, con un "escurrimiento" de 4.0 a 4.5 pulgadas. Este concreto se utilizará como fluidificante, lo cual hará que el "escurrimiento" aumente a 6.0 o 6.5

pulgadas, y si se usa el método Tremie este "escurrimiento" aumente a 8.0 o 9.0 pulgadas.

Deberá llevarse un control estricto en la construcción de los pilotes asegurando que el concreto no se segregue y que se compacte lo mejor posible con o sin vibración.

El concreto que sea colocado por el método Tremie se hará de acuerdo con el numeral 505.06, sección 505 del libro de especificaciones de la Dirección General de Caminos. Este concreto deberá tener una resistencia a la compresión no confinada no menor de 280 kg/cm² con 15 a 20 cm. de "escurrimiento".

Cuando se utilice el sistema Tremie se incrementará en un 10% la cantidad de cemento en peso, del especificado para la mezcla.

El concreto se colocará en forma continua en toda la profundidad del pilote.

CAPITULO III
 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LAS CORTINAS
 DE LOS MUROS DE CONTENCION

El objetivo principal del presente capítulo consiste en presentar los parámetros utilizados para el diseño y construcción de los muros de contención, así como los distintos trabajos que se tienen que realizar para la construcción de los mismos.

Se diseñará un muro para la estación 0+040 y otro en la estación 0+090, ambas cortinas tendrán un espesor aproximado de 15 cm.

La teoría y el análisis para el cálculo de los resultados se describen a continuación.

CALCULO DEL MURO DE PILOTES EN LA ESTACION 0+040

Parámetros de diseño:

$$\phi = 15^\circ$$

$$\tau = 115 \text{ lb/pie}^2$$

$$C = 0.25 \text{ Ton/pie}^2$$

1.- Cálculo de presión activa.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2(\alpha + \phi_1) \left[\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi - \delta)}{\cos(\alpha + \phi_1) \cos(\delta - \alpha)} \right]}$$

Donde:

$$\delta = \text{Tg}^{-1}(1/1) = 45^\circ$$

$$\alpha = 0$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$\delta = 45^\circ$$

y se asumirá que el ángulo $\psi = 0.5 \phi = 7.5^\circ$

$$K_a = \frac{\cos^2 \psi}{\cos \psi \left[1 + \frac{\sin(\psi + \psi_1) \sin(\psi - \delta)}{\cos \psi_1 \cos \delta} \right]}$$

$$K_a = 0.94$$

$$P_a = 0.5 \tau K_a H^2 = 0.5 \times 115 \times 0.94 (5.00 \times 3.28)^2 = 14.54 \text{ kip/pie de ancho}$$

11.78 kip/pie

$$\tau_a = \tau K_a H = 115 \times 0.94 (5.00 \times 3.28) = 1.77 \text{ Kef/pie lineal}$$

1.60 Ksf/pie lineal

2.- Cálculo de la fuerza cortante.

analizando por computadora la posible cuña crítica:

$$H_a = 6.81 \text{ metros}$$

$$\text{Cuña activa } A_a = 30.58 \text{ metros cuadrados}$$

$$P_a = 11,891.47 \text{ lb/pie lineal}$$

$$L_a = 21.10 \text{ metros}$$

$$A_a = 105.94 \text{ metros cuadrados}$$

$$\text{Bloque central } S = 45,025.94 \text{ lb/pie lineal}$$

$$T_a = 38,895.22 \text{ lb/pie lineal}$$

$$F_a = 5,834.28 \text{ lb/pie lineal}$$

$$F_a = \frac{F_{muro} + S}{P_a + T_a + F_a} = 1.25$$

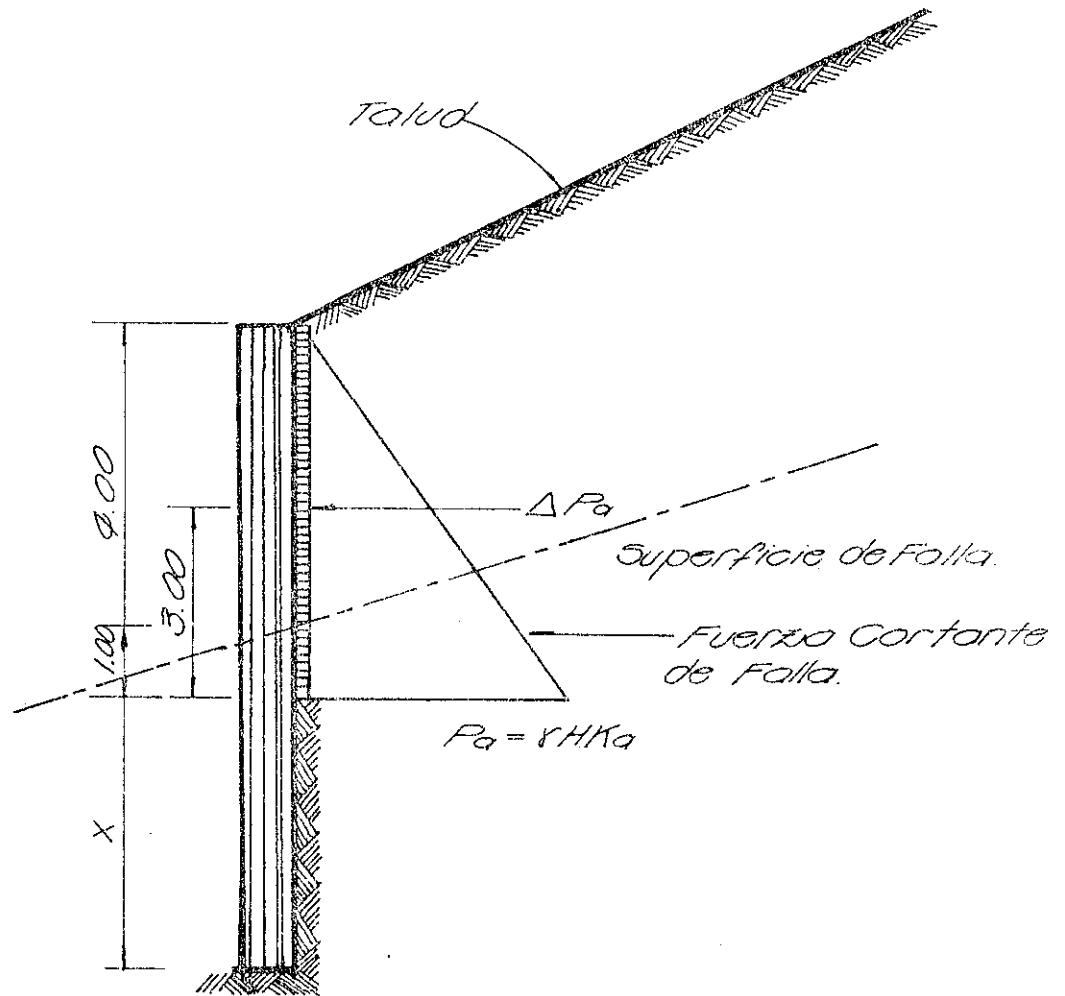
$$F_{muro} = 1.25 (P_a + T_a + F_a) - S$$

$$F_{muro} = 1.25 (11,891.47 + 38,895.22 + 5,834.28) - 45,025.94 = 25.75$$

Incremento de la fuerza activa por el sismo.

Se utilizará la teoría de MONONOBE-OKABE, la cual dice que los esfuerzos

MURO DE LA ESTACIÓN 0+040



Parámetros de Diseño:

$$\phi = 15^\circ$$

$$\gamma = 115 \text{ lb/Pie}^3$$

$$C = 0.55 \text{ Ton/Pie}^2$$

Fuente: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.

aumentan su valor debido a la aceleración del sismo, y dicho incremento actuará a 0.6 H.

$$P_{sismo} = P_{s} + A_{sismo} \text{ donde } P_{s} = 0.5 H^2 (3/4 K_h)$$

$K_h = 0.11$ para el presente caso.

$$P_{s} = 0.5 \times 115 (5.00 \times 3.28)^2 (0.75 \times 0.11) = 1.27 \text{ K/pie de ancho}$$

y está actuando a $0.6 H = 0.6 \times 5.00 = 3.00$ metros

asumiendo una distribución de pilotes, se tendrá una distancia entre pilotes de 2.4 metros.

$$AP_{sismo} = 1.27 \times 7.91 \text{ pies} = 10.0 \text{ K} \quad 6.56 \text{ pies}$$

$$P_{s} = 14.54 \times 7.9 \text{ pies} = 114.9 \text{ K} \quad 10.92 \text{ pies}$$

$$F_{corte} = 25.75 \times 7.9 \text{ pies} = 203.4 \text{ K} \quad 13.12 \text{ pies}$$

CALCULO DEL REFUERZO PARA LA CORTINA DEL MURO DE CONTENCION EN LA ESTACION 0+040.

Cargas:

$$P = \tau H K_h = 115 \times 14.76 \times 0.94 = 1,595.55/1000 = 1.60 \text{ Kips/pie}^2$$

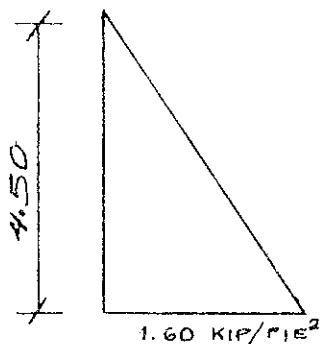
Se tomará la carga por pie de ancho en la base.

$$W = 1.60 \text{ Kip/pie de largo.}$$

$$L = 2.50 - 1.00 = 1.50 \text{ mt. } \approx 5.00'$$

$$\text{y se tomará como } M^+_{max} = M^-_{neg} = W L^2/10$$

$$M_{max} = 1.60 \times 5.00^2/10 = 4 \text{ Kip-pie.}$$



Refuerzo en el sentido longitudinal.

Asumiendo un espesor de losa $T = 15 \text{ cm} = 6''$, con refuerzo al centro $d = 3'$.

Con:

$$f'_c = 3 \text{ KSI}$$

$$f_y = 60 \text{ KSI}$$

$$F = bd^2/12,000 = 12 \times 3^2/12,000 = 0.009$$

$$K_m = M_o/F = 4.00/0.009 = 444. \text{ De tablas se obtiene}$$

$$\tau = 0.0093$$

$$A_s = \tau bd = 0.0093 \times 12 \times 3 = 0.33 \text{ pulg}^2$$

Se usará refuerzo $\phi 1/2$, grado 60 a 0.15 mt.

Cálculo del refuerzo en el sentido transversal.

Se usará el refuerzo mínimo por temperatura

$$\tau_{min} = 0.0018$$

$$A_s = \tau_{min} bd = 0.0018 \times 12 \times 6 = 0.13$$

se usará varilla de refuerzo $\phi 3/8$, grado 60 a 0.25 mt.

El espaciamiento máximo del refuerzo por temperatura deberá ser el más pequeño entre:

- a) 0.25 mt (crítico)
- b) $5 \times t = 5 \times 0.15 = 0.75 \text{ mt.}$
- c) $18'' = 0.45 \text{ mt.}$

DISEÑO DEL MURO DE CONTENCION EN ESTACION 0+090

Parámetros de diseño:

$$\phi = 15^\circ$$

$$\tau = 115 \text{ lb/pie}^2$$

$$C = 0.25 \text{ Ton/pie}^2$$

Nota: se analizarán dos condiciones de carga sobre el muro y se tomará la

más crítica.

- a) El empuje producido por la presión activa del relleno.
- b) La fuerza que ejerce la cufia sobre el muro.

a) Cálculo de la presión activa.

cálculo de K_a , usando la formula de Coulomb.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \delta)}{\cos^2(\alpha + \phi_F) \left[\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi - \delta)}{\cos(\alpha + \phi) \cos(\delta - \alpha)} \right]}$$

Donde:

$$\alpha = 0$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$\delta = 21.47^\circ$$

Se asumirá que $\phi_1 = 0.5 \phi = 7.5^\circ$

$$K_a = \frac{\cos^2(15^\circ)}{\cos(7.5^\circ)} = 0.94$$

Realizando el cálculo de la fuerza resultante de la presión activa se obtiene lo siguiente:

$$P_a = 0.5 \gamma K_a H^2 = 0.5 \times 115 \times 0.94 \times 8.20^2 / 1000 = 3.63 \text{ Kip/pie de ancho.}$$

y está actuando a un tercio de la altura.

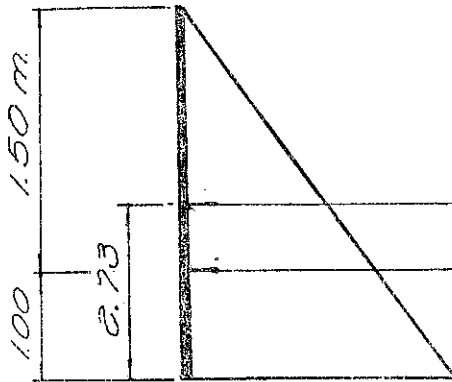
$$H/3 = 8.20/3 = 2.73'$$

Para considerar el efecto del sismo se utilizará la teoría de MONONOBE - OKABE, en la cual se establece que los esfuerzos aumentan su valor debido a la aceleración del sismo, dicho incremento actúa a una altura de $0.6H$.

$$\Delta P_a = 0.5 H^2 (0.75 K_H)$$

En donde $K_H = 0.11$ en este caso.

DIAGRAMA DE FUERZAS
EN ESTACION 0+000



$$K_g = 1 - \frac{\sin 15}{1 + \sin 15}$$

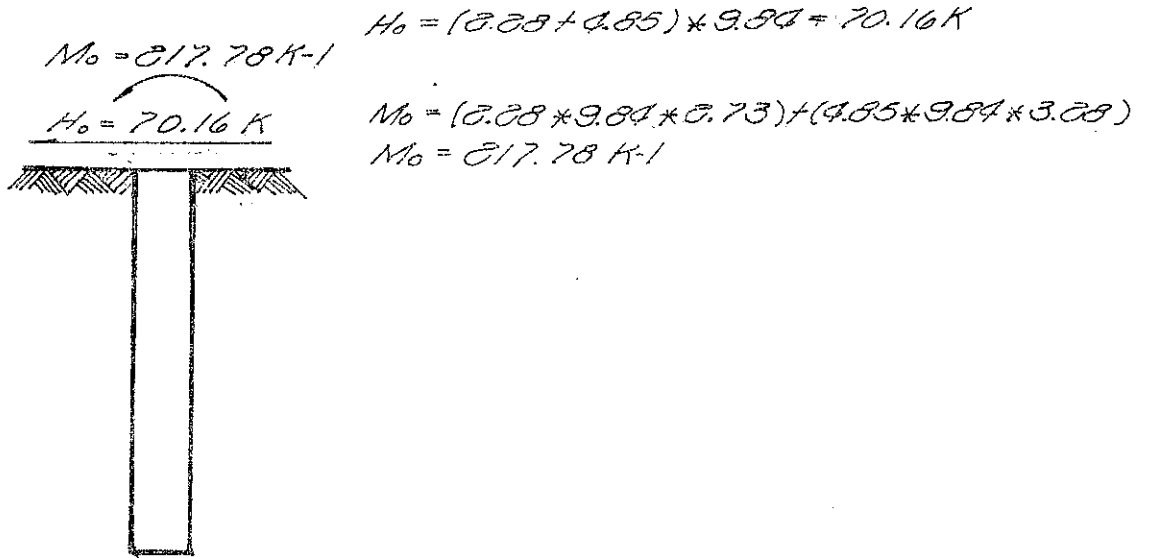
$$K_g = 0.59$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_g = 0.5 \times 115 \times 800^2 \times 0.59 = 2.28 \text{ K/PL}$$

$$F_{cuña} = 4.85 \text{ K/PL}$$

$$P_b = 115 \times 800^2 \times 0.54 = 509.22 \text{ #/PIE}^2/\text{PL}$$

Considerando espaciamiento de 3.00 (9.84') entre Pilotes



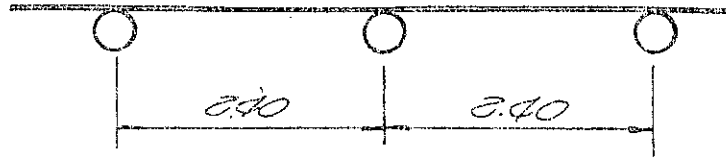
$$H_0 = (2.28 + 4.85) \times 9.84 = 70.16 \text{ K}$$

$$M_0 = (2.28 \times 9.84 \times 0.73) + (4.85 \times 9.84 \times 3.28)$$

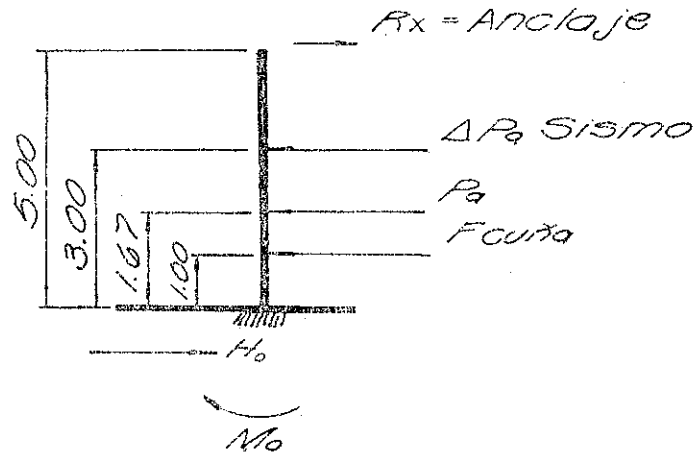
$$M_0 = 217.78 \text{ K-l}$$

FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.

