

3-55-11

E 2,2

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS DE BOGOTA D.E.
DIVISION DE ESTUDIO

ESTUDIO GEOTECNICO Y GEOLOGICO DEL
SECTOR ORIENTAL DE BOGOTA D.E.

APENDICE No. 6
BARRIO LOS LACHES
SECTOR: SANTUARIO DE LA PEÑA.



HIDROVIAL Ltda.
BOGOTA, JULIO DE 1.981

3





A

DESLIZAMIENTO EN EL TALUD INFERIOR DEL SANTUARIO DE LA PEÑA.

INDICE.

Introducción.

Trabajos de campo.

Geología.

 Estratigrafía.

 Tectónica.

Ensayos de Laboratorio.

Estabilidad.

 Historia del talud.

 Mecanismos de falla.

 Causas del deslizamiento.

Medidas correctivas y Especificaciones de construcción.

Anexos:

 Análisis de precios unitarios.

 Memoria de cálculos.

 Sondeos y análisis de muestras.

Cartera de topografía y cuadro de coordenadas.

Planos Nos. 15, 16 y 29.



2

DESLIZAMIENTO EN EL TALUD INFERIOR DEL SANTUARIO DE LA PEÑA.

1.- Introducción.-

En el talud occidental inferior del Santuario Nacional de la Peña se presenta una zona inestable de forma triangular, con una pata de 60 m. y una altura máxima del orden de 12 m. El talud donde se encuentra el deslizamiento constituye el paramento posterior de una manzana de viviendas del Barrio La Peña, colindante con el Barrio Los Laches, tal como se aprecia en el Plano No. 15. Hasta el momento, pequeños movimientos localizados en la zona inferior de la masa inestable han ocasionado el volcamiento de los muros de cerramiento en unas cuatro viviendas.

Teniendo en cuenta la fuerte pendiente del talud natural en este sitio, la gran posibilidad de que en el futuro la zona inestable afecte nuevas viviendas en una mayor proporción, y finalmente, que la vía de circunvalación también resulte involucrada en el deslizamiento, HIDROVIAL LTDA propuso a la División de Estudios de la Secretaría de Obras Públicas del Distrito que este problema fuera asignado como uno de los seis sitios inestables críticos comprendidos dentro de la Orden de Trabajo 156 de 1.980, para su análisis y estudio de soluciones adecuadas.

El presente Informe contiene, en consecuencia, los resultados del estudio realizado y el diseño de las medidas correctivas.



2.- Trabajo de campo.

Con el propósito de establecer las condiciones geológicas de la zona inestable, se realizaron varias visitas por parte del Geólogo de la firma, quien efectuó el levantamiento geológico que se presenta en el siguiente numeral.

Para determinar las propiedades geotécnicas de los materiales que forman el talud, se realizaron cuatro perforaciones en los puntos señalados como S-1 a S-4 en el Plano No. 15. Estas perforaciones, de un diámetro de 15 cm, se ejecutaron con equipo manual hasta profundidades entre los 3.00 y los 5.00 metros. A medida que se adelantaban, se efectuó la inspección visual de los materiales, se hicieron mediciones del número de golpes/pie con el tubo tomamuestra normalizado, y se obtuvieron muestras de suelo remoldeadas, en tasega plástica y en frasco para ensayos de laboratorio.

Los perfiles de suelo encontrados en cada una de las perforaciones, así como los resultados " in situ " de penetración estándar, se presentan en el anexo de Registro de Sondeos.

Finalmente, se efectuó el levantamiento topográfico detallado de una amplia zona vecina a la del sitio de inestabilidad con el fin de adelantar las medidas correctivas.

El levantamiento topográfico comprendió una poligonal cerrada de 622.46 m de longitud, y dos derivaciones para un total de 1.047.90 m. El co-



↓

3.

mienzo de la poligonal, Delta 1, está colocado sobre un pozo en la intersección de la Diagonal 4-B con la Diagonal 5-A-S. Este punto tiene coordenadas arbitrarias: N-1.000; E-1.000; la Norte se tomó con brújula.

Para la nivelación, se tomó un B.M. arbitrario con cota de 2.870.00 m. El B.M. está localizado sobre el andén oriental de la Diagonal 5-B, y se muestra en el plano No. 15.

Se dejaron, además, dos pares de referencias en concreto; el primero con relación a los Deltas 5 y 6, y el segundo a los Deltas 10 y 11.

3.- Geología.

3.1.- Estratigrafía.

Los afloramientos que pueden observarse en el sector aparecen justamente en la parte inferior del gran talud que se extiende por debajo de la vía de circunvalación, y donde se han presentado los deslizamientos. Allí, se pudo observar, sin que se logre tener una secuencia seguida:

- Areniscas limosas, amarillo claro, ferruginosas, en capas muy delgadas de 2 a 5 cm, con cierta esquistosidad, muy fracturadas en esquirlas y bloques de 3 x 4 cm. Buzan N-40°-W/ 39°-W, espesor de 1.00 m, alterna con arcillolitas limosas, gris claras, a veces de tonos azulosos claros y con limolitas azulosas, las cuales presentan fina laminación ferruginosa, venillas y concreciones del mismo material.



4

4.

La descripción anterior corresponde al deslizamiento que se presenta en el Punto 1 del plano No. 15.

Inmediatamente hacia el Norte hay un segundo afloramiento, marcado como punto 2 del plano 15, constituido por:

- Banco de arenisca de grano fino, amarillento a gris claro, muy arcillosa y limosa, sucia, algo friable, constituido por capas delgadas de 2 a 5 cm, con un intenso diaclasamiento separado entre 5 y 10 cm casi perpendicular a los planos de estratificación, fracturando así la roca en bloques de 3 x 4 y 3 x 5 cm. Justamente en la parte posterior de la primera casa de dos pisos que se encuentra al norte del punto 2, se ve esta arenisca, alternando con arcillolitas amarillentas y con un buzamiento N-42°-W/ 35°-SW; la dirección principal del diaclasamiento es N-62°-W/ 70°-N.

Avanzando hacia el Norte se llega de inmediato a un nuevo deslizamiento, quizá el mayor de ellos, número 3 en el plano No. 15. Allí se observó:

- Arcillolitas amarillentas, y rojizas, abigarradas, alternando con areniscas grises amarillentas, con intensa fracturación, algo concoidea en ciertos puntos o fracturada en esquirlas de 2 a 3 cm, buzamiento N-32°-E/ 52°-W.

Todas las rocas aflorantes pertenecen al Terciario y sobre ellas existen suelos grises oscuros recientes, más o menos espesos.



3.2.- Tectónica.

La posición estructural de las capas es normal, con fuerte inclinación hacia el W y SW, correspondiendo al flanco E del sinclinal de Bogotá, limitante al E con las areniscas del Guadalupe que forman aquí el flanco W del anticlinal cretácico cuyo eje se sitúa más allá de la línea de los cerros Guadalupe y Monserrate. El límite entre estos dos flancos es una falla de extensión considerable.

El plegamiento, la fractura mayor y la meteorización reciente han hecho que las rocas presentes en el sector sean deleznales y con una fuerte diaclasación, como se indicó en su descripción.