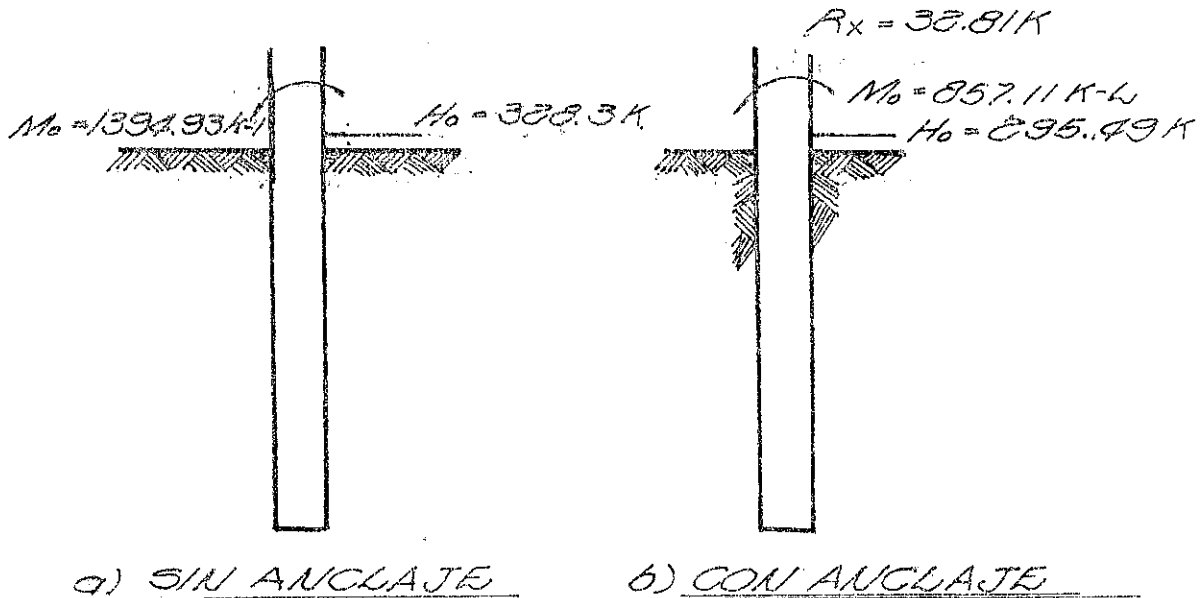
DESCRIPCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PILOTES
EN ESTACIÓN 0+040
DISTRIBUCIÓN DE PILOTES



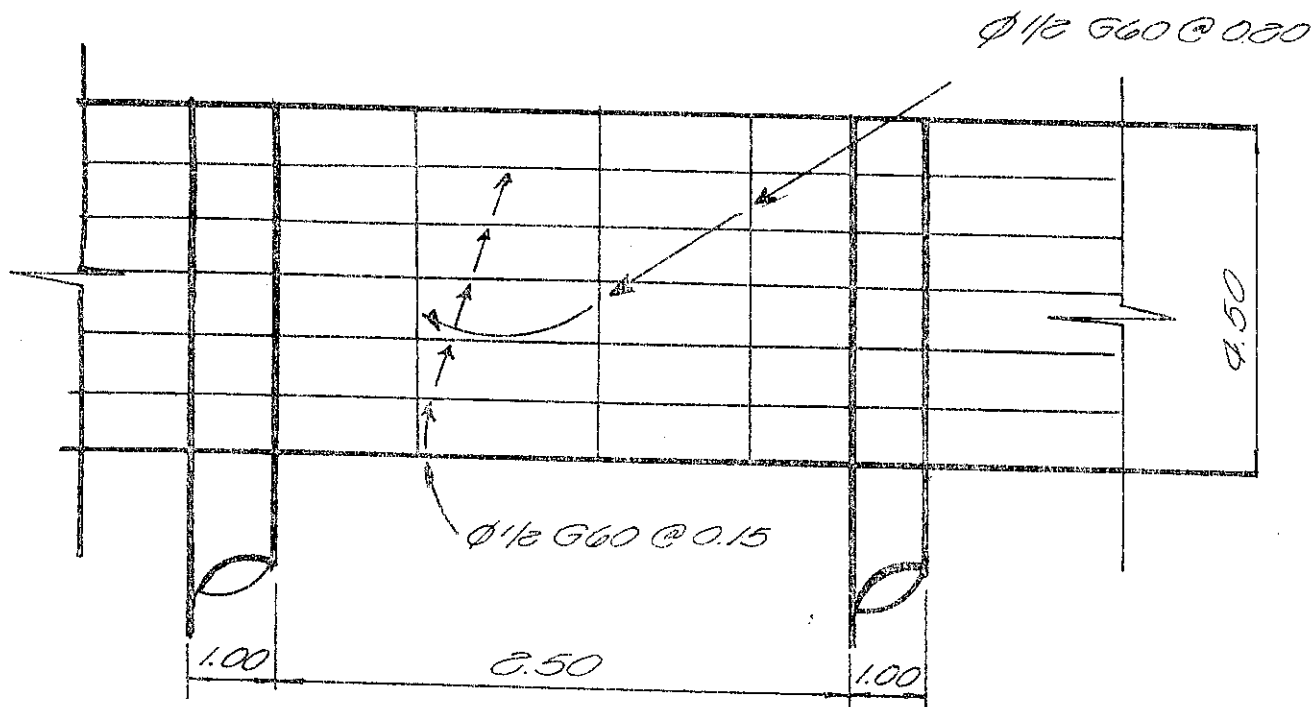
CARGA SOBRE PILOTES



REACCIONES EN LA BASE DEL PILOTE



FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS...



FANTALLA DEL MURO DE LA ESTACIÓN 0+040

FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.-

$$P_m = \frac{0.5 \times 115 \times 8.20^2 \times 0.75 \times 0.11}{1,000} = 0.32 \text{ Kip/pie de ancho.}$$

y está actuando a $0.6H = 0.6 \times 8.20 = 4.92'$

b) Cálculo de fuerzas debidas al empuje de la cuña.

Al analizar la cuña por computadora se obtuvo los siguientes resultados:

Cuña activa: $H_m = 7.10 \text{ mt.}$
 $A_m = 26.08 \text{ mt}^2.$
 $P_m = 6.89 \text{ Kip/pie.}$

Bloque central:

$L_b = 76.44 \text{ mt.}$
 $A_b = 283.44 \text{ mt}^2.$
 $S = 152.98 \text{ Kip (fricción).}$
 $T_b = 103.06 \text{ Kip (peso).}$
 $F_b = 15.46 \text{ Kip (sismo).}$

Este muro será diseñado para que resista el empuje de la cuña con un factor de seguridad de 1.25.

$$F_{\text{muro}} = 1.25 (P_m + T_b + F_b) - S$$

$$F_{\text{muro}} = 1.25 (6.89 + 103.6 + 15.46) - 152.98$$

$$F_{\text{muro}} = 3.78 \text{ Kip/pie.}$$

Se asumirá que esta carga estará distribuida uniformemente sobre toda la cara de la losa y que se transmitirá al pilote actuando a $0.5H = 4.10'$.

DISEÑO DE LA CORTINA PARA EL MURO DE CONTENCIÓN EN ESTACION 0+090.

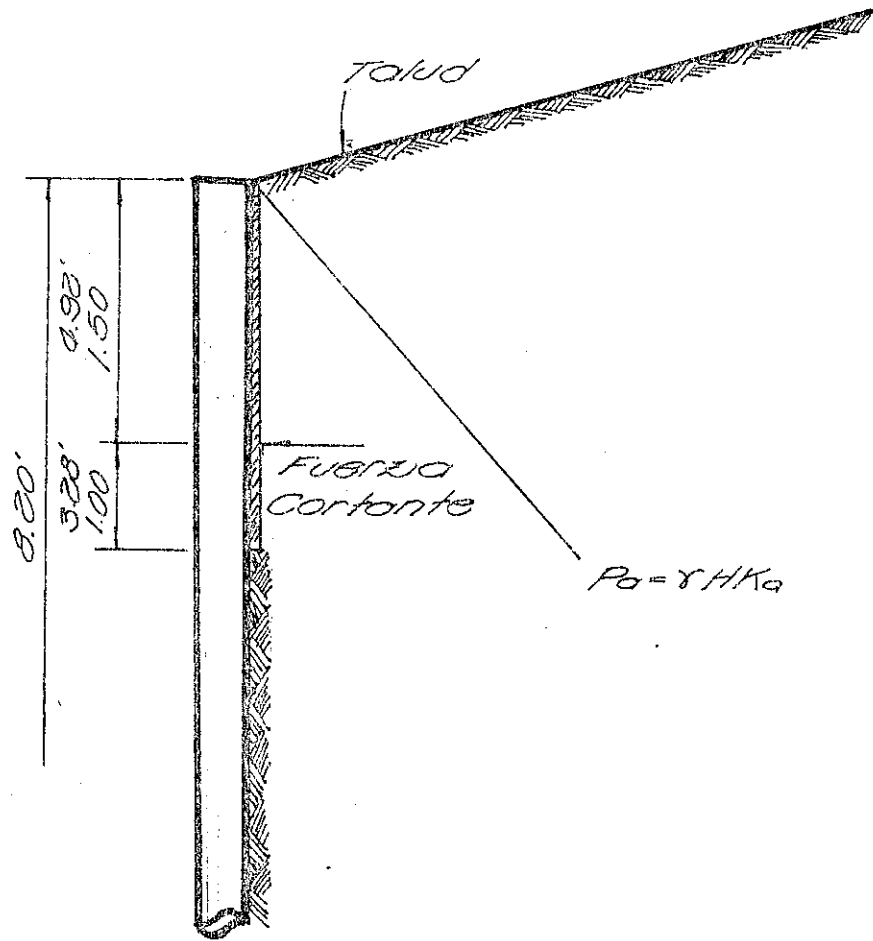
$F_{\text{cortina}} = 3.78 \text{ Kip/pie de ancho.}$

Area del triángulo = F_{cortina}

$$1/2 \times P \times H = F_{\text{cortina}}$$

$$0.5P \times 8.20 = 3.78$$

MURO DE LA ESTACIÓN 0+90

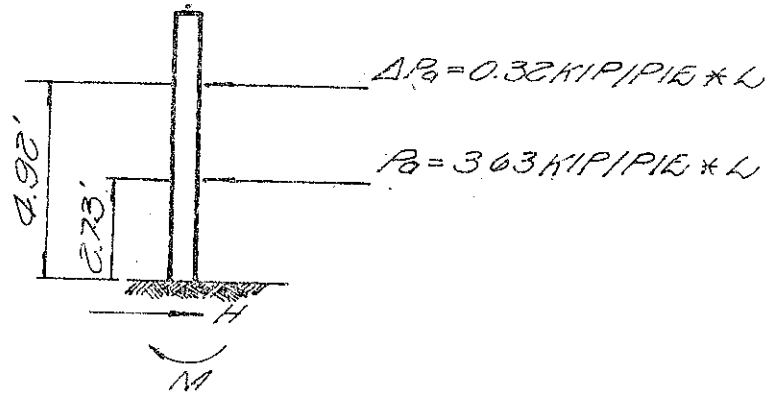


Parámetros De Diseño:

- $\phi = 15^\circ$
- $\gamma = 115 \# / \text{Pie}^3$
- $C = 0.25 \text{ Ton} / \text{Pie}^2$

Fuente: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS...

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE



FUERZA DEBIDA AL EMPUJE DE LA CUÑA.

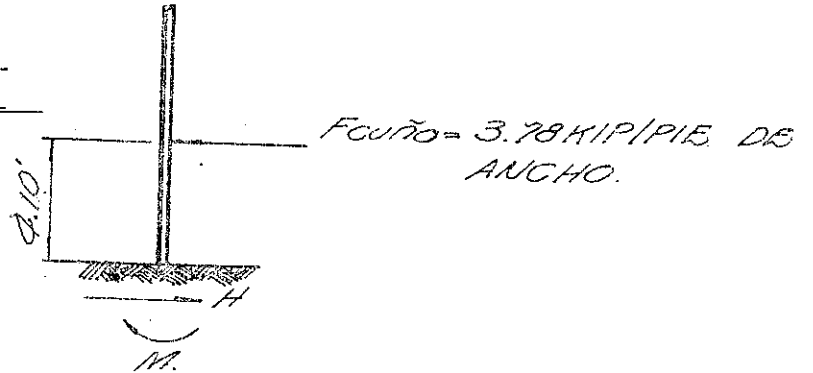
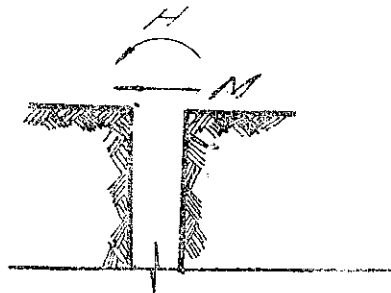


DIAGRAMA DE CARGAS CRITICAS



FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.

$$P = 0.92 \text{ Kip/pie}^2$$

Tomando la carga por pie de ancho en la base.

$$W = 0.92 \text{ Kip/pie de largo}$$

$$L = 3.00 - 0.80 = 7.22'$$

Se tomará como momento máximo el siguiente:

$$M_{max}^+ = M_{neg}^- = W L^2/10$$

$$M_{max} = 0.92 \times 7.22/10 = 4.80 \text{ Kip-pie}$$

$$f'_c = 3,000 \text{ PSI}$$

$$f_y = 60,000 \text{ PSI}$$

Cálculo del refuerzo en el sentido longitudinal.

Asumiendo un espesor de losa $t = 6''$, $d = 3''$ con refuerzo en el centro.

$$F = bd^2/12,000 = 12 \times 3^2/12,000 = 0.0090$$

$$K_o = M_o/F = 4.80/0.0090 = 533.$$

de tablas se obtiene

$$= 0.0115$$

$$A_o = bd$$

$$A_o = 0.0115 \times 12 \times 3 = 0.41 \text{ pulg}^2$$

$$12'' \text{-----} 0.41$$

$$X \text{-----} 0.209 \text{ pulg}^2$$

$X = 5.85''$ entonces se deberá usar refuerzo

$\phi 1/2''$, grado 60 a 0.15 mt.

El refuerzo en el sentido transversal se usará el mínimo por temperatura.

$$= 0.0018$$

$$A_o = bc = 0.0018 \times 12 \times 6 = 0.13 \text{ pulg}^2$$

Calcular el espaciamiento.

$$12'' \text{-----} 0.13 \text{ pulg}^2$$

$$X \text{ ————— } 0.11 \text{ pulg}^2$$

donde X es el espaciamiento entre refuerzo.

$$X = 10.15'' = 25.78 \text{ cm.}$$

El espaciamiento máximo del refuerzo por temperatura debe ser el más pequeño entre:

- a) 25 cm. (crítico)
- b) $5t = 75 \text{ cm.}$
- c) $18'' = 45 \text{ cm.}$

Descripción general. En esta parte se describe, la construcción de un muro de contención formado por pilotes de gran diámetro fundidos en el lugar, con una cortina de concreto uniendo cada pilote en su parte superior, de acuerdo a las especificaciones y los planos de construcción.

Se contempla la excavación necesaria para la construcción de los pilotes y de la cortina de concreto, el suministro y colocación del acero de refuerzo y del concreto necesarios para la construcción de los mismos. El relleno compactado necesario para conformar hasta la superficie final, la construcción del drenaje subterráneo en la parte trasera de los muros de contención.

En los planos se indican dos opciones, describiéndolas a continuación: Opción 1: Muro de contención en la estación 0+040, colocado al pie del talud comprendido entre la plataforma con cota 285.00 y la plataforma con cota 272.00, este muro consistirá de pilotes de un metro de diámetro y 17.50 mt. de longitud total, unidos por una cortina de 0.15 mt. de espesor y 4.50 mt. de alto, y la separación entre centros de pilotes de 2.50 mt. y 2.95 mt.

Opción 2: Muro de contención en la estación 0+090, este muro consistirá de

pilotes de 0.80 mt. de diámetro y longitudes entre 10.50 mt. y 11.75 mt., unidos por una cortina de 0.15 mt. de espesor y 2.50 mt. de alto, la separación entre centros de pilotes será de 3.00 mt., tal como se muestra en los planos Nos. 1, 2 y 3, para las dos opciones.

Fase constructiva. Construcción de los pilotes. Como primer paso después de haber realizado la primera fase de excavación, se removerá el material existente entre la superficie actual del terreno y la superficie final del talud, se construirán los pilotes fundidos en el lugar de acuerdo a lo especificado en el capítulo II, y los planos elaborados para el efecto.

Como segundo paso se realizará la excavación para la construcción de las cortinas que monolíticamente forman parte del muro de contención.

Debido a las condiciones del terreno y al tipo de suelos contenidos en dicho lugar, la construcción y excavación de las cortinas de concreto deberá de trabajarse cada cortina en forma alterna, hasta completar el nivel de excavación en toda la longitud del muro.

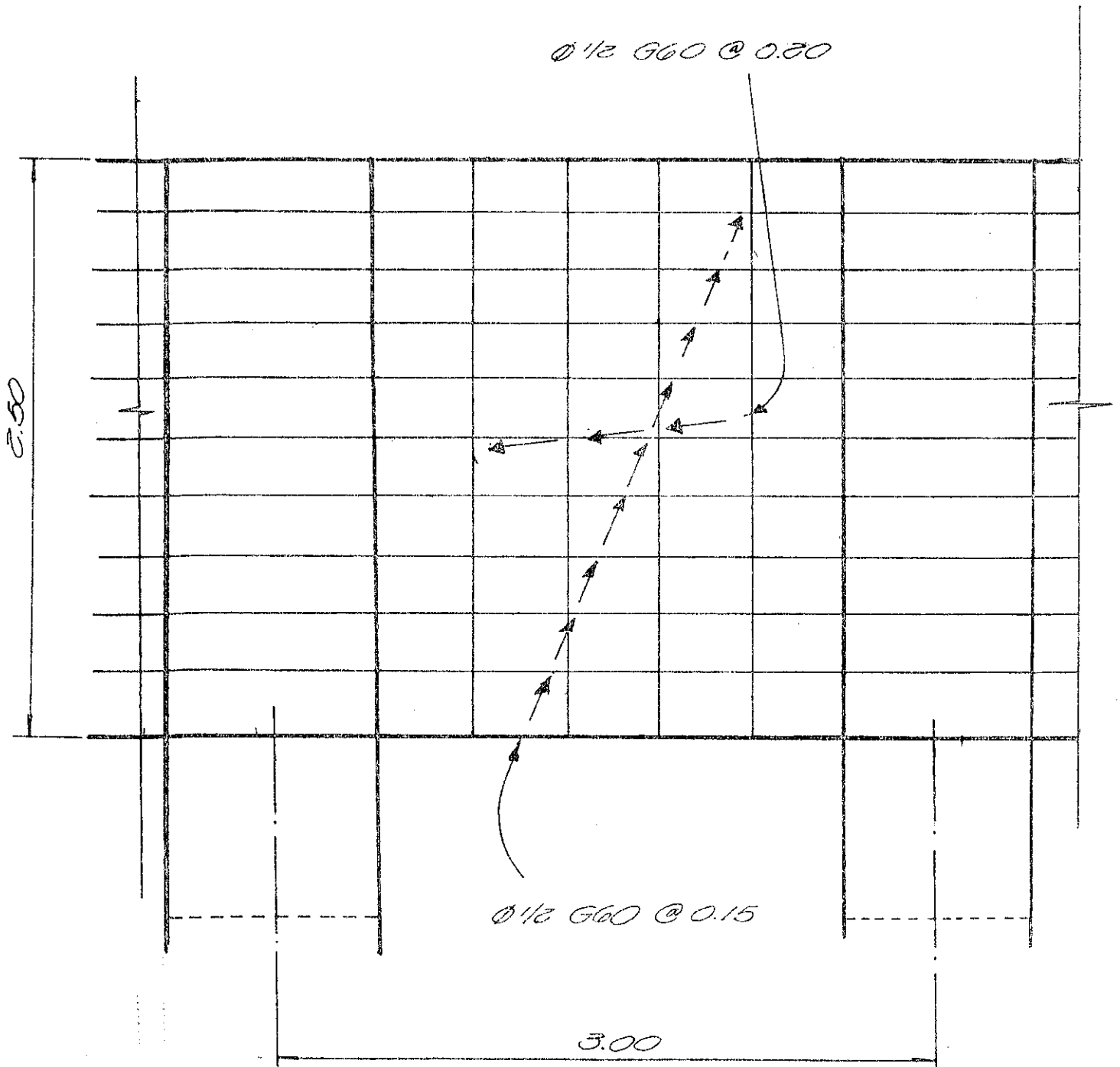
La siguiente etapa de excavación se realizará hasta que se haya completado la fundición de esta primera franja del muro de contención; este proceso se realizara hasta completar la altura de la cortina indicada para cada opción. La excavación que antes se menciona debe hacerse siempre al Este del muro.

Cada cortina se fundirá en franjas de 1.50 mt. de alto, esto evitara derrumbes en la excavación.

Acero de refuerzo. Se usara acero de refuerzo en cada una de las cortinas de acuerdo con la disposición, diámetro, longitud, como se indica en los planos 13 y 14.

El refuerzo vertical para las cortinas en cualquiera de las opciones

PANTALLA DEL MURO DE LA ESTACIÓN 0+090



FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.

consistirá en barras corrugadas de 1/2" de diámetro (No. 4), espaciadas a 0.20 mt. cada una y el refuerzo longitudinal y horizontal consistirá de barras corrugadas de 1/2", espaciadas a 0.15 mt. cada una.

El refuerzo horizontal atravesará todo el diámetro del pilote de tal forma que se asegure la continuidad del refuerzo, éste podrá ser cortado a cada lado del pilote en una longitud no menor de la de desarrollo. El acero de refuerzo será de grado 60, de acuerdo con las especificaciones AASHTO M-31, M-42 y M-53.

Todo el acero deberá estar libre de óxidos, lodos o cualquier otro material deletéreo que perjudique la adhesión con el concreto.

El concreto.

Para la construcción de las cortinas se usará concreto hidráulico con cemento Portland tipo I o con cemento Portland modificado con puzolana tipo I (PM), de acuerdo con las especificaciones ASTM C-595-85, respectivamente, el tamaño máximo del agregado será de 3/4 de pulgada. El concreto deberá tener una resistencia a la ruptura (resistencia a la compresión no confinada) de 210 kg/cm², como mínimo a los 28 días de curado, con un escurrimiento de 4.00 a 4.50 pulgadas.

Deberá asegurarse durante la construcción de las cortinas que el concreto no se segregue y que se compacte lo mejor posible con o sin vibración. La colocación de la armadura y concreto se hará en forma alterna siguiendo una secuencia, en forma de no tener dos excavaciones juntas sin fundir.