4.- Ensayos de Laboratorio.

Con la finalidad de conocer las características geotécnicas de los materiales que forman el talud de la zona inestable se realizaron ensayos de humedad natural, límites de Atterberg, peso unitario y resistencia a la compresión inconfiada con penetrómetro de bolsillo. Los resultados de estos ensayos se incluyen dentro de los perfiles estratigráficos presentados en el anexo de Registro de Sondeos.

5.- Estabilidad.

5.1.- Historia del talud.

De acuerdo con informaciones suministradas por algunos habi-

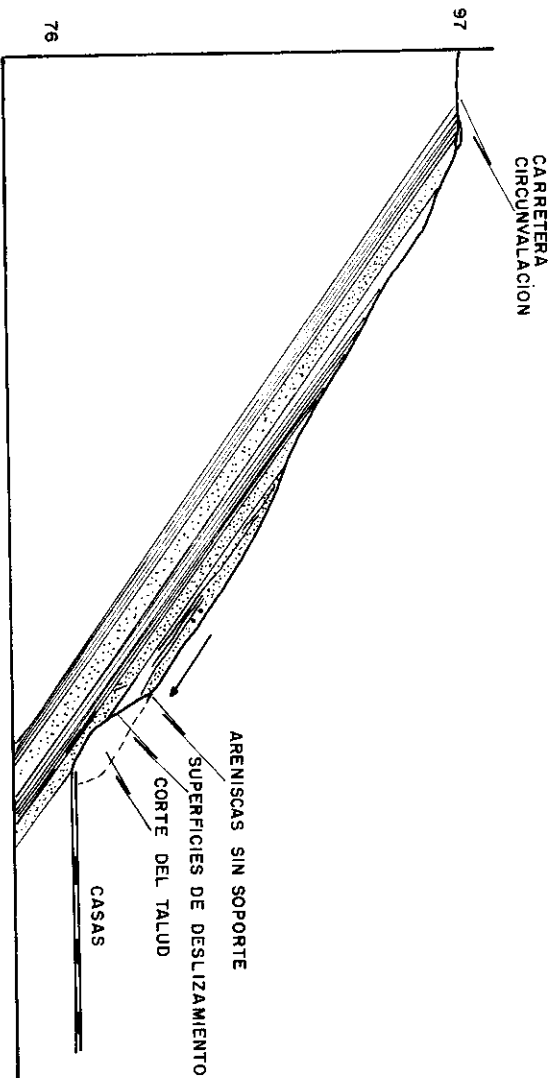


tantes de las viviendas afectadas por el deslizamiento, en general el talud se ha mostrado muy estable en los últimos diez años, presentando sólo caída ocasional de materiales en sitios muy localizados. Sin embargo, hace unos seis meses, aproximadamente, se produjo la rotura de un tubo del acueducto que pasa por el costado oriental de la carretera de circunvalación, en el punto indicado en la Plancha No. 15, muy cerca al Santuario; este hecho ocasionó un vertimiento de agua apreciable durante varios días, escurriendo por el talud hacia la zona inestable, e induciendo al poco tiempo el movimiento de dos cuñas de dimensiones apreciables localizadas en los puntos 2 y 3 que se mencionan en la descripción geológica. En el punto 1 se alcanzó a mover una cuña de menor tamaño que las anteriores, con la caída de parte de ella sobre los muros, existiendo la posibilidad inmediata del deslizamiento de la parte restante.

El análisis de las fotografías aéreas del IGAG, en diferentes épocas, muestra que la zona estudiada ya presentaba algunos signos menores de inestabilidad y erosión en 1.957, cuando no se habían edificado las viviendas. Es indudable, sin embargo, que la construcción de éstas obligó al corte de la pata del talud con el propósito de adecuar los solares, dejando una zona inferior con inclinaciones entre 45 y 54°, tal como se puede apreciar en las secciones B-B, C-C, D-D y E-E del plano No. 16, mayores que las del talud natural original, del orden de los 30°, como se observa en la sección A-A o en la zona superior de las otras secciones.

5.2.- Mecanismos de falla.

Según el levantamiento geológico del talud, y como se aprecia



CORTE AA DEL PLANO N.º 15

EMPRESA DE OBRAS PUBLICAS DE BOGOTA D.E.
 ESTUDIO GEOTECNICO Y GEOLOGICO DEL
 SECTOR ORIENTAL DE BOGOTA

HIDROVIAL Ltda.

TALUD INFERIOR SANTUARIO
 LA PEÑA

PERFIL GEOLOGICO AA'
 esc. 1:500

JUNIO / 81

FIG No. 1



en el perfil correspondiente, Figura adjunta, la inclinación general de las capas en el sector es hacia el Oeste y Suroeste, con ángulos fuertes, entre 35° y 52° . Al parecer, la pendiente del terreno está controlada por la inclinación de las capas ya mencionada, haciendo que en un corte del talud la estratificación favorezca el deslizamiento laminar o planar de las capas. Este es en general el tipo de deslizamiento presentado en el sitio, donde la meteorización y erosión causadas por el agua de escorrentía en las capas más superficiales han propiciado el movimiento de cuñas con una cresta o zona superior que tiende a tomar la forma circular, como se muestra en el plano No. 16 .

Afortunadamente, el pasto de la parte superior del talud ha protegido esta zona, evitando la meteorización, de tal manera que las cuñas se han limitado hasta ahora a la parte inferior, dibujada en la plancha No. 15, haciendo que las cuñas tengan longitudes entre 3.00 y 10.00 metros, y espesores que, de acuerdo con las perforaciones realizadas, llegan a 1.50 y 2.00 m.

Es indudable que, de no acometerse las medidas correctivas que se recomiendan más adelante, la zona inestable seguirá avanzando hacia arriba y llegará a perjudicar la vía de Circunvalación y eventualmente el Santuario de la Peña.

5.3.- Causas del movimiento.

En resumen, y de acuerdo con los hechos y conceptos expuestos hasta este punto, se puede afirmar que las causas secuenciales de la inestabilidad en el talud inferior del Santuario de la Peña son las siguientes:



- La meteorización y erosión limitada producida sobre los materiales, arcillolitas y capas de areniscas de la formación Guaduas, por las aguas superficiales llegadas de zonas superiores.

- La excavación de la pata del talud para formar los solares de las viviendas construídas dentro del Plan "Los Laches", hace 10 años.

- La meteorización y erosión adicionales, generadas por la causa anterior, ya que no se adoptaron medidas adecuadas para proteger el corte realizado.

- La abundante escorrentía originada en la rotura del tubo del acueducto en la vía de circunvalación, la cual debió llenar grietas de meteorización y tensión, produciendo empujes hidrostáticos sobre las cuñas, los cuales se adicionaron a las fuerzas actuantes en ellas hasta llegar a la falla.

6.- Medidas correctivas y Especificaciones de Construcción.