La colocación del concreto se hará de acuerdo con el numeral 505.05 del libro de especificaciones de la Dirección General de Caminos.

Debido a que el muro se fundirá en etapas, se dejara una superficie

rugosa para asegurar la adherencia del concreto, además se dejará una longitud horizontal, como mínimo igual a la longitud de desarrollo necesaria en las varillas del refuerzo vertical para poder realizar el empalme con las varillas de la siguiente etapa de fundición.

Relleno.

Luego de haber completado la fundición del muro, se procederá a la construcción del relleno estructural, adelante y atrás del muro, en tal forma que se llene la zanja, simultáneamente con la capa filtrante o drenaje subterráneo que se abrió al Este del muro para la realización de la construcción del mismo, hasta la superficie final del talud indicada en los planos.

Para realizar el relleno estructural se utilizará el mismo material de corte, luego de haber sido clasificados y haber eliminado todo material orgánico. El relleno se realizará en capas de 0.25 mt. de espesor, compactado a un mínimo del 87%. (Método AASHTO T-180).

CAPITULO IV

EXCAVACION COMUN Y TERRAPLENES

En el presente capítulo se consideran todos los trabajos relacionados con la excavación y remoción de los materiales resultantes que sean de mala calidad.

Para mantener la estabilidad de un nuevo talud en el paso destruido por el deslizamiento, es necesario efectuar un movimiento de tierras, consistente en remoción de los suelos orgánicos y la construcción de un relleno por medio de compactación controlada.

Así también la construcción de un drenaje, que conduzca el agua superficial y el agua subterránea a un lugar donde no provoque daños a la estructura, aspectos que se detallarán en el capítulo V.

Excavación común y terraplenes.

Los trabajos de excavación común y relleno se harán de acuerdo con la especificación general 203, "Excavación común y terraplenes" de la DGC.

La excavación común comprenderá la ejecución de los trabajos de excavación y disposición de todos los materiales que se encuentren dentro de los límites del lugar de construcción indicados en los planos adjuntos. Los límites o cotas máximas a la cuales deberá cortarse al fondo de las excavaciones se indican en los planos Nos. 2 y 12 adjuntos.

Los materiales a excavar consistirán principalmente de los limos arcillosos con arena, café obscuro-negro, suelos orgánicos medio compactos y algunas veces sueltos, en todos los casos con fragmentos de roca, desde pequeños hasta grandes (hasta un límite de 1 metro de diámetro).

En el área de rellenos para el nuevo talud, antes de la construcción de los mismos deberá removerse totalmente en todo su espesor, los suelos de los estratos de humus y de relleno existente y de mala calidad.

No se ha contemplado utilizar materiales selectos para los rellenos, sin embargo, si se presentara el caso, éstos deberán importarse de bancos de préstamo. En la plataforma al pie de muro enclavado se ha considerado utilizar una capa superficial de materiales selectos, en un espesor de 2 mt. con un California Bearing Ratio no menor de 30 a un grado de compactación del 95%, según método AASHTO T-180.

Los materiales resultantes de la excavación no utilizables para el relleno serán transportados a un lugar lejos del proyecto, a una distancia donde no causen perjuicios o daños a terceros.

Previo a la construcción del relleno del nuevo talud, la superficie del fondo de la excavación o de las terrazas será preparada en forma

similar a lo que se indica para la subrasante, en las especificaciones generales de la Dirección General de Caminos, "Reacondicionamiento de la subrasante", pero será compactada a un grado de compactación de 87% según método AASHTO T-180 o AASHTO MODIFICADO. Es decir que el material de este fondo será escarificado con un espesor de 15 cm., mezclado con agua, esparcido, conformado y compactado hasta alcanzar el grado de compactación del 87% como se indica.

Los materiales utilizados para relleno deberán tener, un CBR no menor de 15 a un grado de compactación de 95%, según el método AASHTO T-180 o AASHTO MODIFICADO. Estos materiales no deberán contener piedra o grava mayor de 10 cm. (4").

El nuevo relleno deberá hacerse por capas, con un espesor uniforme de 25 cm. de espesor (material suelto), con materiales homogéneos y humedecidos previamente. Es muy importante que la compactación de los rellenos se efectúe en forma uniforme y controlada; con materiales homogéneos y contenido de humedad adecuado.

El control de la compactación deberá hacerse en cada capa compactada, por medio de ensayos de laboratorio, con personal altamente calificado para tal propósito.

Debido a lo difícil de obtener una compactación uniforme y eficiente durante la estación lluviosa, las excavaciones, y especialmente los rellenos, deberán hacerse en la estación seca (verano).

Por tal situación se recomienda realizar los trabajos en los meses de noviembre a mayo.

Como consecuencia del primer deslizamiento que ocurrió en el talud de la vía este de la carretera, y debido a la forma en que se reparó, el

segundo deslizamiento ocurrió después de reparar con un relleno el primer deslizamiento, la compactación realizada en el lugar alteró, en toda la longitud y ancho del talud, las características físicas y mecánicas del talud.

Para mantener la estabilidad de un nuevo talud en esa área se hace necesario efectuar un movimiento de tierras, consistente en excavación y remoción del área del suelo del talud actual, y un relleno construido por medio de compactación controlada.

Por motivo de la falta de estabilidad del talud actual, la excavación para conformar el nuevo talud se hace necesario realizarla en tres etapas, pues de otra manera existe el riesgo de que la parte del talud superior al oeste de la vía actual e inclusive parte del talud de la lotificación "Las Nubes" se deslice también.

Excavación para la construcción de las cortinas de concreto.

Esta se realizara con cortinas de concreto entre pilotes en los muros de contención, se hará de la siguiente manera:

- a). Como primer paso se construirán los pilotes de concreto fundidos en el lugar de acuerdo a especificaciones y planos.
- b). Como segundo paso se fundirán, en forma alterna, las cortinas del muro entre dos pilotes consecutivos. Estas se construirán en tramos verticales de 1.50 mt. máximo, según se profundiza la excavación.

Estabilización del talud. Para estabilizar el talud de la vía Este de la carretera se considera la siguiente opción:

Como primera etapa de construcción, se removerá entre las estaciones 11+330 y 11+390 y a lo largo de todo el talud entre las estaciones 0+000 y el río Agua Bonita, todo el suelo denominado I en los planos, que

comprende el suelo entre la superficie actual del terreno (línea A) y la superficie final diseñada del nuevo talud (línea D y D-E) ambas indicadas en los planos Nos. 2 y 12.

Como segunda etapa se construirá un muro de contención de pilotes con cortina, ambos de concreto reforzado, que tendrá una longitud aproximada de 65 mt. Este muro también se construirá en etapas tal como se indicó anteriormente.

Luego de construir el muro, se iniciaría la remoción del suelo denominado II y III, entre los estacionamientos 0+008 y 0+040, aproximadamente perpendiculares al eje de trazo, según planos 4, 5 y 6 y estacionamientos 11+330 y 11+390. El objeto de remover este suelo es el de eliminar los de mala calidad y la superficie de falla del deslizamiento existente (estratos Nos. 1, 1A y parte del B).

Los suelos removidos deben ser clasificados, eliminando aquellos que contengan materia orgánica y que sean de mala calidad.

Los suelos de buena calidad del estrato No. 1B deberán ser utilizados en la construcción del relleno de reemplazo de las áreas II y III. El proceso que se siga en la remoción simultánea de los suelos II y III y la construcción del nuevo relleno de reemplazo es de suma importancia para mantener la estabilidad del muro de suelo enclavado y de la vía este de la carretera.

El proceso a seguir será el siguiente: Se removerá inicialmente el suelo hasta llegar al fondo de la primera terraza, al este y paralela al muro, localizada aproximadamente entre los estacionamientos 0+040 0+034 (línea E), sin remover el suelo de las demás terrazas, lo que significa que prácticamente se excavará una zanja con un talud inestable, en la

estación 0+034. Luego se rellenará esta terraza hasta alcanzar el nivel del fondo de la segunda terraza, hacia el Oeste con un talud inestable, es decir, colocando sobre ella el relleno de reemplazo como ampliación de la primera terraza. Después de rellenar la primera y segunda terraza, como siguiente paso se removerá el suelo de la tercera terraza, y se rellenará, colocando sobre la misma, la primera capa de relleno de la primera y segunda terraza, hasta alcanzar el nivel del fondo de la cuarta terraza, y así sucesivamente.

El objetivo, es mantener la estabilidad del muro del suelo enclavado. El suelo II y III, no se deberá remover en una sola etapa, el relleno colocado sobre las terrazas hasta alcanzar el nivel del nuevo talud (línea D y D-E) deberá compactarse en capas a un grado de compactación de 87%, según método AASHTO T-180-86.

Es muy importante que las etapas de construcción del relleno se haga de acuerdo con lo especificado anteriormente, la construcción del nuevo talud debe realizarse por etapas: primera etapa, remoción de los materiales existentes, hasta la superficie final diseñada para el talud, Línea D, segunda etapa, construcción del muro de contención con pilotes, tercera etapa, construcción y compactación del nuevo relleno.

CAPITULO V
ESPECIFICACIONES PARA ANCLAJES PERMANENTES
EN SUELOS

Como complemento del presente estudio se ha desarrollado, el tema de anclajes permanentes en suelos con el objetivo de complementar las medidas correctivas que son necesarias para la rehabilitación del tramo destruido.

Es necesario hacer mención que la solución que conlleva la restauración del paso mencionado se realizará de la siguiente manera.

1. Eliminación de la falla que provocó el deslizamiento.
2. La construcción de muros de contención cimentados sobre pilotes de gran diámetro fundidos en el lugar.
3. La construcción de un drenaje.
4. La construcción de un puente, cimentado sobre pilotes de gran diámetro.

Definición. Se llama anclaje a una armadura metálica, más o menos rígida, que se introduce en un agujero, en el suelo o roca. En un extremo de la misma mediante la inyección de lechada o mortero a base de cemento hidráulico a alta presión, se forma un miembro o tramo inyectado de esa armadura metálica, que soporta, por intermedio de la misma tracción ocasionada por los elementos o estructuras a anclar.

La armadura metálica, de diámetro y longitud variable, puede ser de alambre o cordones de pretensado o de barras, todas de acero de alta resistencia a la tensión.

Cada anclaje está formado de tres elementos o zonas esenciales como:

- a) el cuerpo del anclaje, que es el elemento inyectado de la armadura de longitud variable, que actúa en la zona de anclaje en la cual se transmite al suelo el esfuerzo de tracción ejercido por dicha armadura.
- b) La zona o longitud libre que es el elemento de la armadura que transmite el esfuerzo de tracción de la cabeza al cuerpo del anclaje, normalmente en esta zona la armadura está aislada de la zona de anclaje por medio de un obturador entre éstas o bien por una vaina plástica que recubre o por una combinación de ambos.
- c) La cabeza del anclaje, que es el dispositivo de apoyo de la armadura sobre la obra o elemento a anclar, que sirve para tensionar el anclaje y para el bloqueo de la armadura.

Estas cabezas pueden estar constituidas por los conos de fricción (unifiliares o multifiliares), por tuercas y núcleos roscados o por una combinación de ambos o por otro método.

Especificaciones especiales. Estas especificaciones se relacionan a la construcción de estructura de anclajes permanentes que soporten con los

factores de seguridad adecuados, las cargas laterales de tensión producidas por los empujes del suelo y por los sismos sobre los elementos u obras ancladas, para este caso se hará referencia a los pilotes y estructura del puente a construir en el deslizamiento ocurrido en el kilometro 11+360 de la carretera CA-1 a El Salvador.

En lo aplicable para el diseño, construcción, pruebas y comportamiento del pilote, especialmente en lo relacionado con las pruebas básicas de recepción, de tracción a ruptura y de adecuación deberán utilizarse las ultimas ediciones de las especificaciones: DIN 4125-PARTE 2 y como complemento la PARTE I; y la norma SN-551-191 o SIA-191 (normas suizas), como complemento a lo que aquí se describe.

Trabajos a ejecutar. Se complementa la perforación de los agujeros con máquinas especiales para este propósito, para colocar el anclaje en el suelo o en roca poco intemperizada o muy fracturada; el suministro de la armadura metálica y su colocación dentro del agujero; suministro e inyección de la lechada en el cuerpo del anclaje; protección contra la corrosión; puesta en tensión de la armadura, metálica y fijación a las pilas y estribos del puente.

Diseño y construcción de los anclajes. Debido a la diversidad existente de tipos de anclaje, se ha considerado que el diseño del puente se hará de acuerdo con las más nuevas técnicas y normas de ingeniería, basadas en los resultados de la investigación de suelos efectuada en el diseño y construcción del puente en el paso 11+320 carretera CA-1 Interamericana, Tramo Guatemala-Don Justo.

Longitud de los anclajes. Esta será definida por los cálculos de estabilidad general de la obra, de modo que las zonas de anclaje queden

situadas en aquellos puntos que garanticen un adecuado coeficiente de seguridad. Para este estudio, el estrato No. 5 y en la parte de los estratos Nos. 3 y 4 que serán los más adecuados para formar la zona de anclaje. En cualquier caso, la longitud libre de la armadura deberá tener por lo menos 5 metros, para evitar una modificación sensible en el esfuerzo de tensado por deformaciones lentas; tanto en el terreno como de los materiales que constituyen el anclaje. Esta influencia será menor cuanto mejor sea la calidad del acero y mayor la longitud libre.

El esfuerzo de tracción del anclaje o zona de anclaje lo transmite la armadura metálica al terreno, a través de la masa de lechada o mortero de cemento endurecido, lo que constituye el anclamiento.

La adherencia armadura-cemento. La primera limitación de resistencia estará determinada por la adherencia entre el acero de la armadura y el cemento, salvo que exista un dispositivo especial para transmitir el esfuerzo final de la zona de anclaje. La adherencia es función de la edad de la lechada. Teniendo en cuenta esta limitación por adherencia, y asumiendo un valor del orden de 11 kg/cm^2 (157 lb/pulg^2) que permitirá poner los anclajes en tensión a los tres días de haber sido construidos, la longitud mínima de la zona de anclaje será de 5 mt. La puesta en tensión se recomienda que se haga en un tiempo no menor de 7 días para un valor promedio de 13 kg/cm^2 aproximadamente.

En la adherencia anclaje-terreno. La segunda limitación de resistencia de la zona de anclaje corresponderá a la del deslizamiento entre el cuerpo del anclaje y el terreno en la superficie de contacto. Lo recomendable es hacer una adecuación. La sección del cuerpo del anclaje variará con la naturaleza del terreno en el cual se está construyendo,

para efectos del cálculo se adoptara con superficie lateral por metro de zona de anclaje, la teoría de perforación, el factor de seguridad será de 2.30, ya que los anclajes deben ser diseñados como definitivos o permanentes.

La capacidad de los anclajes. Esta estará determinada por la carga límite (F_1 y la carga de trabajo, de servicios de utilización F_u), siendo $F_1 = A E_s$ y $F_u = F_1 F_s$, siendo A la sección útil del acero y E_s , el límite elástico convencional del acero para un alargamiento de 0.2%, aproximadamente 90% de la carga de ruptura.

Las fuerzas totales a soportar el conjunto de los anclajes en este caso, serán del orden de 150 toneladas, transversalmente al eje del puente y de 50 toneladas en dirección longitudinal del mismo, en la pila central con 6 pilotes; y de 100 toneladas transversalmente al eje del puente en la pila y estribos, con 3 pilotes cada una. Por el tipo de terreno que se encontró, se deberá utilizar un factor de seguridad no menor del 2.30, siendo la capacidad de utilización de cada anclaje de 40 toneladas.

Los materiales utilizados deberán cumplir con los siguientes requisitos.

Cabeza del tirante. La cabeza del tirante comprende tres partes: la extremidad de la armadura que debe ser fijada; el mecanismo de puesta en tensión; y la placa de apoyo que transmite la fuerza del anclaje a la obra o elemento a anclar.

- a) La resistencia estática de la cabeza del tirante no deberá ser inferior a la fuerza de ruptura de la armadura.
- b) La fuerza del deslizamiento de la armadura dentro de la cabeza del tirante durante la fijación o aplicación de la fuerza de ruptura

deberá ser conocida.

- c) La placa de apoyo debe ser dimensionada en tal forma que sus deformaciones bajo los efectos de la fuerza inicial de los ensayos de prueba de los anclajes y la de ruptura no produzcan ningún problema dentro del mecanismo de fijación de la armadura.
- d) La cabeza de los tirantes deberá diseñarse de tal forma que permita proceder a las observaciones a largo plazo, durante los ensayos de fuerza de los anclajes.
- e) El mecanismo de la puesta en tensión deberá fijarse en tal forma que las cargas y deformaciones de la armadura pueden medirse fácilmente durante los ensayos de prueba.

Calidad del acero de la armadura.

El acero a utilizar será como mínimo de grado 270, y deberá llenar los requisitos de las especificaciones ASTM A-416-93.

Ejecución de los anclajes.

La perforación del agujero. La construcción en el sitio de un anclaje comienza por la perforación del agujero en el terreno, el método, equipo y útiles de perforación necesarios dependerán de la naturaleza del terreno existente y del diámetro y profundidad deseadas para perforar con el taladro.

Los sistemas de perforación se pueden clasificar según la forma de trabajo, en: a) rotación con coronas o brocas o con triconos y b) rotopercusión con cortadores, con o sin martillos de fondo. Según el fluido de perforación utilizado se clasifican: 1) con agua, 2) con aire, o 3) con lodos. Según el tipo de terreno (arcillas, roca) completamente o parcialmente intemperizada, roca muy fracturada, por el tipo de materiales

a perforar, en la mayoría de los casos, deberá considerarse que los agujeros necesitaran revestimiento apropiado. El procedimiento de perforación usado deberá disturbar lo menos posible alrededor del suelo, antes de efectuar el agujero, es necesario el estudio de las condiciones del suelo antes de colocar el anclaje. Donde se prevee que se encontrará roca, previo a la instalación de la armadura, las perforaciones deberán someterse a ensayos de agua a presión. La pérdida de agua a la presión de ensayo conveniente no deberá de exceder de 1 Lugeon (1 Lugeon = 1 litro por metro por minuto a una presión de 10 atmósferas durante 10 minutos). Si esta condición no se cumple; habrá que recurrir a tomar medidas especiales como una preinyección u otro procedimiento al agujero. El agujero perforado deberá ser igualmente preinyectado si en el curso del ensayo se observa la comunicación del agua con el agujero vecino.

Colocación de la armadura. Antes de su colocación, éstas deberán estar completamente limpias y libres de aceite o grasa. La armadura debe mantenerse bien colocada y en su lugar, asegurar su buena colocación en forma que no pueda desplazarse durante las operaciones de la inyección. La armadura se colocará con un sistema de guía dentro del agujero a fin de que se garantice que la lechada o mortero cubra en igual forma dicha armadura.

Después de la colocación de la armadura en el agujero se procederá a la inyección de la lechada, ésta sirve para anclar la armadura dentro del suelo. La constitución de la armadura y el método de inyección deberá ser escogido de modo que la fuerza de anclaje sea transmitida al suelo únicamente en la longitud de la zona o longitud del anclaje. El proceso de inyección deberá iniciarse en la parte más baja de la longitud de la

armadura a proyectar. Será necesario que la otra extremidad permita la salida del agua o del aire que pueda quedar atrapado en la zona de anclaje para asegurar un reemplazo perfecto con la lechada.

Después se inyectará la lechada bajo presión en diferentes etapas para aumentar la calidad del anclaje. Será necesario evitar que la inyección transmita directamente algún esfuerzo de compresión del cuerpo de anclaje al soporte de la placa de la cabeza de apoyo.

La constitución del tirante y la operación de la inyección deberán dejar completamente libre la longitud teórica diseñada.

La composición de la lechada de inyección deberá adaptarse a la naturaleza del suelo. Para la fabricación de estas lechadas, en términos generales, se usará cemento P-450 (6,000 lb/pulg²), si se desea poner en anclaje en tensión en un tiempo de 5 a 7 días, ó P-350 (5,000 lb/pulg²) si se desea poner el anclaje en tensión en un tiempo de 12 a 15 días. Con el fin de obtener resistencias altas. La relación agua-cemento sea lo más elevada posible, dado que su resistencia es proporcional a esta relación. En la practica esto está limitado debido a la fluidez necesaria para la utilización de las lechadas, para facilitar esta operación, puede añadirse a la lechada un fluidificante. Las dosificaciones de cemento-agua normalmente empleadas varían de c/a = 2 a c/a = 1.5, con densidades que varían entre 1.8 y 1.6 kg/dm³. La relación agua-cemento, La presión de inyección y la técnica de inyección tendrá que ajustarse a las condiciones locales del terreno. La composición, presión de inyección y volumen de la lechada, o de mortero de cemento consumido deberán medirse en cada anclaje y escribirse en un formulario diseñado para el efecto.

Protección contra la corrosión. La cabeza del tirante o del anclaje deberá

protegerse contra la corrosión y contra cualquier otro tipo de deterioro, en tal forma que la misma pueda cumplir su función durante el tiempo de utilización.

Los anclajes permanentes deberán protegerse contra la corrosión (especialmente el acero) en toda su longitud, incluso en la zona de transición de la cabeza del anclaje, al tirante de acero y cuerpo de anclaje por medio de medidas protectoras seguras y duraderas. Los requisitos mínimos de los medios protectores contra la corrosión serían como sigue.

- a) Se garantice la protección uniforme contra la corrosión a largo plazo.
- b) Que no perjudiquen las propiedades del acero durante la aplicación del agente anticorrosivo, ni durante la utilización del anclaje, sin reducción del margen de seguridad.
- c) Que envuelvan totalmente, incluso a escala microscópica, el tirante de acero a proteger.
- d) Que permita los movimientos del suelo en sentido perpendicular al tirante sin ninguna restricción. En caso contrario deberá preverse el uso de dispositivos para eliminar esos efectos.

PUESTA EN TENSION DE LOS ANCLAJES.

La puesta en tensión de los anclajes se efectúa comúnmente por medio de gatos hidráulicos que se adapten a cada tipo diferente de anclaje. La armadura es tensada en etapas progresivas de carga hasta alcanzar la de servicio o utilización, siendo recomendable rebasar dicho valor al orden del 10% o 15%, para compensar las pérdidas de tensión por otras causas.

Durante la operación de tensado se mide el desplazamiento de la

armadura, esta medición suele ser igual a la suma del alargamiento propio de la armadura, la deformación de la zona anclada y la del macizo de apoyo. Las lecturas de desplazamiento se hacen sobre una escala graduada que suele llevar el propio gato y las cargas, convirtiendo en toneladas la presión que marca el manómetro de la bomba de tensión o directamente en un dinamómetro.

La operación de la puesta en tensión deberá hacerse de acuerdo a un programa preestablecido, que indique básicamente los siguientes datos:

- A. La orden de sucesión de los tirantes a ser tensionados.
- B. La fuerza de prueba de ensayo.
- C. La fuerza de pretensionado.
- D. El alargamiento calculado de la armadura al ser puesto en tensión.
- E. La deformación prevista de la obra anclada.
- F. Las modificaciones a efectuar posteriormente en el caso de cambios de la fuerza de pretensionado.

PRUEBAS A EFECTUAR PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE LOS ANCLAJES.

Todas las pruebas y controles a efectuar en los anclajes para el diseño y comprobación de los mismos deberá ser hecho por personal especializado, con experiencia en este tipo de trabajos. Los diferentes tipos de pruebas y controles a efectuar en los anclajes deberán hacerse de acuerdo con las últimas ediciones de las normas que se indican en 20.1.3 tales como: DIN 1425 parte 1 y 2 (alemanas); SN-551-191 ó SIA-191 (suizas); u otra norma similar: española o inglesa; previamente evaluada y aceptada.

Los anclajes permanentes no deben instalarse sin adopción de medidas

especiales, que se determinaran en cada caso en particular, según los tipos de suelos indicados a continuación.

- a. Suelos orgánicos.
- b. Suelos cohesivos con un índice de consistencia I_c de 0.9
- c. Suelos cohesivos con un límite de fluencia (límite líquido) WL 50%
- d. Arenas sueltas con una densidad (relativa) D de 0.3

De acuerdo con la norma DIN 4125 - parte 2: para cada tipo de anclaje deberán realizarse ensayos básicos. Los ensayos básicos efectuados en el grupo de suelos de grano fino (cohesivos) únicamente tendrán validez con carácter general si el terreno presenta, durante el ensayo, un límite líquido WL \geq 30% y un IP $>$ 15%.

ENSAYO DE PRUEBAS DE LOS ANCLAJES.

Estas pruebas son practicadas en anclajes de prueba, contruidos especialmente para ese objeto, que no son destinados a ser utilizados posteriormente.

La prueba de ensayo de los anclajes sirve para determinar el tipo de tirante a usar y sus dimensiones. Dicha prueba constituye una base de referencia necesaria para apreciar la calidad del anclaje diseñado o a diseñar. En esta prueba se puede determinar, la fuerza límite o de ruptura del anclaje utilizando el mismo tipo de armadura con las características del diseño.

El anclaje de ensayo se puede poner en tensión por etapas y así determinar las curvas características fuerza-deformación para cada etapa.

PRUEBA DE ADECUACION. Mediante los ensayos de adecuación de aptitud se comprobará en obra la adecuación del sistema de anclaje a las características del terreno. Con ello se determinará la capacidad

resistente del cuerpo inyectado en los suelos locales y los movimientos residuales correspondientes, así como la longitud libre de cálculo del tirante.

PRUEBA DE PUESTA EN TENSION DEL ANCLAJE. Los ensayos de puesta en tensión son ensayos simplificados de corta duración, practicados en los anclajes que forman o formarán parte de la obra. La prueba de puesta en tensión sirve para juzgar la calidad del anclaje. Con intención se utiliza como base de referencia a la proporcionada por los anclajes de prueba. Todos los tirantes deben ser previstos para una fuerza de tensión mayor de 20 metros, deben ser objeto de una prueba simple de puesta en tensión aumentando ésta hasta la de la prueba teórica y seguir el procedimiento usual para estos casos.

Después de la interpretación de las curvas características esfuerzo-deformación y debe tener en cuenta la deformación del dispositivo de puesta en tensión para fijar la carga de prueba.

Ensayos de recepción. Partiendo de la carga inicial A_0 , todo anclaje deberá tensarse, en primer lugar hasta la carga de servicio de cálculo A_r , a continuación hasta la carga de prueba $1.5A_r$. Tras el tiempo de aplicación de cargas prescrito (véase norma DIN 4125 parte 2), se descargará el anclaje hasta la carga inicial A_0 , pasando por la carga de servicio A_r , y a continuación se tensará de nuevo a la carga fija de anclaje A_r . En este proceso se medirán los desplazamientos correspondientes al extremo exterior del anclaje.

Los desplazamientos producidos bajo la carga constante máxima $1.5A_r$, se miden por regla general durante 15 minutos. El tiempo de observación de 15 minutos deberá prolongarse cuando el incremento del desplazamiento

medido entre los 5 y los 15 minutos sea mayor de 0.5 milímetros, la medición deberá prolongarse entonces hasta que sea posible determinar en forma clara el coeficiente de fluencia, K_e .

Los resultados de esta prueba deberán compararse con los de la prueba en aptitud. En general basta comparar los desplazamientos residuales S_{bl} y los coeficientes de fluencia. Se considera superada la prueba de recepción cuando los desplazamientos elásticos se mantengan dentro de los límites establecidos por la norma DIN 4125 parte 1, y los desplazamientos residuales y el coeficiente de fluencia correspondan aproximadamente a los valores de la prueba de aptitud; a estos efectos el coeficiente de fluencia K_e bajo carga de prueba debe ser menor de 2 milímetros, en caso contrario, deberán acordarse medidas suplementarias, por ejemplo: nuevo pretensado, reducción de carga fija, colocación de anclajes suplementarios u otros.

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION.

Cargas externas. Los anclajes inyectados pueden soportar dos cargas externas:

- a. La carga de servicio del cálculo A_r , que es la carga determinada a partir de la combinación más desfavorable de las cargas externas.
- b. La carga fija de servicio del cálculo de anclaje, A_+ , que es la carga a la que se tensa el anclaje después de los ensayos a que se somete. Entonces $A_+ \leq A_r$.

Cargas límites.

- a. A_e es la carga que resulta del límite elástico nominal del acero utilizado en el tirante y de la sección transversal del mismo.
- b. A_b es la carga de ensayo que da lugar a la rotura del anclaje en el

ensayo de tracción.

- c. A_k es la carga de ensayo que corresponde en el ensayo de tracción a un coeficiente de fluencia $K_m = 2.0$ mm.

La carga de ensayo es la carga aplicada al ensayo en cada etapa de carga prescrito para los ensayos básicos de aptitud y recepción.

Coefficiente de fluencia: Es la medida del incremento del desplazamiento S del cuerpo inyectado en el suelo bajo una carga de anclaje constante. Se define como: $K_m = (S_2 - S_1)/\log (t_2/t_1)$.

Y depende de las condiciones del terreno y de la fuerza de anclaje bajo la carga de servicio de cálculo, A_r , no debe superar 0.67 veces la carga del ensayo básico.

La fuerza de anclaje admisible para la absorción de la carga de servicio de cálculo A_r será:

$$A \text{ admisible} = A_m/1.75$$

$$A \text{ admisible} = A_b/1.75$$

$$A \text{ admisible} = A_k/1.50$$

La seguridad requerida queda demostrada cuando en todos los anclajes del ensayo de aptitud se ha alcanzado la carga de $1.5A_r$, sin que se hayan producido las condiciones de carga límite en las especificaciones (ver norma DIN 4125 parte 2).

La variación en la fuerza en el tirante de acero como consecuencia de las cargas repetidas del tráfico (incluso las del viento), no debe ser superior a $0.20 A_r$, siempre y cuando, como consecuencia de la resistencia a la fatiga de los elementos de acero y sus uniones no haya que elegir un valor más bajo.

CAPITULO VI

CONSTRUCCION DE DRENAJES

En este capítulo se describe paso a paso la forma en que se construirá el drenaje, con el fin de captar el agua del nivel freático y agua filtrada proveniente de las precipitaciones, para evitar una sobrepresión sobre las estructuras de retención.

DEFINICIONES.

DRENAJE SUBTERRANEO. Es el drenaje de abatimiento del nivel freático y de captación del agua subterránea relativamente superficial, que se construye generalmente haciendo una zanja, la cual se rellena con materiales pétreos de diferente graduación que actúan como filtro. para evacuar en los dos casos el agua colectada a través de tuberías ranuradas o con agujeros, la tubería puede ser de concreto, metal o P.V.C.

En este tipo de drenaje el agua colectada puede evacuarse también sin necesidad de tubería, usando en el fondo de la zanja tela geotextil o una cama de concreto.

DRENAJE SUBTERRANEO HORIZONTAL. Es el drenaje de agua subterránea que se construye utilizando tubería de metal o de PVC, ranuradas o con agujeros en toda su superficie, las cuales se introducen en agujeros con fuertes pendientes descendentes, previamente perforadas con maquina.

DESCRIPCION DE LOS TRABAJOS. En el drenaje subterráneo, este trabajo consistirá en el suministro, transporte e instalación de tuberías ranuradas de cloruro de polivinilo PVC, de 6", (15.24 cm.) de diámetro, materiales pétreos para filtros y de tela geotextil.

En el drenaje subterráneo horizontal, este trabajo consistirá, en la perforación con maquinas rotativas o de rotopercusión de agujeros con fuerte pendiente ascendente, de 4" (10.6 cm.) de diámetro y de longitud variable, especificadas a modo que permitan libremente la introducción y colocación de los tubos de drenaje.

MATERIALES A UTILIZAR.

En el drenaje subterráneo se utilizará tubería ranurada de PVC, las tuberías a usar deberán cumplir con los siguientes requisitos:

la sección 604 de las especificaciones de la DGC para agregados gruesos. CAPA IMPERMEABLE. Sobre las capas de materiales para filtro se deberá colocar una capa impermeable, de preferencia de arcilla o de cualquier otro material que garantice un buen recubrimiento, para evitar cualquier deterioro de las capas del material de filtro y de la penetración del agua superficial.

TELA GEOTEXTIL. La tela geotextil se utilizará en lugar del agregado fino (arena) y deberá ser colocada en las zanjas para drenaje subterráneo, de acuerdo con los detalles mostrados en los planos.

La tela deberá ser colocada sin estirarla y tiene que quedar en contacto perfecto con la superficie del suelo; deberá ser colocada con su dimensión longitudinal paralela al eje de la zanja. Cuando sea necesario empalmar secciones de tela, los empalmes deben tener un traslape de 30 cm. (15 cm. como mínimo), en la dirección del flujo del subdrenaje.

La tela geotextil deberá tener un peso entre 200 y 250 gms/mt²; que tenga una resistencia a la ruptura entre 120 y 200 lb y entre 20 y 80% respectivamente, según método ASTM D-4632-86 y un coeficiente de permeabilidad mínimo de 0.01 cm/seg; y un EOS de 70-100 ASTM D-4751-87, además deberá cumplir con las normas AASHTO M-288-84.

REQUISITOS DE CONSTRUCCION. El drenaje subterráneo, se construirá después de que se haya construido el muro de contención con pilotes y cortina, y conforme se vaya construyendo hacia arriba el relleno estructural para conformar la superficie final del nuevo talud de la ladera. Una vez preparada la subrasante del relleno estructural deberá colocarse la tela geotextil, luego la tubería y finalmente el material permeable de filtro, todos atrás y paralelamente al muro, de acuerdo con las dimensiones y

detalles mostrados en los planos.

El suelo deberá estar libre de partículas que puedan dañar la tela geotextil al momento de su colocación. Los rollos de tela adyacentes deberán ser traslapados en un mínimo de 0.15 metros, cada rollo deberá traslaparse sobre el siguiente en la dirección en que se esté colocando la tela.

La tubería con unión de campana y espiga se colocará con la campana siguiendo la dirección ascendente de la pendiente. La tubería ranurada se deberá colocar de tal manera que no queden ranuraciones en la mitad superior de ella.

Luego de haberse colocado la tubería ranurada, sobre el agregado grueso del filtro, en un espesor arriba del fondo de la zanja de 0.10 metros.

El material de filtro se deberá colocar en capas sucesivas, bien compactadas, no mayores de 0.15 metros de espesor, hasta la altura indicada en los planos. El material de la capa impermeable sobre la tela de filtro podrá ser proveniente de la excavación siempre que llene los requisitos de calidad.

DRENAJE SUBTERRANEO HORIZONTAL. Estos se construirán efectuando como etapa inicial un agujero de 0.10 metros (4 pulgadas) de diámetro interno, desde el punto más bajo de los mismos y hacia arriba, para obtener la pendiente especificada en la longitud también especificada, utilizando para las perforaciones de una máquina apropiada para perforar el tipo de suelo que se encuentre de acuerdo con los perfiles estratigráficos, planos Nos. 3 y 12.

CAPITULO VII

CALCULO DE LA CAPACIDAD SOPORTE DE LOS PILOTES DE CIMENTACION DEL PUENTE Y CALCULO DE LOS DIAGRAMAS DE MOMENTOS, CORTES, PRESIONES DEL SUELO Y DEFLEXIONES DE LOS MISMOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS LATERALES.

Como complemento del presente trabajo de tesis se entrará a considerar el capítulo de cálculo de la capacidad soporte de los pilotes de cimentación del puente y cálculos de diagrama de momentos, cortes y presiones del suelo y deflexiones de los mismos, producidos por cargas laterales.

Es necesario hacer mención que la rehabilitación del paso destruido por el deslizamiento en la carretera en cuestión conlleva la construcción de un puente, actividad que es parte de la solución integral en la rehabilitación total del tramo destruido.

DISEÑO.

Para el cálculo de la capacidad soporte de los pilotes de concreto fundidos en el lugar se utilizarán los siguientes parámetros:

$$\tau = 115 \text{ lb/pie}^2$$

$$\tau = 135 \text{ lb/pie}^2$$

$$\phi = 32^\circ$$

$$F_{\phi} = 2.5 \text{ y } 3.0$$

$$C = 0.5 \text{ Ton/pie}^2$$

$$df = 15, 17.5, 20 \text{ y } 22.5$$

$$\text{Diámetros} = 60, 70, 80, 90 \text{ y } 100 \text{ cm.}$$

Nota:

Se asumió que los pilotes trabajarán sólo de punta y sin fricción y estarán apoyados sobre un suelo arcilloso. Estrato No. 5. Toba piritizada parcialmente y/o intemperizada a muy intemperizada, fracturada, gris verdoso, con pocas manchas blancas, plastico, duro a muy duro.

La fórmula aplicada corresponde a la Teoría del Manual "Design of Pile Foundations" del American Society of Civil Engineers, Pag. 19.

CAPACIDAD AXIAL DEL PILOTE.

Pilotes en suelos cohesivos.

$$Q_{ult} = Q_{\phi} + Q_t$$

$$Q_{\phi} = F_{\phi} \cdot A_{\phi}$$

$$Q_t = q \cdot A_t$$

Donde:

Q_{ult} = Capacidad última del pilote.

Q_{ϕ} = Resistencia del pilote debido a la fricción

Q_t = Resistencia del pilote en la punta debida a la capacidad

soporte.

$f_s =$ Resistencia promedio a la fricción (unitaria).

$A_s =$ Area perimetral del pilote en contacto con el suelo.

$q =$ Capacidad soporte unitario en la punta.

$A_t =$ Area transversal efectiva de la punta del pilote en contacto con el suelo.

a). Fricción: La resistencia se debe a la cohesión o adhesión de la arcilla al pilote.

$$f_s = C_s; C_s = \alpha C; Q_s = f_s \cdot A_s$$

Donde:

$C_s =$ Adhesión entre la arcilla y el pilote.

$\alpha =$ Factor de adhesión

$C =$ La resistencia al corte no drenado de la arcilla, obtenido a través de un ensayo Q .

de la figura 4-5A, pagina 20, se tomará un $\alpha = 0.5$

$$C_s = C \quad 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ T/P}^2$$

$$C_s = f_s \quad \text{y} \quad Q_s = f_s \cdot A_s$$

Ejemplo:

Para un pilote de 15 mt. = 49.20 pies y $D = 60 \text{ cm.} = 1.968 \text{ pies.}$

A perimetral = $PI \times D \times L = PI (1.968) (49.20) = 304.187 \text{ pie}^2$.

$$Q_s = f_s \cdot A = 0.25 \text{ T/P}^2 \times 304.187 \text{ P}^2 = 76.047 \text{ Ton.}$$

b). La capacidad soporte en la punta.

$$q = q_u$$

$$Q_t = A_t \cdot q$$

Como $C = 0.5 \text{ T/P}^2$; $q = 9 \times 0.5 = 4.50 \text{ T/P}^2$

$D = 0.60 \text{ mt.} = 1.968 \text{ pies.} \quad A_t = PI/4 \text{ d}^2 = 3.042 \text{ P}^2$

$$Q_t = 3.042P^2 (4.50 T/P^2) = 13.688 \text{ Ton.}$$

B. Capacidad soporte en la punta, es de, 13.688 Ton.

C. Capacidad a la compresión.

$$Q_{Lit} = Q_m + Q_t$$

Si se considera la fricción: $Q_{Lit} = 76.047 + 13.688 = 89.735 \text{ Ton.}$

si no se considera la fricción: $Q_{Lit} = 13.688 \text{ Ton.}$

Cálculo del asentamiento. pag. 24 del manual.

I. Para pilotes individuales.

W = Es el asentamiento vertical en la superficie del pilote.

W_m = Es el asentamiento debido a la deformación axial del eje del pilote.

W_{pp} = Es el asentamiento de la punta del pilote debido a la carga transmitida en la punta.

W_{ps} = Es el asentamiento de la punta del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del eje.

$$W = W_m + W_{pp} + W_{ps}$$

$$W_m = (Q_p + Q_m)L/AE$$

Donde:

$$E = 3 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$$

$$L = 15 \text{ mt.} = 49.20 \text{ pies}$$

$$A = \pi/4 (1.968)^2$$

$Q_p = 82.05 \text{ Ton}$ (de Mayerhof). Carga de diseño en la punta.