Puesto que es imperativo proteger el talud, de tal manera que el proceso de meteorización se detenga, evitando que las excelentes propiedades mecánicas y la estabilidad general de la formación Guaduas en el sector se continúen deteriorando, se estima conveniente adoptar y construir las siguientes medidas correctivas:

6.1.- La reparación final del tubo del acueducto que va por el costado oriental de la vía de la Circunvalación. Este tubo no ha recibido



AA

9.

la suficiente atención por parte de la EAAB ya que continúa botando agua, en cantidad cercana a los 0.10 lps, suficiente para mantener permanentemente húmedo un sector del costado occidental de la vía, frente al Santuario.

6.2.- Construcción de una cuneta con filtro inferior, a todo lo largo del borde oriental de la vía de Circunvalación. La cuneta tiene el objeto de recoger las aguas de escorrentía que provengan del talud superior de la vía, para conducir las a la alcantarilla situada en la intersección entre la Diagonal 5-B y la carretera de Circunvalación. El filtro inferior recibirá las aguas infiltradas deflectando el nivel freático con la finalidad de proteger la estructura del pavimento, muy deteriorada por esta causa en el sector comprendido entre la vía a Choachí y el Santuario.

Durante la excavación necesaria para la construcción del filtro, se tendrá especial cuidado en no dañar los tubos del acueducto ya mencionados que corren por el mismo lado de la vía; en algunos casos se deberá corregir el alineamiento indicado del filtro y de la cuneta para evitar la interferencia. La localización de la cuneta y del filtro inferior así como las dimensiones y especificaciones de los mismos aparecen en el plano No. 16.

6.3.- Construcción de un muro de contención en gaviones, de gravedad, en la pata del talud deteriorado, formando el lindero de las viviendas afectadas. La construcción de este muro obliga a la remoción de parte del material inestable y tiene como propósitos los de restablecer la pendiente original del talud e impedir el deslizamiento de cuñas adicionales, previniendo una tragedia de grandes proporciones.



El muro se diseñó de varias secciones con el objeto de optimizar su costo, teniendo en cuenta la forma y dimensiones de la masa deslizada; sus características más importantes se definen a continuación, mientras que la Memoria de cálculos se incluye en el Anexo.

6.3.1.- El muro se construirá con cuatro secciones localizadas tal como se indica en el Plano No. 16, vistas de planta y de frente, respectivamente del talud inestable. Las secciones tienen la forma y dimensiones mostradas en el plano, que se resumen en la siguiente tabla:

| <u>Tipo</u> | <u>Area (m²)</u> | <u>Longitud (m)</u> |
|-------------|-----------------------------|---------------------|
| I | 20 | 15 |
| II | 16 | 15 |
| III | 12 | 15 |
| IV | 11 | 10 |

6.3.2.- Las dimensiones de cada canasta de gavión serán:

1.00 x 1.00 x 2.00 m. y 1.00 x 1.00 x 3.00 m.

6.3.3.- La malla de los gaviones debe ser galvanizada, de triple torsión, con la siguiente designación:

Malla 5 x 7 - 15

5 x 7 cm, hilo No. 15 con $\varnothing = 2.4$ mm.

6.3.4.- El alambre de la malla, además, debe cumplir con las



siguientes especificaciones:

- Acero dulce recocido, galvanizado en caliente con zinc puro,
- Carga mínima de rotura: 42 kg/ m^2 ,
- Alargamiento máximo para la carga mínima de rotura: 10 %,
- Torsión: Una muestra de 20 cm de longitud deberá soportar 30 vueltas completas de torsión sin romperse, y sin que el zinc se desprenda,
- Espesor de zinc: el alambre deberá soportar sin que aparezca el hierro, cuatro inmersiones sucesivas de un minuto cada una en una solución de sulfato de cobre cristalizado, cuya concentración será del 14% en peso.

6.3.5.- Para suministrar la rigidez adecuada, las mallas laterales de los gaviones deberán amarrarse con las opuestas mediante tensores de alambre similar al de la malla, colocando al menos dos de ellos por cada metro de longitud.

6.3.6.- Los gaviones deben amarrarse entre ellos, por sus bordes, utilizando alambre del mismo tipo de la malla.

6.3.7.- La piedra que se utilizará para llenar los gaviones estará compuesta por guijarros mayores de 7 cm de diámetro promedio y menores de 20 cm; preferencialmente serán de origen aluvial. Se descartarán completamente fragmentos de arenisca tierna como la que se encuentra en el área, y pedazos de arcillolita. En un porcentaje inferior al 20% se podrán emplear pedazos de ladrillo recocido.



14

12.

6.3.8.- El terreno de fundación donde se apoyará el muro está constituido por las arcillolitas de la Formación Guaduas. Con el propósito de mejorar y uniformizar sus condiciones, se efectuará una excavación de 20 cm por debajo del nivel del terreno, el cual está controlado por las cotas de los solares, y tal como se muestra en el Plano No. 16 presenta una inclinación de 9° hacia el sur. Si se detectan zonas húmedas y blandas en esta excavación, deberá procederse a su remoción y reemplazo por un recebo arenoso de buena calidad que se compactará en capas de 10 cm de espesor, cumpliendo con el 90% del ensayo de compactación Proctor estándar. Esta compactación también deberá realizarse sobre la superficie excavada del material de fundación si éste se encuentra muy suelto. Una vez efectuadas las anteriores medidas, que deben producir una subrasante mejorada, se procederá a la colocación de una capa de 20 cm de espesor de grava gruesa, 1.0 a 5.0 cm, y su compactación en capas de 10 cm. Sobre el material y al nivel alcanzado, se iniciará la construcción de las canastas de gaviones.

6.3.9.- Teniendo en cuenta que la construcción del muro en gaviones obliga a la remoción de parte del material inestable situado en la pata, aumentando la inminencia de caída del material adicional, el constructor debe adoptar, además de las recomendaciones que se dan enseguida, las medidas preventivas que considere más adecuadas para evitar las nuevas fallas.

Las recomendaciones para construcción son las siguientes:

- La construcción debe ejecutarse durante la época de verano, cuando el factor de seguridad de la masa inestable tiende a aumentar,
- Se recomienda adelantar la construcción del muro por etapas, como se indica en el Plano No. 16; de esta manera, las etapas 1 a 4 se realizarán transportando los materiales desde la Diagonal 5-B, mientras que las etapas



13

13.

5 a 12 obligarán al transporte desde el camino al Santuario o la carretera de circunvalación.

- No es conveniente efectuar la excavación con buldozer,
- Los cortes, con talud 1:1 están indicados en el Plano No. 16; igualmente aparece demarcada la zona de influencia de la excavación.

6.3.10.- Parte del material inestable removido se empleará en el acondicionamiento posterior del talud y el restante deberá trasladarse a un sitio de relleno adecuado, que puede ser el zanjón de la Quebrada San Dionisio, o Chorrerón.

6.3.11.- Considerando que la cara occidental del muro se construirá en el muro de cerramiento de las viviendas, se recomienda recubrirla hasta 3.00 metros de altura con una capa de concreto pobre, de 10 cm de espesor. Esta capa tiene el propósito de proteger la malla de los gaviones contra la rotura o cizallamiento producida por el vandalismo. Para garantizar el libre drenaje del muro por esta cara recubierta, se colocarán tramos de tubo galvanizado con diámetro de 5 cm adecuadamente anclados a la malla, espaciados cada 2.00 metros, y a una altura de 20 cm con respecto al nivel de fundación del muro.