$Q_m =$ Resistencia en el eje = 0.

$$W_m = (82.05 \text{ Ton}) 49.20 \text{ pies} / 3.042 \text{ Pie}^2 \times 3 \times 10^6 \times 1 \text{ pie} / 144 \text{ pulg}^2 \times 2,000 \text{ lb/Ton}$$

$$W_m = 0.0061 \text{ pie.}$$

$$= 0.187 \text{ cm.}$$

$$W_{pp} = C_p Q_p / B_q \quad W_{pa} = C_{pa} \times Q_{pa} / D_q = 0$$

C_p = Coeficiente empírico de la tabla 4-10 pag. 24 = 0.05 para arcillas compactas.

B = Diámetro del pilote.

q = Capacidad soporte última de la punta.

$$W_{pp} = 0.05(82.05) \text{ Ton} \times 3.042 \text{ pie}^2 = 0.0288 \text{ p}$$

$$1.968 \text{ p} \quad (220.32) \text{ Ton}$$

$$W_{pp} = 0.877$$

$$W = W_{pp} + W_{pa} = 0.187 + 0.877 = 1.064 \text{ cm.}$$

II. CALCULO DE ASENTAMIENTO PARA UN GRUPO DE PILOTES.

$$S = gW$$

Donde:

S = Asentamiento de un grupo de pilotes.

g = Factor de asentamiento del grupo.

W = Asentamiento de un solo pilote.

$$g = (B/B)^{0.5}$$

B = Ancho del grupo de pilotes +- 5 mt.

B = Diámetro de un solo pilote = 0.60 mt.

$$g = (5 \text{ mt} / 0.60 \text{ mt})^{0.5} = 2.887$$

$$S = 2.887 \times 1.064 = 3.072 \text{ cm.}$$

$$R_b = L \text{ Tg}^4 (45 + \frac{\psi}{2}) \frac{\text{md}^2}{8 \text{ Sen } \alpha}$$

Fórmula de Benebenq.

$$M = 2PI$$

$$d = 1.968 \text{ pies.}$$

$$\psi = 30^\circ$$

$$\tau = 135 \text{ lb/pie}^2$$

$$L = 6 \text{ mt} \times 3.28 = 19.68 \text{ pies.}$$

$$R_b = 135 \text{ lb/pie}^2 (19.68) \text{ pie} \times Tg^4 (45 + 15) \times 2PI (1.968 \text{ pie}^2) / 8 \times 2,000$$

$$R_b = 36.37 \text{ Ton.}$$

FORMULA DE TERZAGHI CON FACTORES DE MEYERHOFF.

$$N = 15$$

$$N_c = 29.5$$

$$N_q = 20$$

$$q = \frac{135(1.968)(15)}{2 \times 2,000} + \frac{0.40(29.5)}{2,000} + \frac{115(49.20)(20)}{2,000}$$

$$q = 69.37 \text{ T/p}^2$$

$$A = PI/4 d^2 = 3.04 \text{ p}^2$$

$$Q_u = q A = 211.03 \text{ Ton.}$$

$$Q_p = Q_u/3 = 70.34 \text{ Ton.}$$

Los valores de N_b , N_q y N_r , se tomarán del libro de Leonards pag. 542.

$$Q_u = PI r^2 (1.3 C N_b + r D_r N_q + 0.6 r N_r)$$

$$N_b = 29.5$$

$$N = 15.0$$

$$N_q = 20.0$$

DISEÑO DE PILOTES SUJETOS A CARGAS LATERALES.

Caso I. Se ha considerado como carga lateral única la fuerza cortante producida por el círculo crítico O_3 . Ver figura I-A.

Determinación de la fuerza cortante.

Del círculo adjunto, analizado, se tomaron los segmentos Nos. 8 al 10.

$$\text{Fuerza resistente} = \sum N \times 8.911 = 91,187.05$$

$$= 61.01 \text{ pies}$$

$$F \text{ resistente} = \sum N T_g \psi \times C = 54,938.50 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Fuerza actuante} = \sum T \times 8.911 = 83,051.07 \text{ lb/pie.}$$

$$\text{Fuerza de sismo} = r/R (0.5W \times 8.911) = 12,396.20 \times (36.6/40.5)$$

$$= 11,202.487 \text{ lb/pie.}$$

$$\text{Fuerza de corte} = F_{\text{resis}} - F_{\text{actuante}} = 40,508.77 \text{ lb/pie.}$$

Las fuerzas actuantes sobre el pilote serian:

Del programa Frame, se obtuvo las siguientes reacciones en el empotramiento (MUD-LINE).

$$H = 24.64 \text{ k-p/p}$$

$$M = 172.84 \text{ k-p/p}$$

$$T_x = 15.87 \text{ k/p (reacción horizontal del tensor).}$$

Caso II. se consideró, como carga lateral única, la presión activa del suelo.

Presión activa.

$$P_a = (115) (0.5888) (7.40 \times 3.28) = 1,643.506 \text{ lb/pie}^2$$

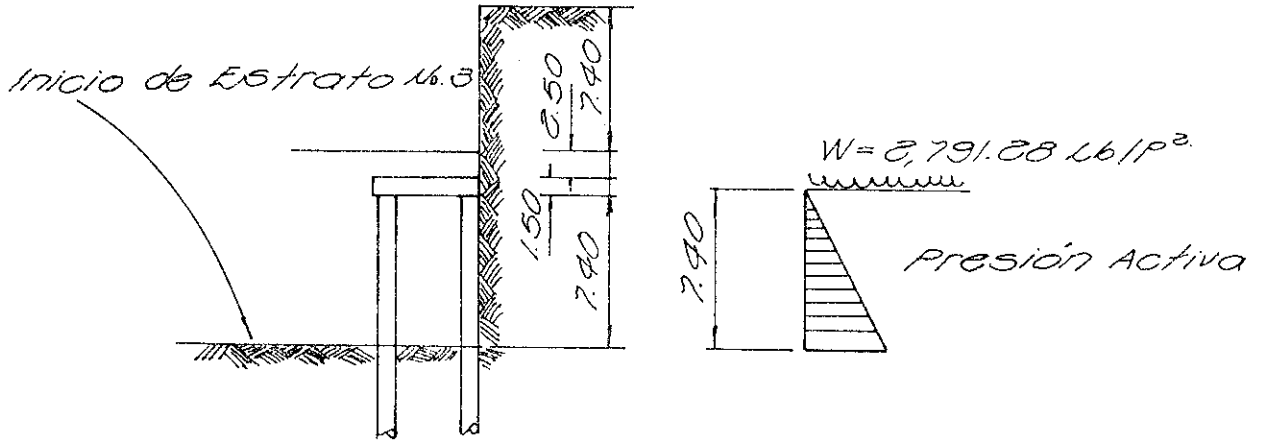
incremento por sismos:

$$P_a = 1/2 K_p (3/4) h^2$$

$$P_a = 1/2 (115) (3/4) (0.11) (7.40 \times 3.28)^2 = 2,794.685 \text{ lb/pie.}$$

$$\text{actuando a } H/3 = 8.091 \text{ pies.}$$

DIAGRAMAS DE CARGAS Y PRESIONES QUE ACTÚAN EN LOS PILOTES DEL PUNTE



$P_1 = 39,891 \text{ lb/p}$

$\Delta P_a = 2,794.685 \text{ lb/p}$
 $1,643.685 \text{ lb/p}$

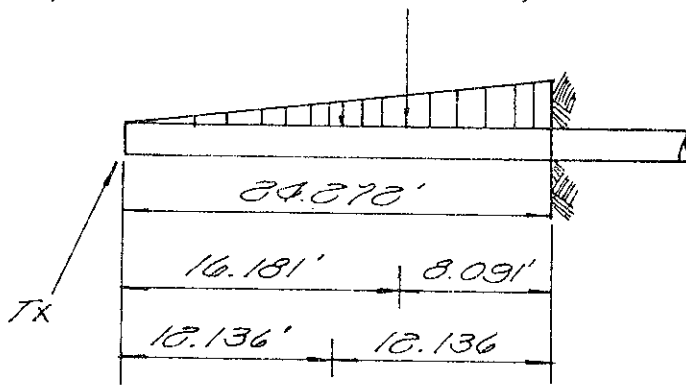
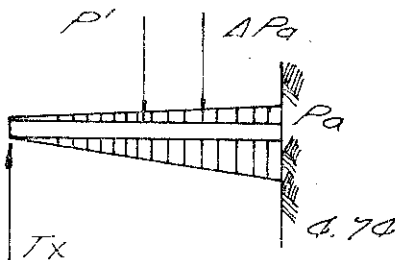


DIAGRAMA DE CARGA SOBRE EL PILOTE



FUENTE: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS...

Sobre carga.

$$W = 2,791.28 \text{ lb/pie}^2$$

De la teoría del libro "Introductory Soil Mechanics and Foundations" de Sowers, pagina 187; el efecto de sobre carga en el muro será:

$$P' = W \times H \times \text{Tg}^2(45 - \phi/2) \\ = 39,891.169 \text{ lb/pie}$$

y estará actuando a $H/2 = 12.136$ pies

Diagrama de cargas sobre el pilote

Del programa Frame, se obtuvo la siguientes reacciones en el empotramiento (MUD/LINE):

$$T_x = 16.86 \text{ k/p}$$

$$H = 45.73 \text{ k/p}$$

$$M = 258.50 \text{ k-p/p}$$

Se puede apreciar, estas cargas son demasiado grandes, por lo que se decidió tomar en cuenta la presión pasiva en el otro lado del pilote.

$$P_p = hKp = 115(7.40 \times 3.28)(1.698) = 4,739.593 \text{ lb/pie}^2$$

Pilote 1- P_{pasiva}

$$T_x = 5.354 \text{ k/p}$$

$$H = 0.287 \text{ k/p}$$

$$M = 72.362 \text{ k-p/p}$$

El caso No. 1 resulta siendo el crítico para el presente estudio. Entonces se diseñarán los pilotes para resistir las siguientes cargas:

$$T_x = 15.87 \text{ k/p}$$

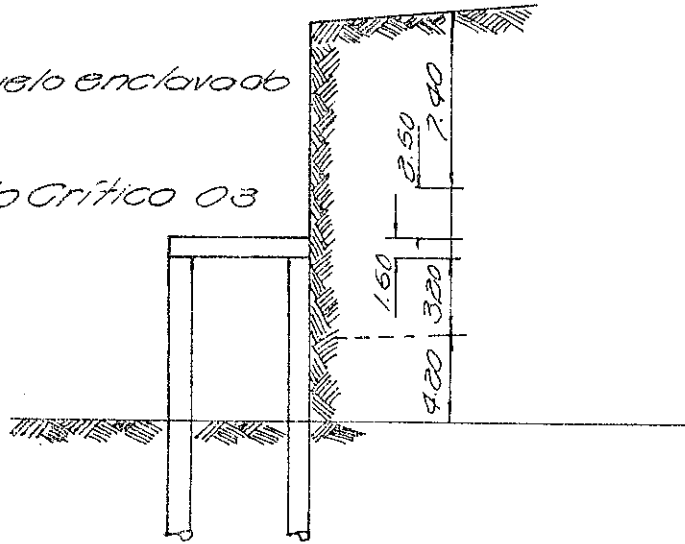
$$H = 24 \text{ k/p}$$

$$M = 172 \text{ k-p/p}$$

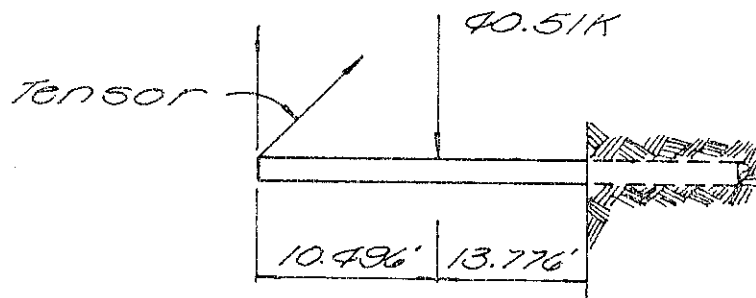
De la teoría de Reese - Matlock "Non-Dimensional Solutions For Laterals

Muro de Suelo enclavado

Circulo Critico 03



PILOTES DEL PUENTE



Fuente: DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS.

"Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional To Depth", se obtuvo el momento, corte, presión y deflexión máximas.

Parámetros utilizados:

Resistencia del concreto = 4,000 lb/pulg²

Econcreto = 4×10^6 lb/pulg²

K = coeficiente de variación del módulo de reacción lateral del suelo, se tomó, K = 5 lb/pulg³

D = 1 metro = 36.39 pulgadas

I = $\text{PI}/4 r^4 = 117,812.198$ pulg⁴

Factor de rigidez relativa T = $(EI/K)^{0.2}$
 $= 4 \times 10^6 \times (117,812.198/5)^{0.2}$
 $= 156.623$ pulg.

Longitud de empotramiento = 12.60 mt.

Coefficiente de profundidad = Z = L/T

$Z_{\text{max}} = 12.60 \times 3.28 \times 12/156.23 = 3.17$ mt.

El M_H debido al corte en el MUD/LINE, el factor A_m se tomó de la figura 15 del artículo antes mencionado.

$M_H = (A_m \times H \times T)/12$

$M_H = 24.64$ k/p

De manera similar, para obtener el diagrama de momentos debido al momento M aplicando "MUD/LINE", se obtienen los coeficientes BM.

$M_M = M \times BM = 172.84$ k-p/p

Corte debido al corte aplicado en el "MUD/LINE",

corte = $H \times V_b = 24.64$ k/p

Corte debido al momento aplicado en el "MUD/LINE",

$V_b = B_v (M/T) = B_v (72.84 \times 12/156.23) = 13.28$ B_v

Deflexión del pilote debido al corte aplicado en el "MUD/LINE",

$$Y_a = A_y (HT^3/EI) = 0.199 A_y$$

Deflexión producida por el momento aplicado en el "MUD/LINE",

$$Y_b = B_y (MT^2/EI) = 0.107 B_y$$

Esfuerzos producidos en el suelo por la aplicación de H,

$$P_a = A_p (H/T) = 13.143 A_p$$

Esfuerzos en el suelo producidos por la aplicación de M,

$$P_b = B_p (M/T^2) = 1.106.318 B_p$$

Como resultado final del presente capítulo se presentan dos planos finales del diseño de la estructura del puente de metal sobre pilotes de gran diámetro, según planos Nos. 1/9 y 2/9, ya que entrar a detalles de todos los elementos del diseño, sería parte de otro trabajo de tesis, pero sin embargo para el objetivo del presente trabajo de tesis se mencionan superficialmente.

CONCLUSIONES

- I. Los carriles destruidos por el deslizamiento pueden restablecerse con factores de seguridad altos, construyendo un puente que se apoyará sobre los pilotes de grán diámetro de concreto fundidos en el lugar.
- II. Actualmente los carriles destruidos no pueden ser reconstruidos a base de relleno, pues las condiciones adversas del clima causarían la infiltración de agua de lluvia.
- III. La eliminación de la falla se llevará a cabo por medio de muros de contención cimentados sobre pilotes de gran diámetro fundidos en el lugar, permitiendo la construcción del puente que habilitará la ruta destruida.
- IV. Las condiciones geológicas del lugar y las condiciones adversas, que causa la infiltración del agua de lluvia, provocó un deslizamiento traslacional en la ladera del kilómetro 11 + 360 y debido a la forma en que se reparó, el primer deslizamiento provocó que las condiciones mecánicas del suelo se modificaran.

RECOMENDACIONES

- I. Es necesario llevar un control estricto en cada una de las etapas de construcción, y así obtener resultados acordes a la realidad.
- II. Hacer los estudios de suelos donde se tenga referencias de deslaves continuos, y así tener parámetros de diseño bien definidos, previniendo el cierre temporal de alguna carretera.
- III. Que en el proyecto a realizarse, los trabajos se hagan de preferencia en estación seca, de otra forma se corre el riesgo de posibles deslaves.
- IV. Para prevenir la problemática en este tipo de deslizamiento es recomendable, previo al diseño de la estructura de cualquier proyecto vial, realizar estudios geológicos en las áreas donde se tenga conocimiento de fallas geológicas.

BIBLIOGRAFIA

Kinematical Limita Analysis For Design of Soil-Nailed Structures, Ilan Juran and Victor Elias, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 1, January 1, 1990, Page 54. Writer Editorial Consultant, United States.

Capacidad Soporte. Ecuación Terzaghi, Foundation Engineering, G. Leonards, Pag. 542, Asentamiento, Terzaghi y Peck. Editorial McGraw-Hill.

Resistance to Overturning of single, Short Piles, E. Czeaniak, Journal of the Structural Division, Volumen 83, No. ST2, Marzo 1, 1957, Pag. 1188-1. Editorial The American Association of State Highway Officials, Seventh Edition.

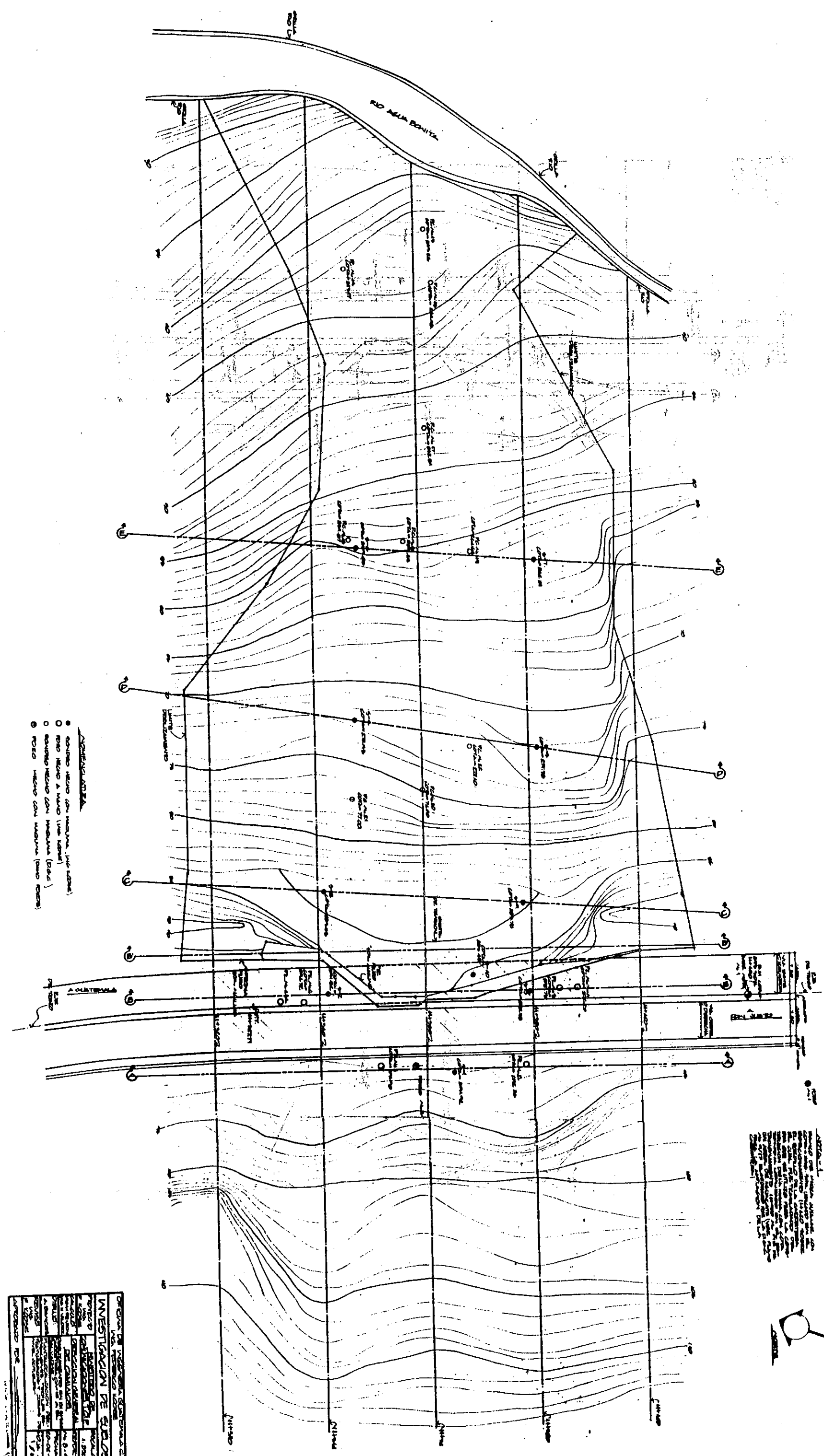
Non-Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus assumed Proportional to Depth, Reese y Matluck, sep. 1, 1956, Pag. 3. Precast Prestressed Concrete Div., San Francisco, California.