6.3.12.- Puesto que la mayor cantidad de agua que drene el muro resultará en su parte más inferior, al nivel de la casa de nomenclatura 9-A-62, es conveniente asegurar su rápida evacuación mediante la construcción de un conducto como el mostrado en los Planos Nos. 16 y 29, conectandolo mediante la construcción de un pozo de inspección al colector que baja por el "camino del Santuario".



14

14.

6.4.- Reacondicionamiento y reforestación del talud.

El primero debe efectuarse de manera que se adapte la pendiente del terreno a la cresta del muro, sellando las grietas de tensión existentes. La segunda se realizará con pasto y con arbustos de tamaño mediano, del tipo retamo, evitando árboles de altura mayor a 2.00 metros.

Se recomienda que, una vez se inicie la construcción del muro, se cuente con el visto bueno de los ingenieros Geotecnistas de HIDROVIAL LTDA para aprobar las condiciones de fundación del terreno.



CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO.

1.- Cunetas revestidas (sin filtro inferior).

160 m.l. a \$ 600.00 c/u.....\$ 96.000.00

2.- Cunetas con filtro inferior de 0.60 m de profundidad.

105 m.l. de cunetas a \$ 600.00 c/u.....\$ 63.000.00

105 m.l. de filtro a \$ 2.287.13 c/u..... 240.148.65

VALOR TOTAL.....\$ 303.158.65

3.- Muro de contención en gaviones.

Excavación.....1.200 m³ a \$ 295.31 c/u.....\$ 354.372.00

Cargue y transporte...520 m³ a \$ 223.45 c/u..... 116.194.00

Gravilla para piso.... 47 m³ a \$ 900.00 c/u..... 42.300.00

Gaviones.....830 m³ a \$ 2.522.94 c/u.....2.094.040.20

Concreto para recu-

brimientos..... 20 m³ a \$ 4.087.63 c/u..... 81.752.60

Caja colectora para drenaje de los gaviones..... 5.000.00

Tubería de 8"..... 20 m.l. a \$ 1.196.31 c/u..... 23.926.20

Drenes en tubería galvanizada de 2"...30 m.l. a \$ 450... 13.500.00

Pozo de inspección.....1 a \$ 16.000.00..... 16.000.00

VALOR TOTAL.....\$ 2.747.085.00



21

TALUD INFERIOR DEL SANTUARIO DE LA PEÑA.

PRESUPUESTO.

| | |
|--|--------------|
| 1.- Cunetas revestidas, sin filtro inferior..... | \$ 96.000.00 |
| 2.- Cunetas con filtro inferior..... | 303.158.65 |
| 3.- Muro de contención en gaviones..... | 2.747.085.00 |

Valor Total.....\$ 3.146.243.70



14

DESLIZAMIENTOS EN EL TALUD INFERIOR DEL SANTUARIO DE LA PEÑA

ANEXOS:

- Análisis de precios unitarios.
- Sondeos y análisis de muestras.
- Memoria de cálculos.

HIDROVIAL Ltda.
FORMULARIO PARA ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Licitación _____
 Obra Estudio de los Cerros Orientales Proponente _____

ITEM Gaviones

I- EQUIPO

| Descripción | Marca | Tipo | Tarifa /hora | Rendimiento | Valor Unit. |
|--------------|--------|------|--------------|-------------|-------------|
| Herramientas | Global | | | | 100.00 |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

PRECIO UNITARIO EN S por m³

II MATERIALES

Sub-total 100.00

| Descripción | Unidad | Precio Unit | Cantidad | Valor Unit. |
|--------------------|--------|-------------|----------|-------------|
| Piedra en sitio | m3 | 400.00 | 1 | 400.00 |
| Recargo por acceso | | | | 80.00 |
| Malla para gavión | | | | 900.00 |
| Alambre | | | | 55.00 |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

III TRANSPORTES

Sub-total 1.435.00

| Material | Volm o Peso | Distancia | M ³ o Ton/K. | Tarifa | Valor Unit. |
|----------|-------------|-----------|-------------------------|--------|-------------|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

IV MANO DE OBRA

Sub-total

| Trabajador | Jornal | Prestaciones | Jornal total | Rendimiento | Valor Unit. |
|------------|--------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| Cuadrilla | | | 2.416,76 | 5 | 483.35 |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

Sub-total 483.35

V COSTOS INDIRECTOS

Total Costo Directo 2.018.35

| Descripción | Porcentaje | Valor Total |
|-------------|------------|-------------|
| D.A.U.I. | 25 | 504.59 |
| | | |
| | | |
| | | |

Sub-total 504.59

Fecha 1er. Semestre 1.981

Precio Unitario Total 2.522.94

HIDROVIAL Ltda.
FORMULARIO PARA ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS ^N
_N

Licitación _____
 Obra Sector cerros orientales Proponente _____

ITEM Concreto simple de 2000 psi para cunetas

I - EQUIPO

| Descripción | Marca | Tipo | Tarifa/hora | Rendimiento | Valor Unit. |
|------------------|-------|------|-------------|-------------|-------------|
| Herramientas | | | | | 100.00 |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| Sub-total | | | | | 100.00 |

PRECIO UNITARIO EN \$ por M³

II MATERIALES

| Descripción | Unidad | Precio Unit. | Cantidad | Valor Unir. |
|----------------------|----------------|--------------|----------|-------------|
| Concreto de 2000 psi | m ³ | 2.899.10 | 1 | 2.899.10 |
| 20% por acceso | | | | 579.82 |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| Sub-total | | | | 3.478.92 |

III TRANSPORTES

| Material | Volm o Peso | Distancia | M ³ o Ton/K. | Tarifa | Valor Unit. |
|------------------|-------------|-----------|-------------------------|--------|-------------|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| Sub-total | | | | | |

IV MANO DE OBRA

| Trabajador | Jornal | Prestaciones | Jornal total | Rendimiento | Valor Unit. |
|------------------|--------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| Cuadrilla | | | 2.416.76 | 3 | 805.79 |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| Sub-total | | | | | 805.79 |

V COSTOS INDIRECTOS

| Descripción | Porcentaje | Valor Total |
|------------------|------------|-------------|
| D.A.U.I. | 25 | 1.096.18 |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| Sub-total | | 1.096.18 |

Total Costo Directo 4.384.71

Fecha Primer semestre de 1.981

Precio Unitario Total 5.480.89

HIDROVIAL Ltda.
FORMULARIO PARA ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Licitación _____
 Obra Sector cerros orientales Proponente _____

ITEM Cunetas revestidas

I- EQUIPO

| Descripción | Marca | Tipo | Tarifa/hora | Rendimiento | Valor Unit. |
|-------------|-------|------|-------------|-------------|-------------|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

PRECIO UNITARIO EN S por m³

II MATERIALES

Sub-total

| Descripción | Unidad | Precio Unit | Cantidad | Valor Unir. |
|-----------------------|----------------|-------------|----------|-------------|
| Concreto para cunetas | m ³ | 5.480.89 | 0.11 | 600.00 |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

Sub-total

600.00

III TRANSPORTES

| Material | Volm o Peso | Distancia | M ³ o Ton/K. | Tarifa | Valor Unit. |
|----------|-------------|-----------|-------------------------|--------|-------------|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

Sub-total

IV MANO DE OBRA

| Trabajador | Jornal | Prestaciones | Jornal total | Rendimiento | Valor Unit. |
|------------|--------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

Sub-total

V COSTOS INDIRECTOS

Total Costo Directo

| Descripción | Porcentaje | Valor Total |
|-------------|------------|-------------|
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |

Sub-total

Precio Unitario Total 600.00

Fecha Primer semestre 1981

HIDROVIAL Ltda.
FORMULARIO PARA ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Licitación _____
 Obra Cerros orientales Proponente _____

ITEM Filtro longitudinal con fibra sintética Profundidad: 0.60 m.