FRAME ANALYSIS AND DESIGN-VERSION FA-300, C-SQUARED, D-SQUARED SOFTWARE DESIGN, INC. 1, 1987 SAN FRANCISCO, CALIFORNIA.

La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Alfonso Rico
y Hermilio del Coshllo, Pag. 399. 1,994. Editorial Diana,
Mexico

Manual de Drenaje y Productos de Construcción, Editorial The
Armco International, Middletown, Ohio. Estado Unidos. 1,958.

ANEXOS



● SONDO RECORRIDO CON MEDIDOR (two cases)
 ○ SONDO RECORRIDO A MANO (two cases)
 ○ SONDO RECORRIDO CON MEDIDOR (two cases)
 ● POZO RECORRIDO CON MEDIDOR (two cases)

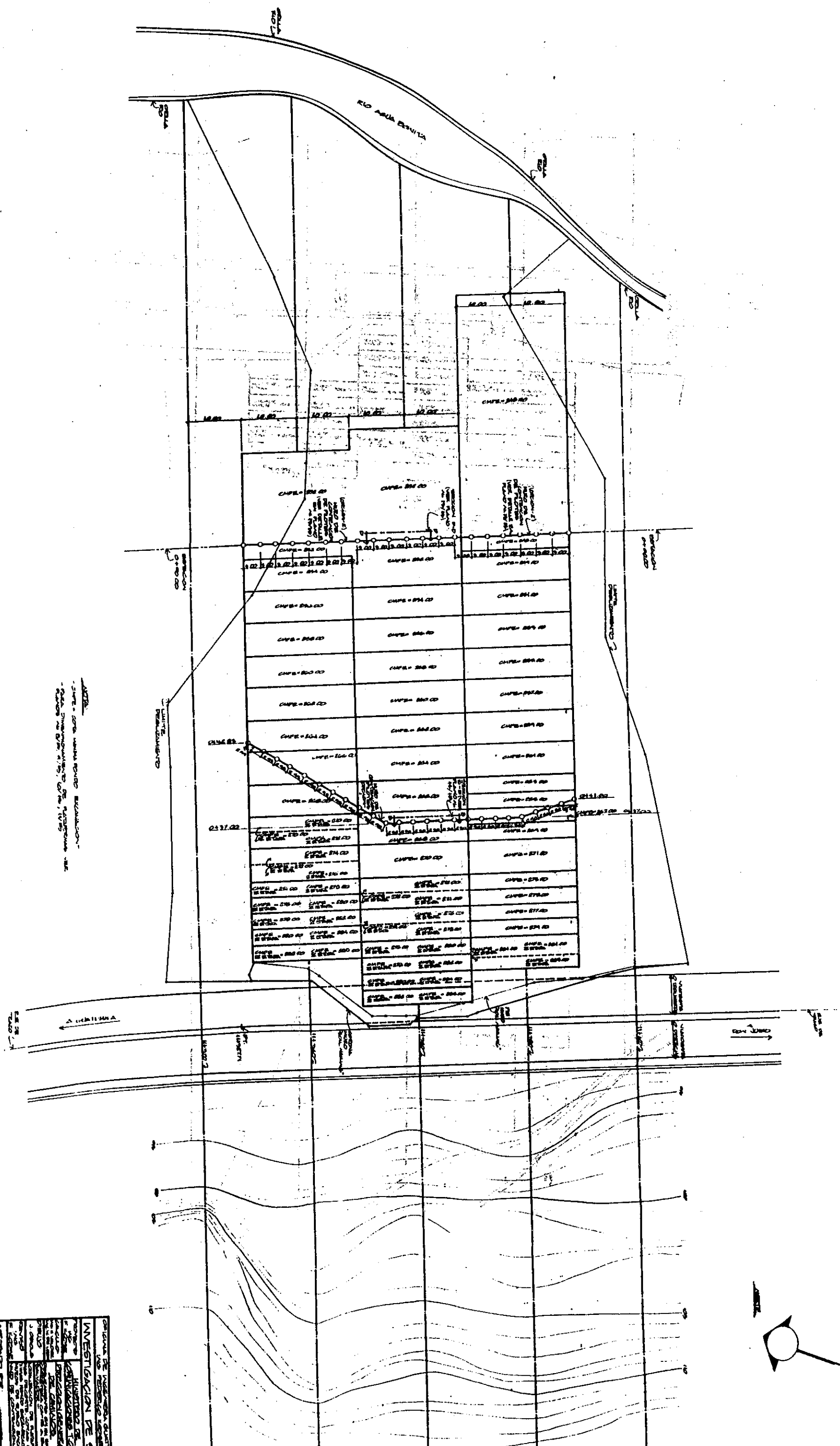
OFICINA DE INVESTIGACION GEOLÓGICA
 DEL INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 INVESTIGACION DE SUELOS

PROYECTO:	INVESTIGACION DE SUELOS
FECHA:	1958
LOCALIDAD:	AGUA BONITA
ESTADO:	GUAYAS
COORDINADAS:	9° 54' N, 78° 52' W
PROYECTISTA:	DR. CARLOS GONZALEZ
ELABORADO POR:	DR. CARLOS GONZALEZ
APROBADO POR:	DR. CARLOS GONZALEZ

EL SUELO DE LA ZONA DE AGUA BONITA, GUAYAS, PRESENTA UNA ESTRUCTURA COMPLEJAMENTE HETEROGÉNEA, CON UN GRADO DE DESARROLLO DE LA MALLA DE RAÍCES Y UN GRADO DE AGREGACIÓN QUE VARIA EN LA PROFUNDIDAD. EL SUELO ES DE TIPO ALUVIAL, CON UN GRADO DE AGREGACIÓN QUE VARIA EN LA PROFUNDIDAD.

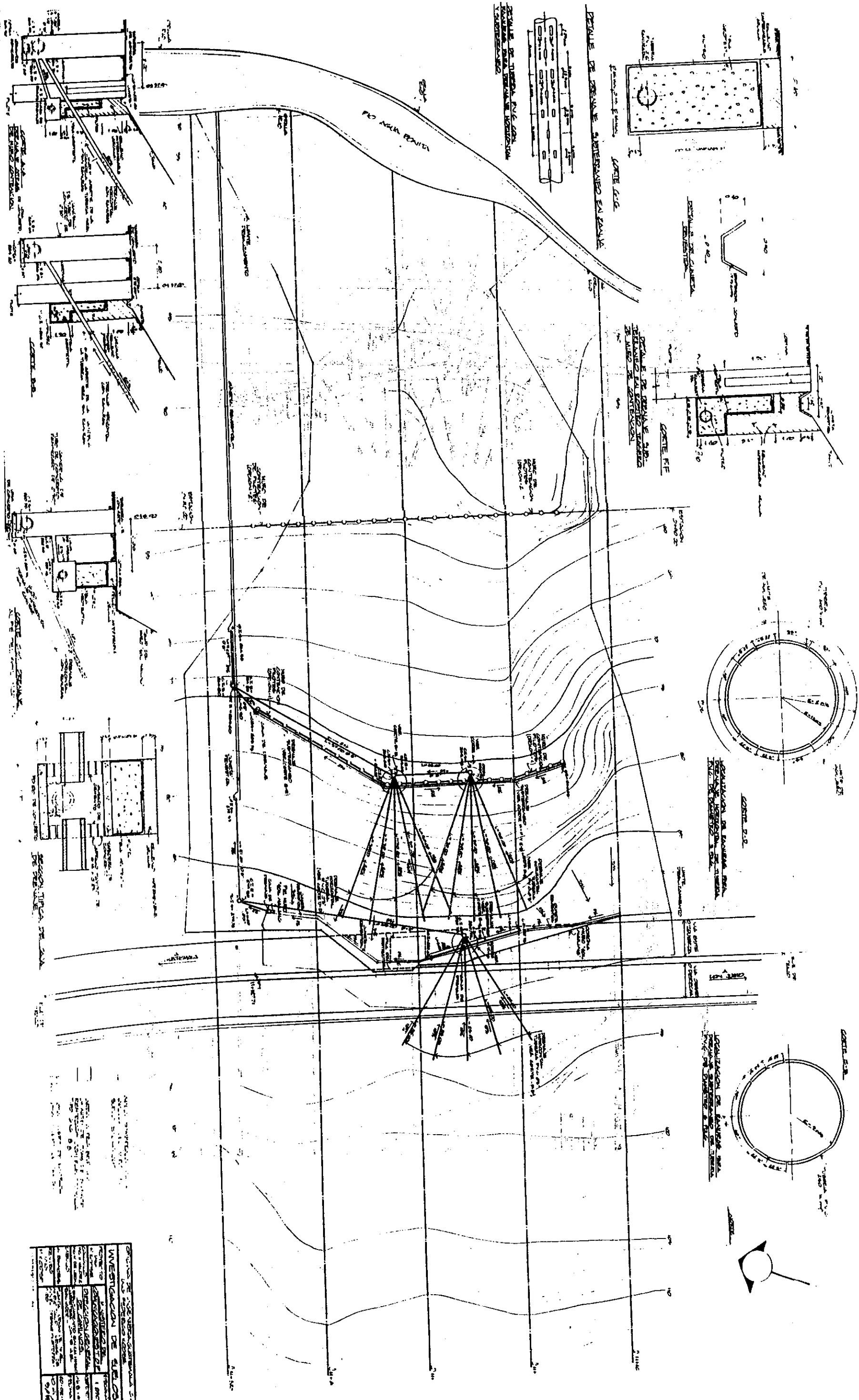
Este diagrama muestra un corte geológico detallado de la zona de Río Agua Bonita, Guayas. Se observan varias unidades estratigráficas con diferentes texturas y composiciones. La leyenda indica que los símbolos utilizados representan diferentes tipos de sondos y pozos. El diagrama también muestra la ubicación de la zona en relación con la Guayana y el sistema de coordenadas.



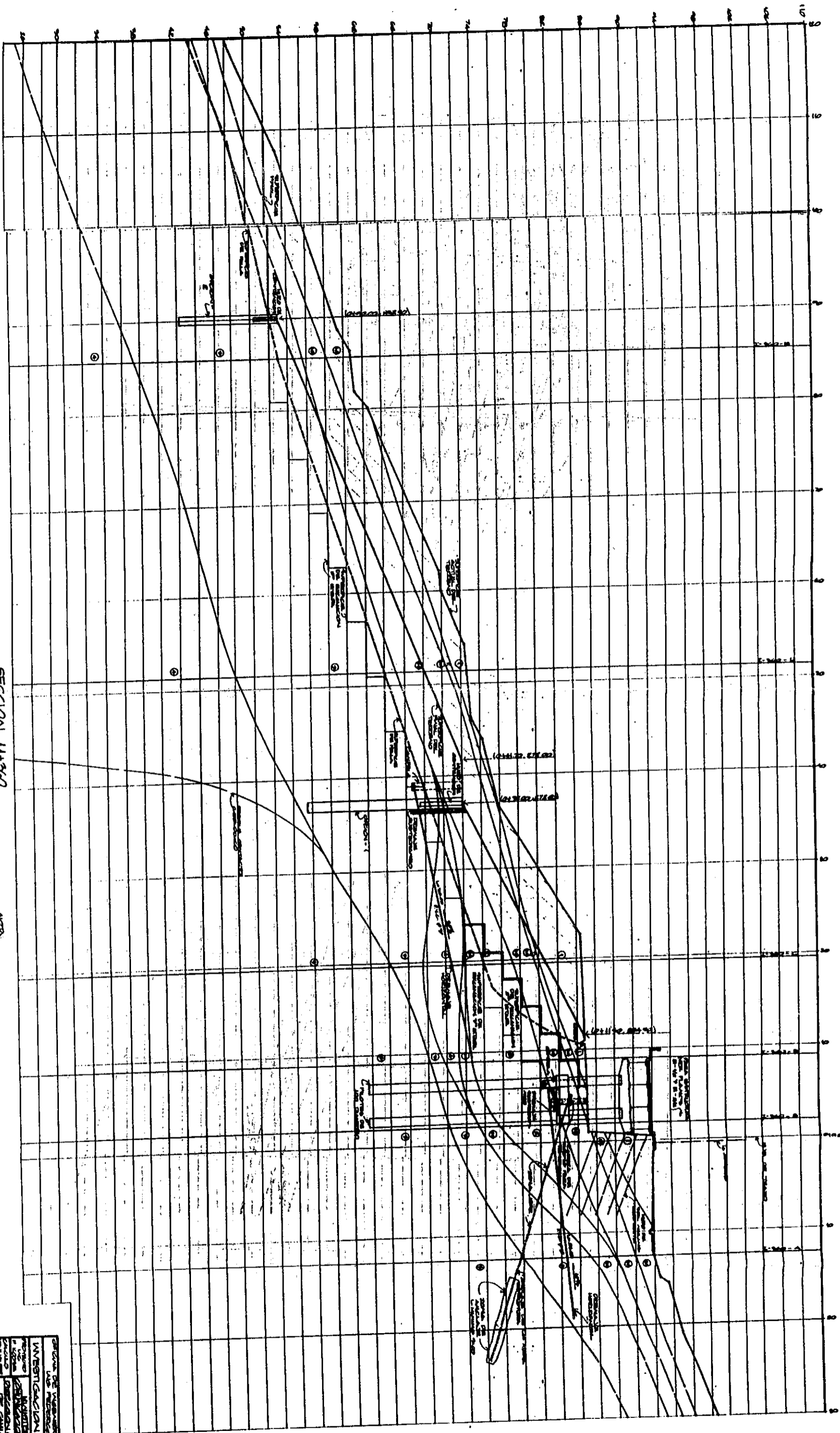


NOTA:
 - CMTS = CORTE TRANSVERSAL ESTACIONADO
 - PUNTO DE MUESTREO DE AGUA CALIENTE
 - PUNTO DE MUESTREO DE AGUA CALIENTE

INVESTIGACION DE SUBSUELO	
1. OBJETIVO	Estudio de las condiciones geológicas y geofísicas del subsuelo.
2. METODOLOGIA	Se utilizaron métodos geofísicos y geológicos.
3. RESULTADOS	Se identificaron diferentes unidades geológicas.
4. CONCLUSIONES	El subsuelo presenta características geológicas específicas.
5. RECOMENDACIONES	Se sugiere continuar con estudios más detallados.



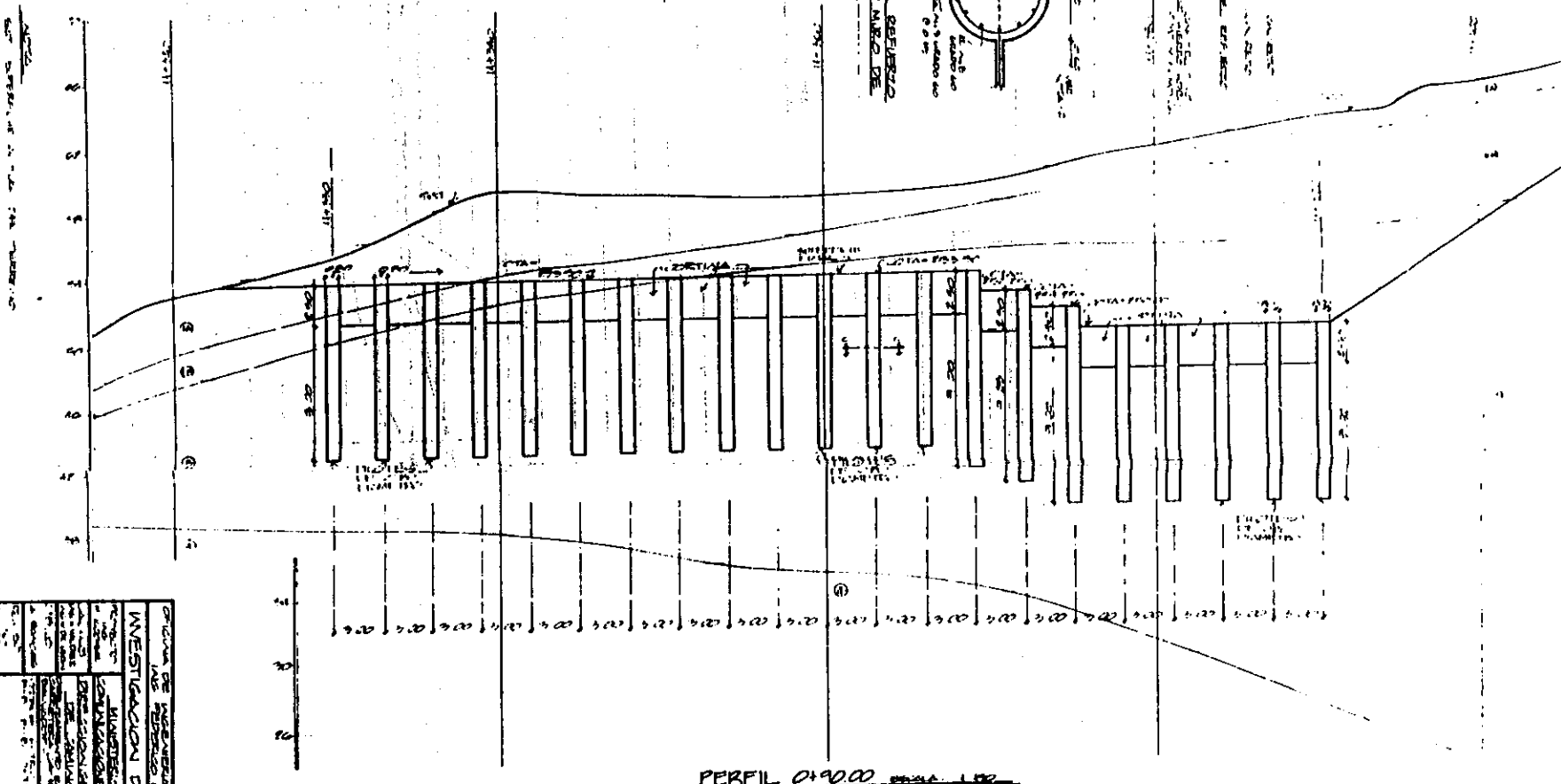
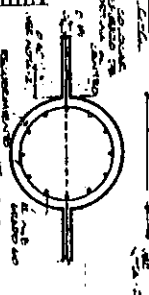
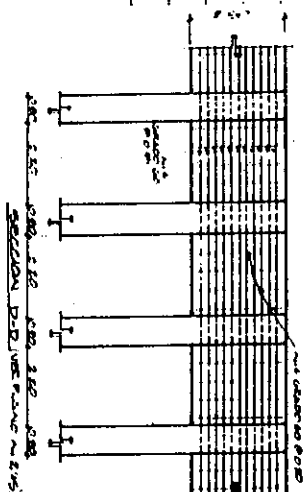
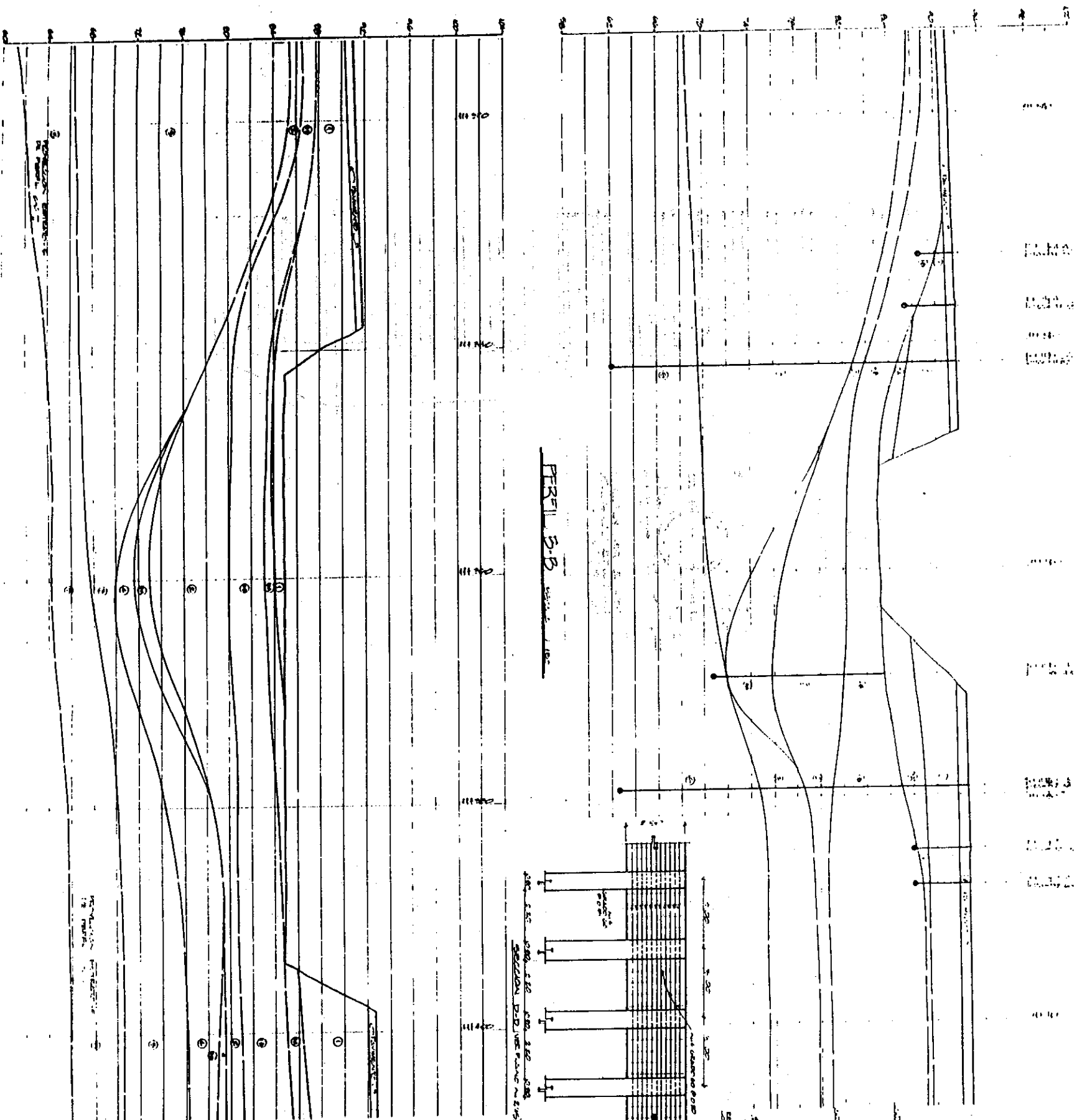
INVESTIGACION DE TIENDAS	
FECHA	15/11/54
LUGAR	...
PROYECTO	...
ENCARGADO	...
ELABORADO POR	...
REVISADO POR	...
APROBADO POR	...
OTROS	...



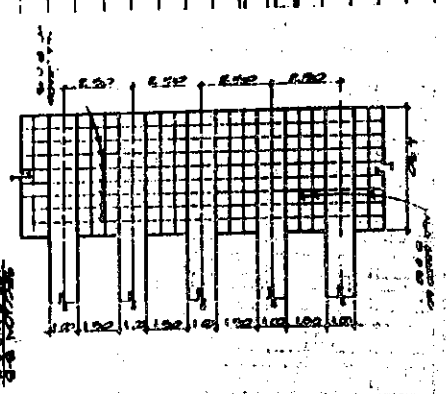
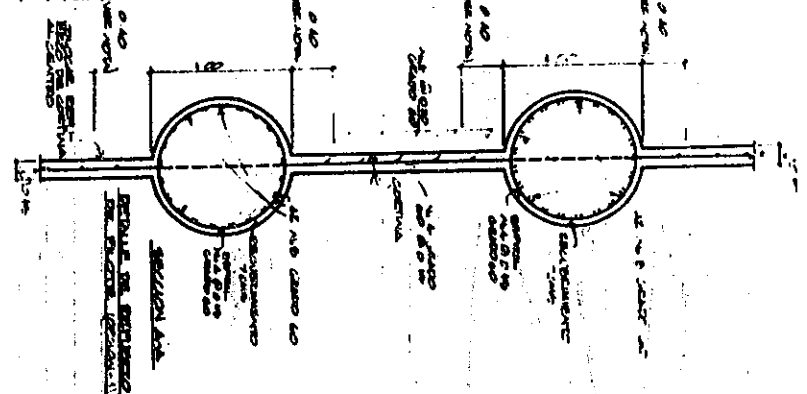
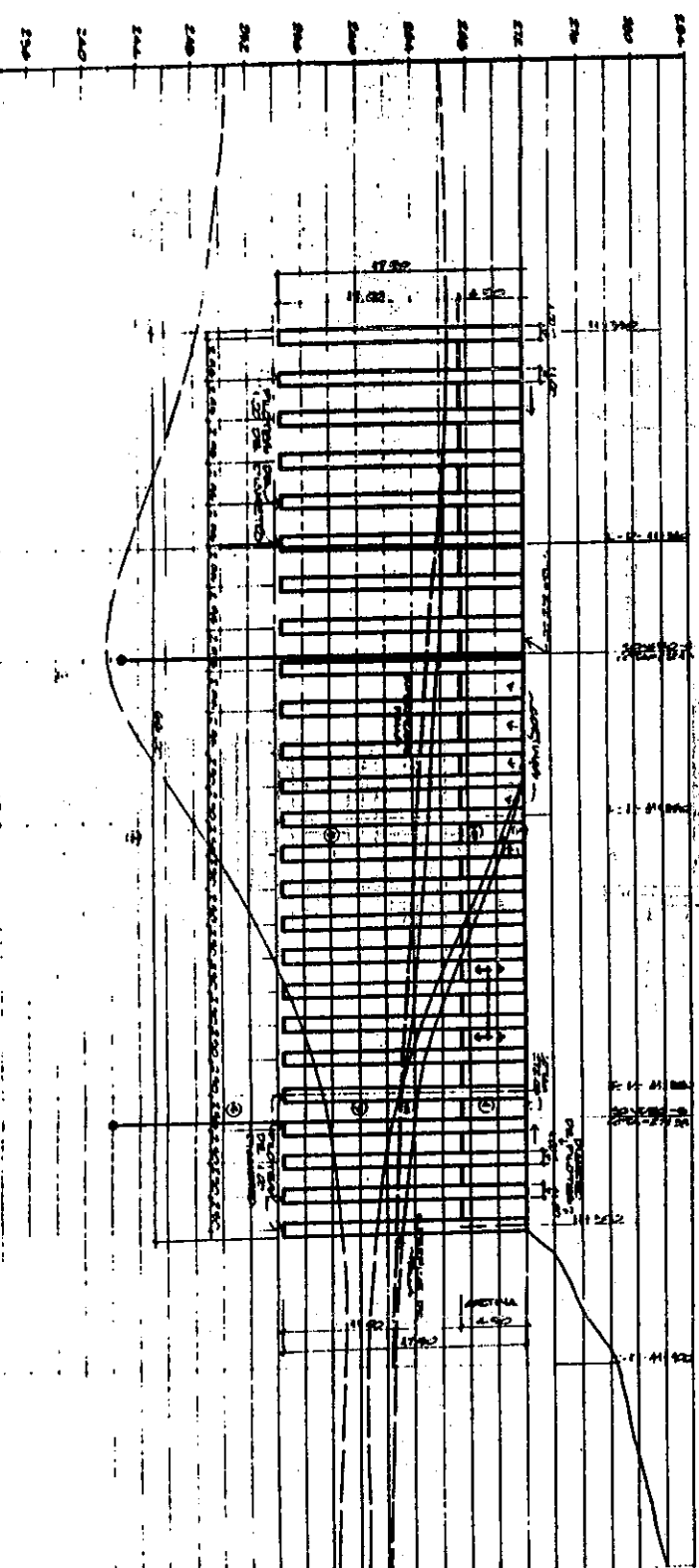
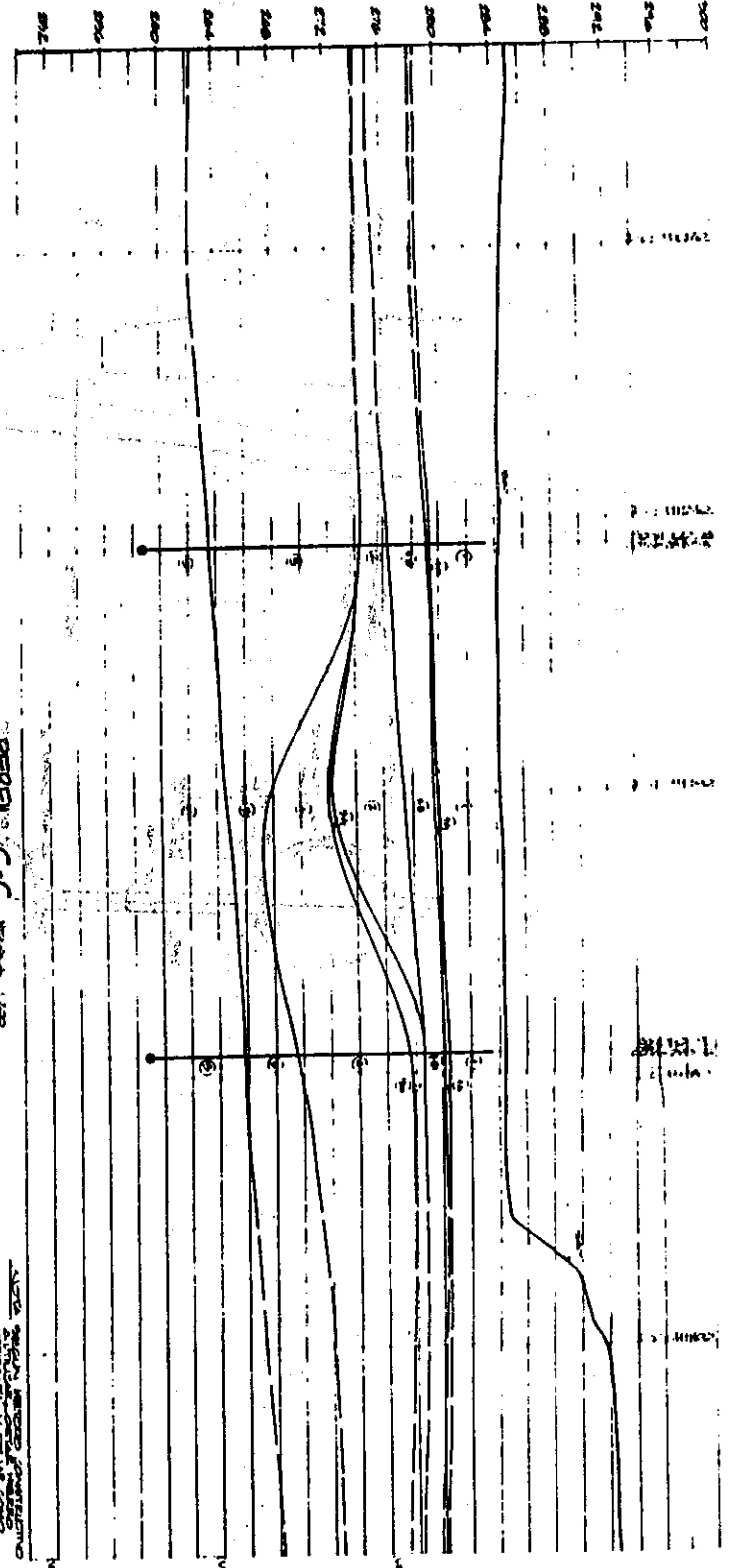
SECCION 11+360

NOTA:
 PRUEBAS GRAN DE DILATACION

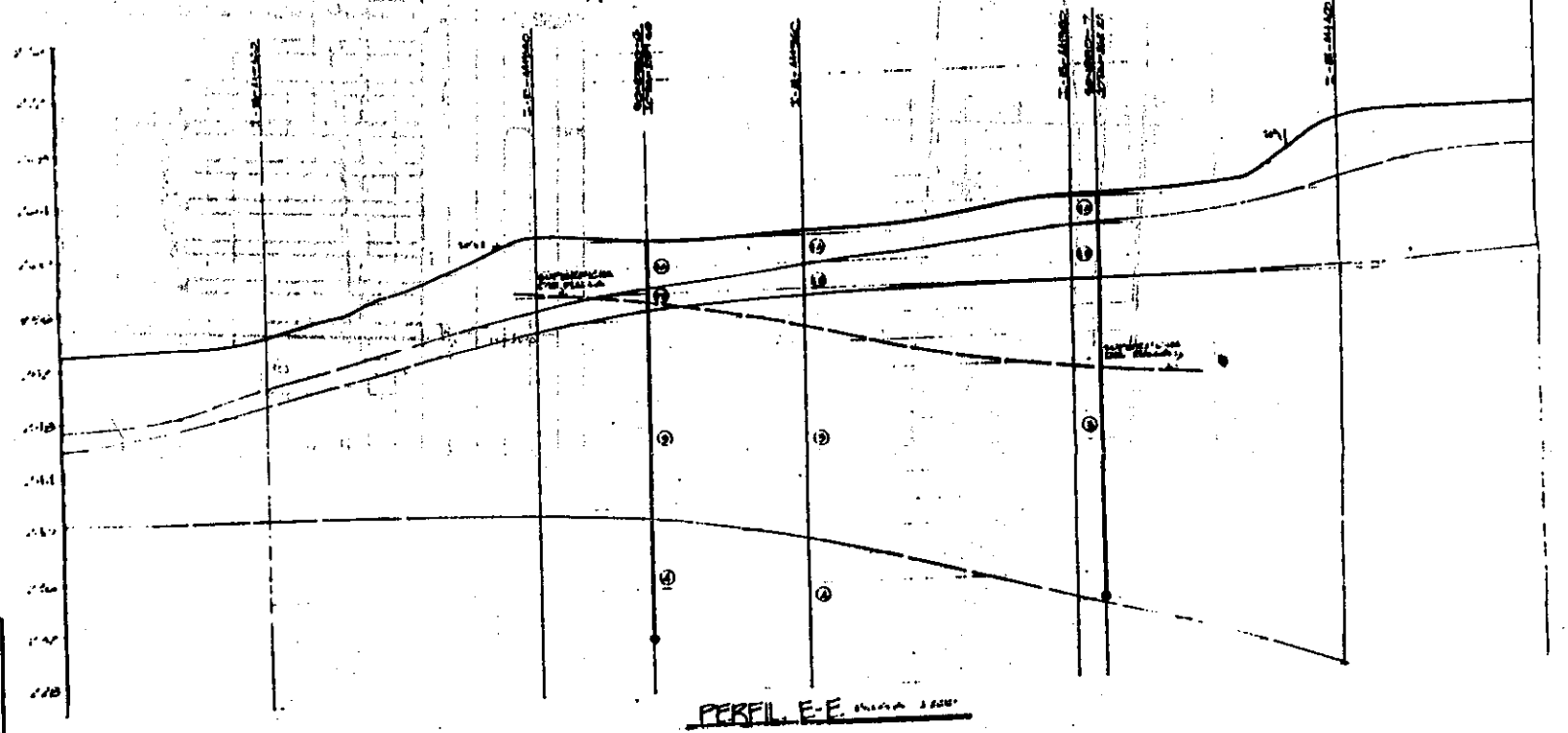
Oficina de Investigación y Experimentación U.S. Geological Survey INVESTIGACION DE SUELOS			
Proyecto: No. de Proyecto: No. de Hoja: Escala: Fecha: Lugar: Autor: Revisor: Aprobado por: Fecha de Aprobación:	Tipo de Suelo: Clase de Suelo: Textura: Color: Estructura: Consistencia: Resistencia: Otros:	No. de Pruebas: Tipo de Pruebas: Resultados: Observaciones: Conclusión: Recomendaciones:	No. de Pruebas: Tipo de Pruebas: Resultados: Observaciones: Conclusión: Recomendaciones:



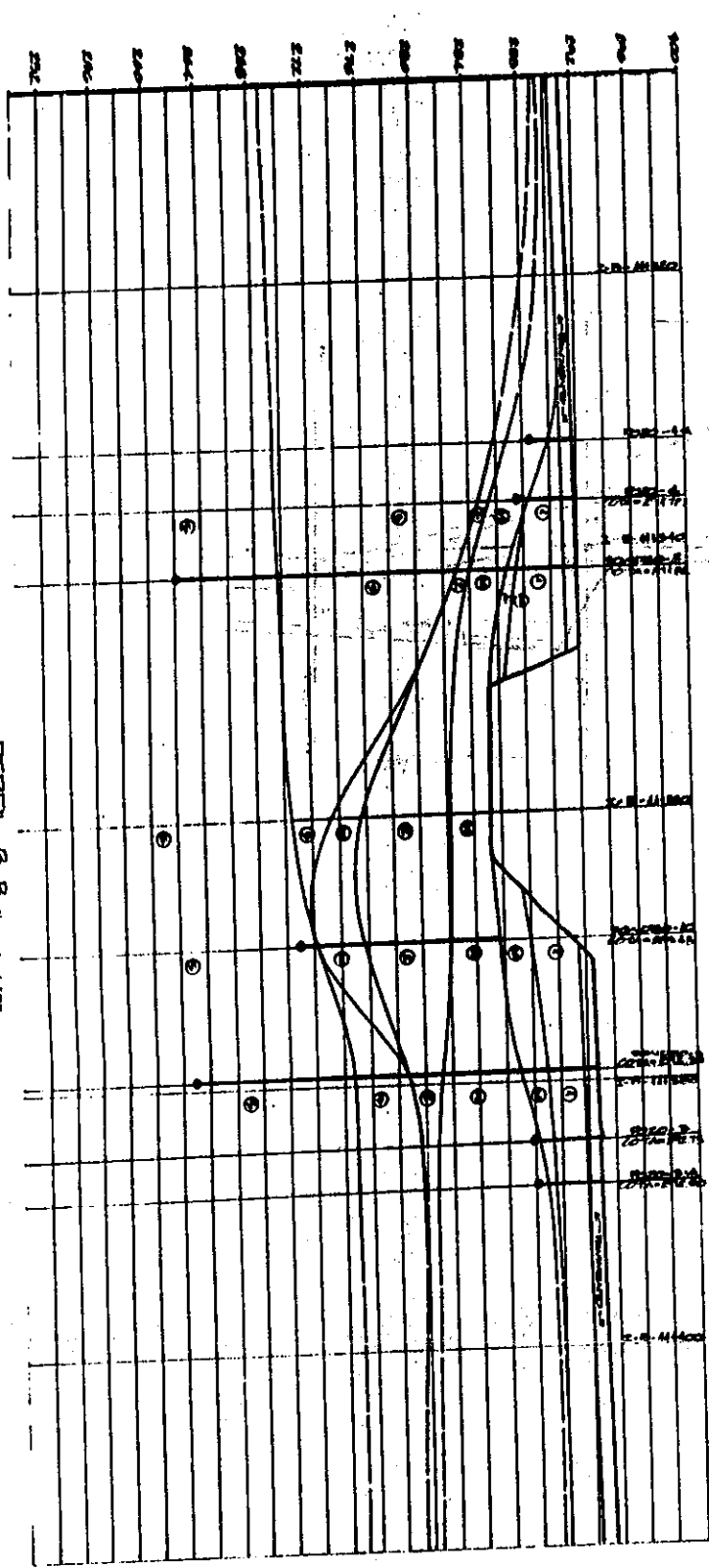
INVESTIGACION DE SUELOS	
PROYECTO	INVESTIGACION DE SUELOS
CLIENTE	INVESTIGACION DE SUELOS
FECHA	INVESTIGACION DE SUELOS
ENCARGADO	INVESTIGACION DE SUELOS
ELABORADO POR	INVESTIGACION DE SUELOS
REVISADO POR	INVESTIGACION DE SUELOS
APROBADO POR	INVESTIGACION DE SUELOS
FECHA DE APROBACION	INVESTIGACION DE SUELOS
ESCALA	INVESTIGACION DE SUELOS
OTROS DATOS	INVESTIGACION DE SUELOS