I- EQUIPO

| Descripción | Marca | Tipo | Tarifa /hora | Rendimiento | Valor Unit. |
|-------------|-------|------|--------------|-------------|-------------|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

PRECIO UNITARIO EN S por m.l.

II MATERIALES

Sub-total

| Descripción | Unidad | Precio Unit. | Cantidad | Valor Unit. |
|-----------------|--------|--------------|----------|-------------|
| Excavación | m3 | 295.31 | 0.60 | 177.20 |
| Gravilla | m3 | 1.000.00 | 0.24 | 240.00 |
| Fibra sintética | m2 | 500.00 | 2.00 | 1.000.00 |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

Sub-total

1.417,20

III TRANSPORTES

| Material | Volm o Peso | Distancia | M ³ o Ton/K. | Tarifa | Valor Unit. |
|----------|-------------|-----------|-------------------------|--------|-------------|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

Sub-total

IV MANO DE OBRA

| Trabajador | Jornal | Prestaciones | Jornal total | Rendimiento | Valor Unit. |
|------------|--------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| Cuadrilla | | | 2.416,76 | 8 | 412,50 |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

Sub-total

412,50

V COSTOS INDIRECTOS

Total Costo Directo

1.829,70

| Descripción | Porcentaje | Valor Total |
|-------------|------------|-------------|
| DAUI | 25 | 457,43 |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |

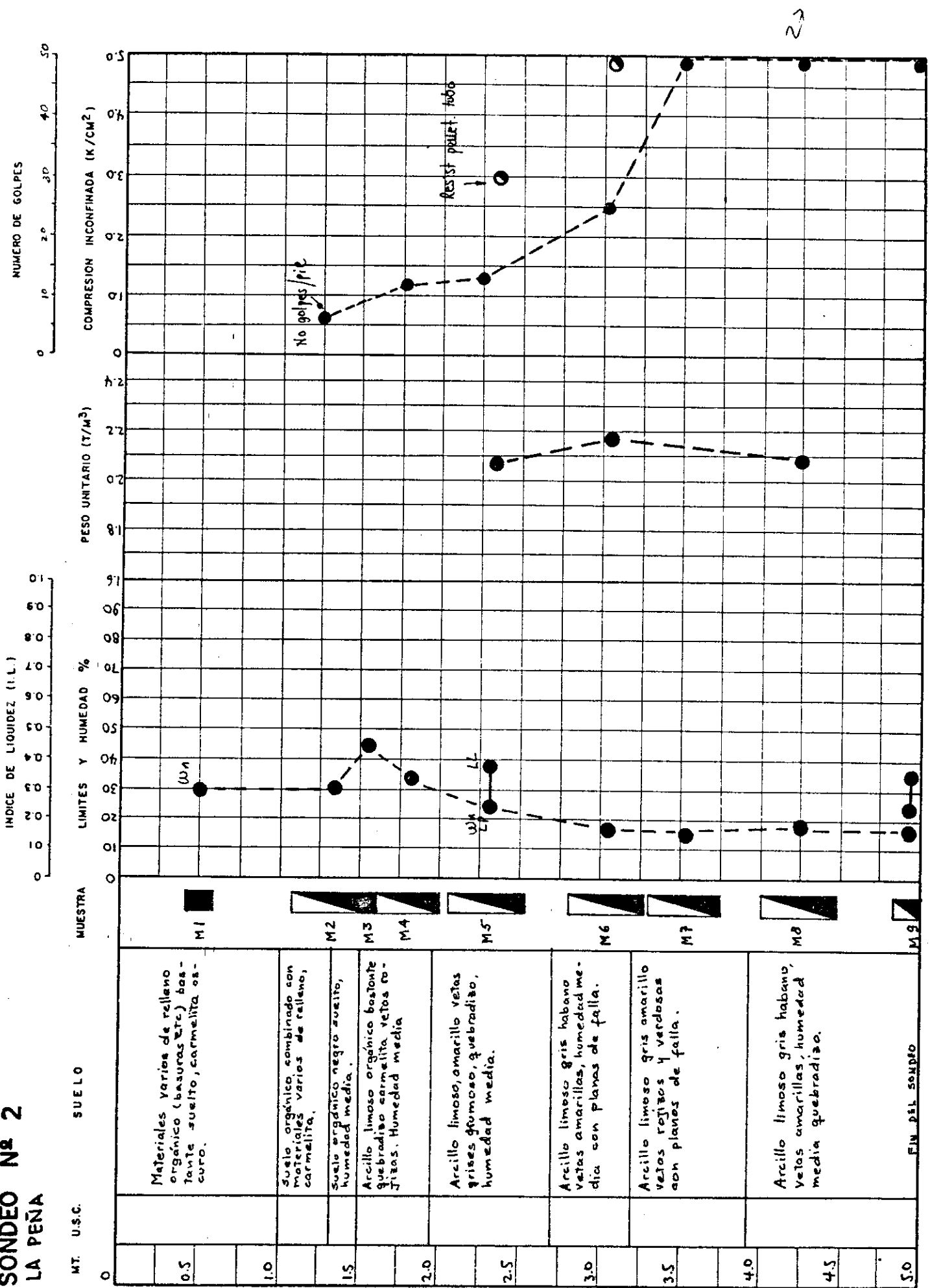
Sub-total

457,43

Fecha Primer semestre de 1.981

Precio Unitario Total 2.287,13

SONDEO Nº 2 LA PEÑA



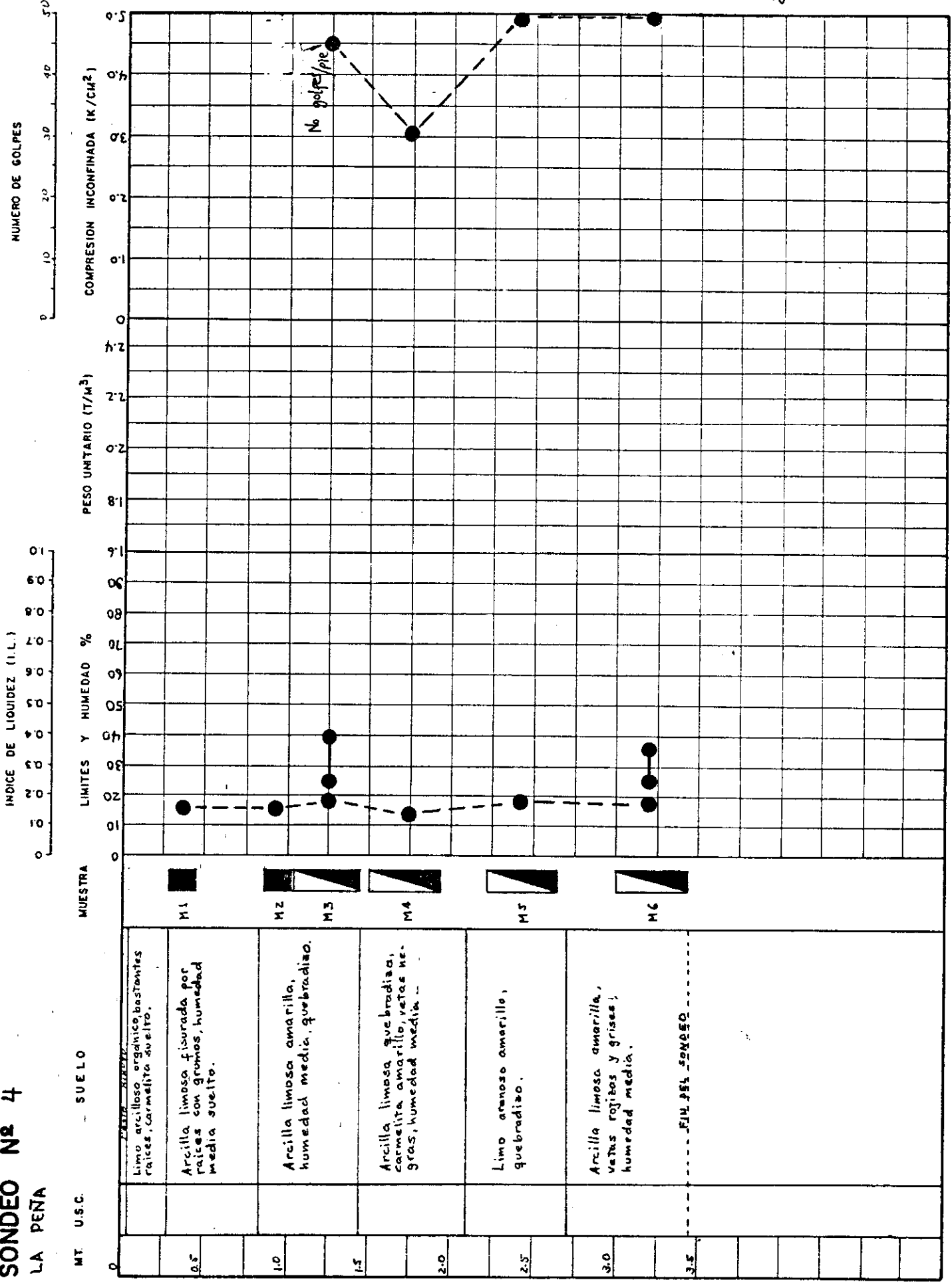
| MT. U.S.C. | SUELO | MUESTRA |
|------------|---|---------|
| 0.5 | Materiales varios de relleno organico (basuras etc.) bastante suelto, carmelita oscura. | M1 |
| 1.0 | Suelo organico combinado con materiales varios de relleno, carmelita. | M2 |
| 1.5 | Suelo organico negro suelto, humedad media. | M3 |
| 2.0 | Arcillo limoso organico bastante quebradizo carmelita vetos rojizas. Humedad media | M4 |
| 2.5 | Arcillo limoso, amarillo vetas grises gumoso, quebradizo, humedad media. | M5 |
| 3.0 | Arcillo limoso gris habano vetas amarillas, humedad media con planas de falla. | M6 |
| 3.5 | Arcillo limoso gris amarillo vetas rojizas y verdosas con planas de falla. | M7 |
| 4.0 | Arcillo limoso gris habano, vetas amarillas, humedad media quebradizo. | M8 |
| 4.5 | | M9 |
| 5.0 | FIN DEL SONDEO | |

FIGURA Nº (2) 74

SONDEO Nº 4

LA PEÑA

MT. U.S.C. SUELO



29

FIGURA Nº (4) 76

TABLA N° 1 (26/39)

| SONDEO N° | 1 | | | | | 2 | | | | | | |
|---|---------|------|------|------|--|---------|------|------|------|------|------|------|
| | LA PEÑA | | | | | LA PEÑA | | | | | | |
| Muestra N° | 1 | 2 | 3 | 4 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Profundidad (MTS) | 0.5 | 1.1 | 2.0 | 2.5 | | 0.5 | 1.1 | 1.5 | 1.6 | 2.1 | 2.8 | 3.3 |
| Humedad % (ωN) Natural | 15.4 | 13.4 | 13.8 | 14.5 | | 29.6 | 30.9 | 43.9 | 34.2 | 24.0 | 17.1 | 15.5 |
| Límite Líquido (ωL) | | 46 | | 43 | | | | | | 39 | | |
| Límite Plástico (ωP) | | 26 | | 24 | | | | | | 25 | | |
| Índice de Plásticidad (IP) | | 20 | | 19 | | | | | | 14 | | |
| Peso Unitario T/M ³ (γ) | | | 2.19 | 2.18 | | | | | | 2.09 | 2.19 | |
| Resistencia Compresión K/CM ² (qu) Inconfinada | | | | | | | | | | | | |
| Penetrómetro K/CM ² | | | 5.0 | 5.0 | | | | | | 3.0 | 5.0 | |
| Índice de Compresión (ce) | | | | | | | | | | | | |
| Coefficiente de Consolidación CM ² /SG | | | | | | | | | | | | |
| Presión de δP | | | | | | | | | | | | |
| Preconsolidación K/CM ² | | | | | | | | | | | | |
| Relación Inicial de vacíos e ₀ | | | | | | | | | | | | |
| Clasificación USC | | | | | | | | | | | | |



TABLA N° 1 (27/39)

| SONDEO N° | LA PEÑA 2 | | 3 | | | | | | | 4 | | |
|--|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|---------|------|
| | 8 | 9 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | L. PEÑA | |
| Muestra N° | 4.0 | 5.0 | 0.5 | | 1.6 | 2.1 | | 3.2 | 4.0 | 4.7 | 8 | 1 |
| Profundidad (MTS) | 18.5 | 17.7 | 34.8 | 24.7 | 18.7 | 19.6 | 19.3 | 21.8 | 17.8 | 22.9 | | 0.3 |
| Humedad % (ω _N) Natural | | | | | | | | | | | | 15.5 |
| Límite Líquido (ω _L) | | 36 | | | 37 | | | 47 | | 40 | | |
| Límite Plástico (ω _P) | | 24 | | | 23 | | | 26 | | 25 | | |
| Índice de Plásticidad (I _P) | | 12 | | | 14 | | | 21 | | 15 | | |
| Peso Unitario T/M ³ (γ) | | | | | | | 2.12 | 2.03 | | 2.11 | | |
| Resistencia Compresión K/CM ² (q _u) Inconfínada | | | | | | | | | | | | |
| Penetrómetro K/CM ² | | | | | | | 4.5 | 4.5 | | 4.5 | | |
| Índice de Compresión (C _c) | | | | | | | | | | | | |
| Coefficiente de Consolidación CM ² /SG | | | | | | | | | | | | |
| Presión de Preconsolidación K/CM ² | | | | | | | | | | | | |
| Relación Inicial de vacíos e ₀ | | | | | | | | | | | | |
| Clasificación USC | | | | | | | | | | | | |