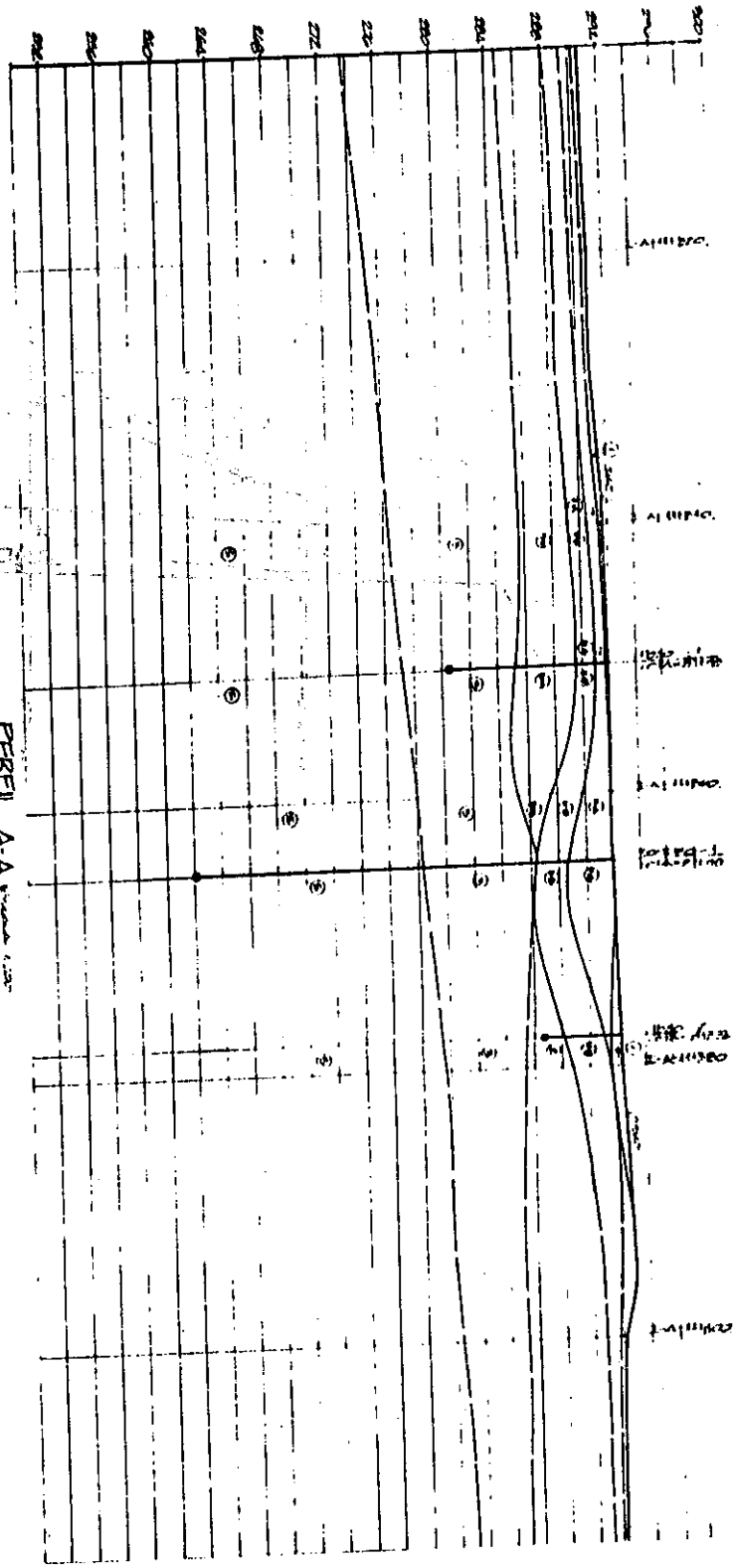
PARA PODER VER UNIR LOS CONCRETOS SE ADOPTA COMO PUNTO DE REFERENCIA LA COTA DE 297.00 M. PARA LOS NIVELES DE LOS CONCRETOS SE ADOPTA COMO PUNTO DE REFERENCIA LA COTA DE 297.00 M.



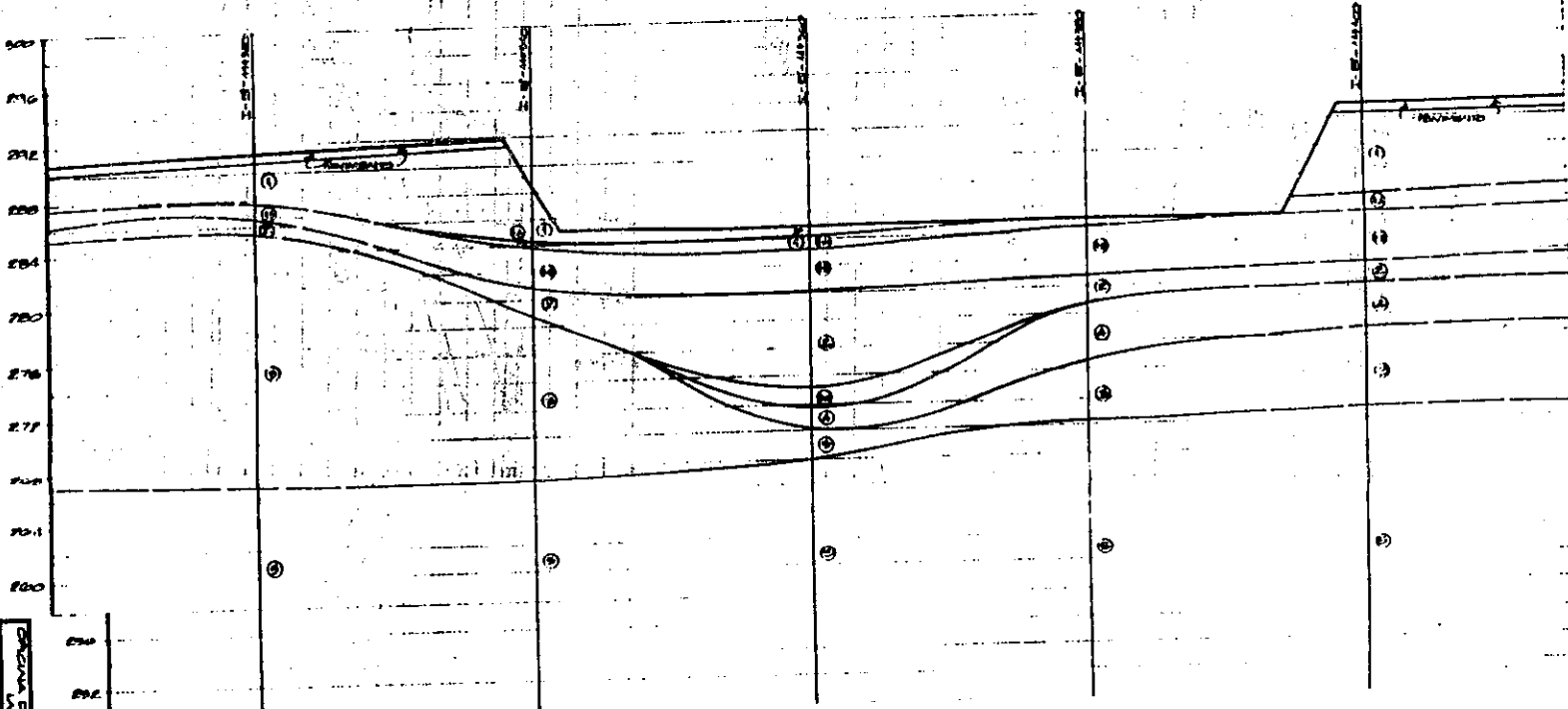
INVESTIGACION DE SUELOS	
FECHA	10/10/70
LUGAR	...
PROYECTO	...
CLIENTE	...
ELABORADO POR	...
REVISADO POR	...
APROBADO POR	...
ESCALA	1:50
PROYECTO	...



PERFIL B-B

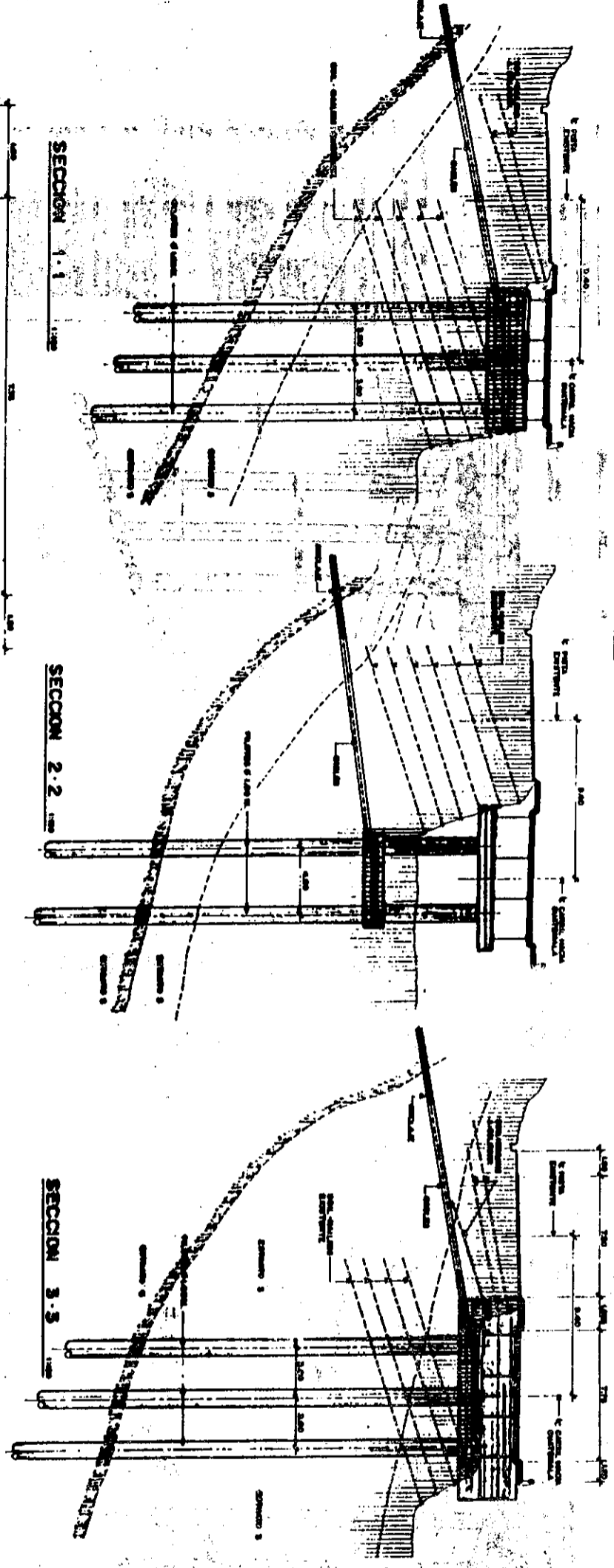
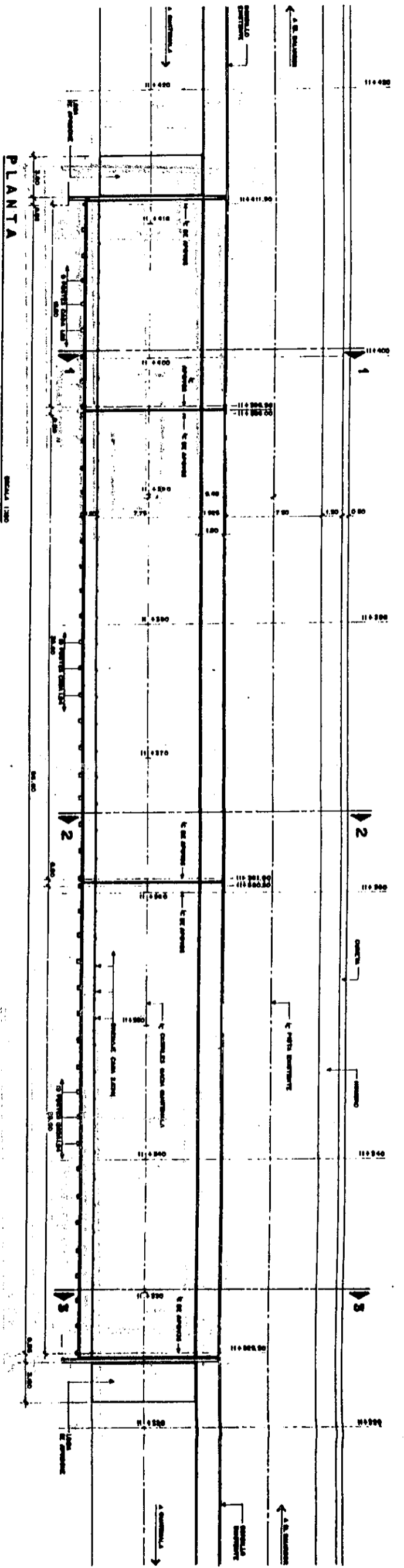


PERFIL A-A



PERFIL B-B

ORDENA DE INVESTIGACION	
1	INVESTIGACION DE SUELOS
2	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
3	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
4	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
5	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
6	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
7	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
8	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
9	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
10	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
11	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
12	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
13	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
14	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
15	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
16	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
17	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
18	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
19	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO
20	ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE SUELO



SECCION TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA EN TRAMOS CON VIGAS ANCLADAS

SECCION TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA EN TRAMO CON VIGAS STANDARD

- INDICE DE PLANOS**
- 1/0 PLANTA GENERAL Y SECCIONES
 - 2/0 PLANOS DE CONSTRUCCION Y DIMENSIONES GENERALES
 - 3/0 DETALLE DE LA VIGA ANCLADA
 - 4/0 DETALLE DE LA VIGA STANDARD
 - 5/0 PLAN DE LA VIGA ANCLADA
 - 6/0 PLAN DE LA VIGA STANDARD
 - 7/0 PLAN DE LA VIGA ANCLADA
 - 8/0 DETALLE DE CONSTRUCCION
 - 9/0 VIGAS DE OBRERA

NOTAS GENERALES

1. El presente proyecto de obra civil, obra pública, para la construcción de un puente sobre el río... (text continues with project details and specifications)

REVISIONES

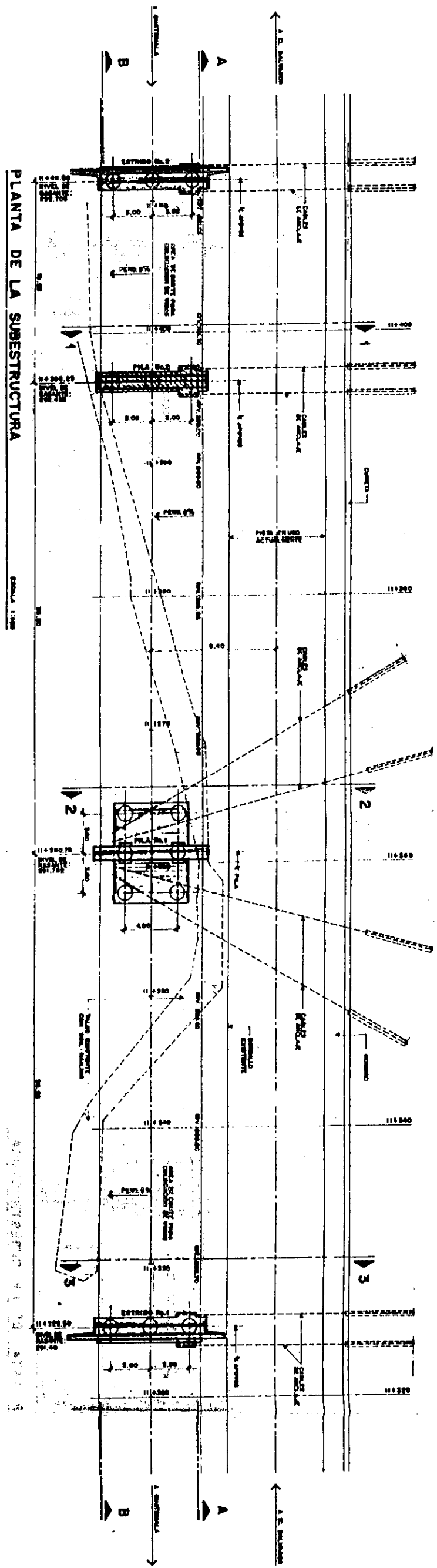
Nº	FECHA	CONTENIDO
1		
2		
3		

PROYECTO DE OBRA CIVIL - OBRAS PUBLICAS

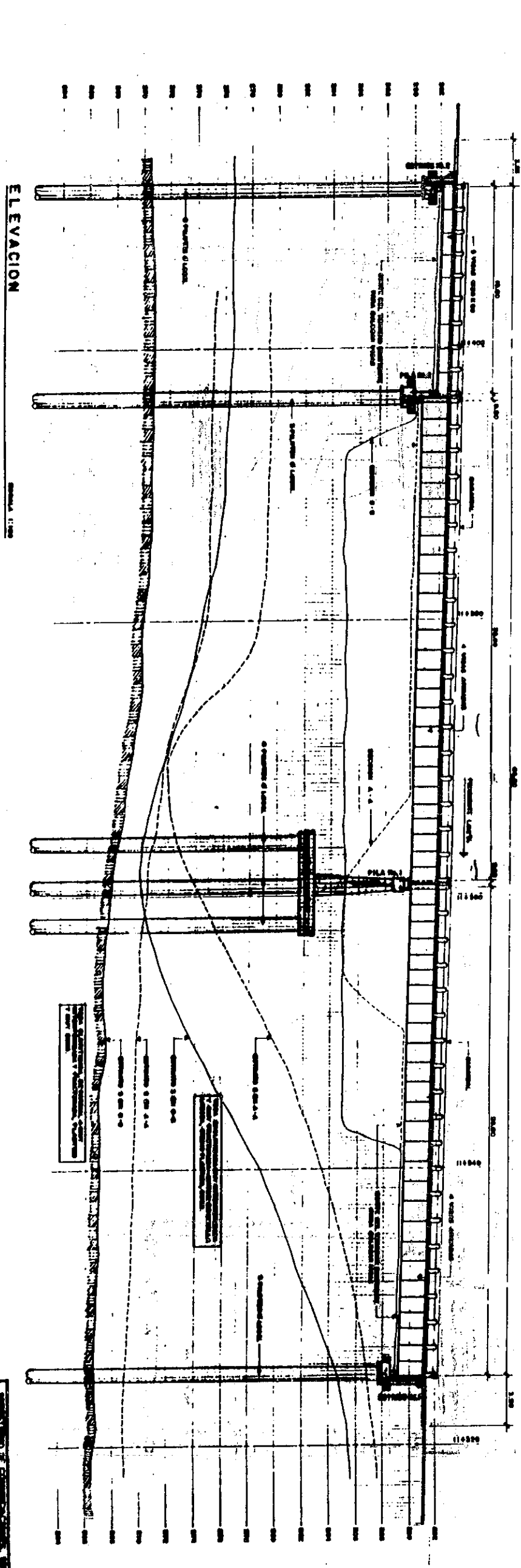
PUENTE PARA CAL. 11 + 300 OURETBA CA-1E

PROYECTO GENERAL

1/9



PLANTA DE LA SUBESTRUCTURA



ELEVACION

RESERVA DE CANTIDADES

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

REVISIONES

NO.	FECHA	DESCRIPCION
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

REVISIONES

NO.	FECHA	DESCRIPCION
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

MINISTERIO DE CONSTRUCCION, SERVICIOS PUBLICOS Y TRANSPORTES

SECRETARIA GENERAL DE CONSTRUCCION

PLANTA DE CONSTRUCCION Y ELEVACION GENERAL

PUNTE PARA CARRIERA CA-1E

KM. 41 + 300

2 / 9