TABLA N° 1 (28/39)

| SONDEO N° | LA PERA | | | | | | BEMPOSTA | | | | | |
|---|---------|------|------|------|------|--|----------|------|------|------|------|------|
| | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Muestra N° | | | | | | | | | | | | |
| Profundidad (MTS) | 0.6 | 1.0 | 1.5 | 2.2 | 3.0 | | 0.25 | 0.6 | 1.2 | 2.2 | 2.7 | 3.7 |
| Humedad Natural % (ω _N) | 15.9 | 17.9 | 14.0 | 18.7 | 18.2 | | 47.7 | 11.5 | 21.9 | 24.1 | 46.3 | 23.3 |
| Límite Líquido (ω _L) | | 39 | | | 37 | | | | 50 | | | |
| Límite Plástico (ω _P) | | 25 | | | 26 | | | | 27 | | | |
| Índice de Plasticidad (I _P) | | 14 | | | 11 | | | | 23 | | | |
| Peso Unitario T/M ³ (γ _f) | | | | | | | | | 2.05 | | 2.0 | |
| Resistencia Compresión K/CM ² (q _u) Inconfiada | | | | | | | | | | | | |
| Penetrómetro K/CM ² | | | | | | | | | 4.3 | | 4.5 | |
| Índice de Compresión (C _c) | | | | | | | | | | | | |
| Coefficiente de Consolidación CM ² /SG (C _v) | | | | | | | | | | | | |
| Presión de Preconsolidación K/CM ² (σ _p) | | | | | | | | | | | | |
| Relación Inicial de vacíos e ₀ | | | | | | | | | | | | |
| Clasificación USC | | | | | | | | | | | | |

4. CALCULO DEL MURO TIPO II

$$\text{Area de la cuña, } A_c = 1.5 \times 4.0 = 6.0 \text{ m}^2$$

$$W_c = 6.0 \times 1.85 = 11.1 \text{ ton/m}$$

$$E = W_c \text{ sen } 49^\circ = 7.3 \text{ t/m}$$

$$E_H = E \cos 41^\circ = 5.5 \text{ t/m}$$

$$E_V = E \text{ sen } 41^\circ = 4.8 \text{ t/m}$$

A. Chequeo contra deslizamiento

1. En totales

$$F.S. = \frac{7.5 \times 4.0}{5.5} = 5.5, \text{ que es mayor de } 1.5$$

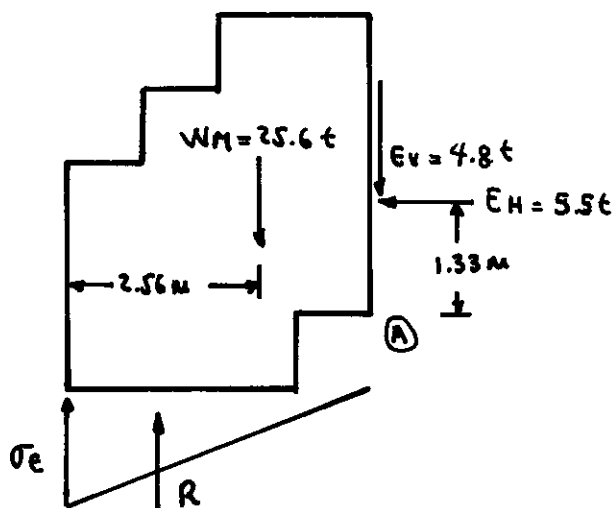
2. En efectivos

$$W_M = \text{sección del muro} \times d_c$$

$$= 16 \times 1.85 = 25.6 \text{ t/m}$$

$$F.S. = \frac{(W_M + E_V) \tan 28^\circ}{E_H} = \frac{(25.6 + 4.8) \tan 28^\circ}{5.5} = 2.9, \text{ mayor de } 1.5.$$

B. Chequeo por capacidad portante



$$\text{Haciendo } \sum M_A = 0$$

$$\frac{\sigma_e \times 4.0}{2} \times 4.0 \times \frac{2}{3} =$$

$$W_M (4.0 - 2.56) + E_H \times 2.33$$

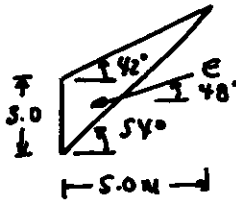
$$\therefore \sigma_e = 9.3 \text{ t/m}^2 < 39 \text{ t/m}^2$$

c. Chequeo por volcamiento

$$F.S. = \frac{M_r}{M_a} = \frac{W_M \times 2.56 + E_v \times 4.0}{E_H \times 2.33 + \frac{9.3 \times 4.0}{2.0} \times \frac{4}{3}} = 2.25 > 2.0$$

5. CALCULO DEL MURO TIPO III

Area de la cuña , $A_c = \frac{8.0 \times 5.0}{2} = 7.5 \text{ m}^2$



$$W_c = 7.5 \times 1.85 = 13.9 \text{ t/m}$$

$$E = W_c \cos 42^\circ = 10.3 \text{ ton}$$

$$E_H = E \cos 48^\circ = 6.9 \text{ ton}$$

$$E_v = E \sin 48^\circ = 7.7 \text{ ton}$$

A. Chequeo contra deslizamiento

1. En esfuerzos totales

$$F.S. = \frac{7.5 \times 3.0}{6.9} = 3.26, \text{ mayor de } 1.5$$

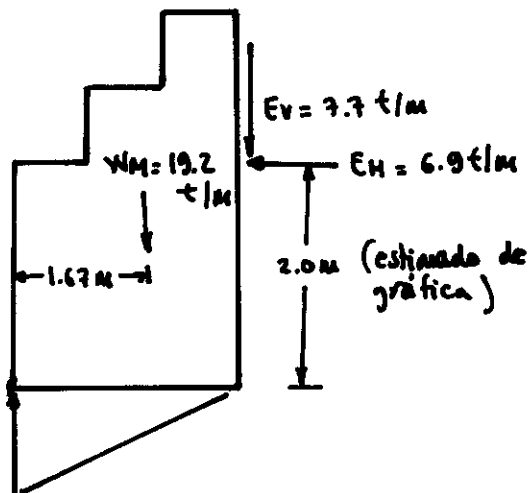
2. En esfuerzos efectivos

$$F.S. = \frac{(W_M + E_v) \tan 28^\circ}{E_H}$$

$$W_M = \text{Area} \times \gamma_t$$

$$= 12 \times 1.6 = 19.2 \text{ t/m}$$

$$F.S. = \frac{26.9}{6.9} = 3.9, \text{ mayor de } 1.5.$$



$$\frac{\sigma_E \times 3.0}{2} \times 3.0 \times \frac{2}{3} =$$

$$WM (3.0 - 1.67) + EH \times 2.0$$

$$\therefore \sigma_E = 13.1 \text{ t/m}^2 < 39.3 \text{ t/m}^2$$

c. Chequeo por volcamiento

$$F.S. = \frac{MR}{MA} = \frac{WM \times 1.67 + Ev \times 3.0}{EH \times 2.0 + \frac{\sigma_E \times 3.0}{2.0} \times \frac{3.0}{3.0}} = 1.65 < 2.0$$

Pero se puede aceptar teniendo en cuenta las consideraciones hechas antes y ademas que el muro de gaviones no es un muro rigido, admitiendo grandes deformaciones.

6. MURO TIPO IV.

Por su posición en los extremos de la zona obliga a la casi total excavación del material deslizado y en consecuencia su sección se elige por conveniencia en la construcción y margen de seguridad adicional.

ANEXO A

MEMORIA DE CALCULOS DEL MURO EN GAVIONES

1. PESOS UNITARIOS.

A. Peso unitario de la masa de suelo

De acuerdo con los ensayos de Laboratorio.

$$w_n = \text{Humedad natural promedio} = 20\%$$

$$G_s = 2.80$$

$$s = 50\% \text{ (asumido)}.$$

Si consideramos que el mayor peso de la masa se tendrá cuando se encuentre saturada, utilizamos el γ_{sat} ;

$$\gamma_{sat} = 1.85 \text{ t/m}^3$$

B. Peso unitario del gavión.

Según la referencia 1, para una porosidad de 0.3 (típica en gaviones) y cuando el material está compuesto por areniscas, el peso unitario total es,

$$\gamma_t = 1.6 \text{ t/m}^3$$

2. SUPOSICIONES SOBRE EL CALCULO DE LOS EMPUJES

Puesto que el muro de contención debe retener una masa de suelo fallada en cuñas planares, o que puede fallar de esta manera condicionada por la dirección favorable de la estratificación, no es representativo emplear los coeficientes de presión de tierra conocidos, los cuales tampoco se podrían emplear en este caso dada el valor alto de la pendiente del terreno (cerca a 45°).

En su defecto, se adopta una cuña de tamaño típico o esperado.

que está de acuerdo con las observaciones de campo realizadas, y se analiza como cuerpo libre. Como simplificación se asume que el terreno no ejerce una fuerza resistente sobre la cuña deslizada y de esta manera se encuentra el empuje que actúa sobre el muro, el cual también se supone paralelo a la superficie del terreno y a una distancia de la pata igual a un tercio de la altura del muro. La suposición de inexistencia de fuerza resistente sobre la superficie de falla en realidad es un tanto conservadora ya que siempre existirá esta fuerza, dada por la resistencia residual del material en los casos de superficies falladas.

3. CALCULO DEL MURO TIPO I

$$\text{Area de la cuña asumida, } A_c = 1.5 \times 6.0 = 9.0 \text{ m}^2$$

$$A_c = 9.0 \text{ m}^2$$

1.5 = espesor de la cuña, según Perforaciones.

6.0 = longitud de la cuña más grande.

$$W_c = \text{peso cuña} = 9.0 \times 1.85 = 16.7 \text{ ton/m.}$$

$$E = \text{empuje} = W_c \text{ sen } 49^\circ = 10.9 \text{ ton/m.}$$

Cuyas componentes son:

$$E_H = E \cos 41^\circ = 8.2 \text{ t/m}$$

$$E_V = E \text{ sen } 41^\circ = 7.2 \text{ t/m.}$$

A. Chequeo contra deslizamiento.

1. En esfuerzos totales.

$$F.S. = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza actuante}}$$

$$\text{Fuerta resistente} = C_u \times B$$

donde,

C_u = Cohesión no drenada

B = Ancho del muro = 5.0 m.

Puesto que para la superficie del material $N = 5$ golpes / pie ,
aproximadamente

q_u = Resistencia a la comp. inconfiada

$$q_u = 1.5 \text{ kg/cm}^2 = 15 \text{ ton/m}^2$$

$$\therefore C_u = q_u / 2 = 7.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\therefore F.S. = \frac{7.5 \times 5.0}{E_H} = \frac{37.5}{8.2} = 4.6 \text{ , que es mayor de 1.5}$$

2. En esfuerzos efectivos.

$$F.S. = \frac{\text{Fuera resistente}}{\text{Fuera actuante}}$$

De acuerdo con la Referencia 2, asumimos los siguientes parámetros de resistencia al corte en esfuerzos efectivos encontrados en arcillas sobreconsolidadas fisuradas.

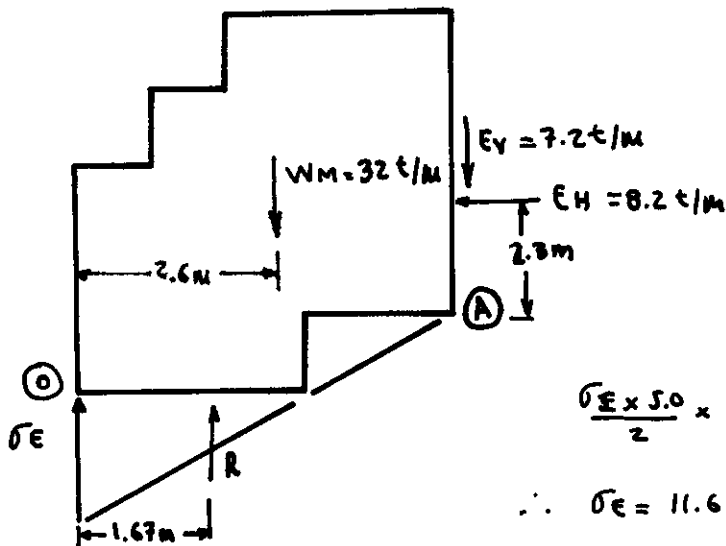
$$c' = 0$$

$$\phi' = 28^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{Peso del muro} = W_M &= \text{Area muro} \times \gamma' \\ &= 20 \times 1.6 = 32 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$F.S. = \frac{(W_M + E_v) \tan 28^\circ}{E_H} = 2.6 \text{ , mayor de 1.5.}$$

B. Chequeo per capacidad portante



Tomando momentos alrededor de (A)

$$\frac{\sigma_E \times 5.0}{2} \times 5.0 \times \frac{2}{3} = WM \times 2.4 + E_H (2.3)$$

$$\therefore \sigma_E = 11.6 \text{ t/m}^2$$

Para la capacidad portante para un suelo arcilloso y carga rectangular alargada, está dada por

$$q_A = C_u N$$

$$= 7.5 \times 6.2 = 39 \text{ t/m}^2 = 3.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore F.S. = \frac{39}{11.6} = 3.4$$

C. Chequeo por volcamiento.

$$F.S. = \frac{\text{Momento (actuante) resistente}}{\text{Momento actuante}} \quad (\text{alrededor del punto O})$$

$$F.S. = \frac{WM \times 2.6 + E_V \times 5.0}{E_H \times 3.33 + R \times 1.67} = 1.65 < 2.0$$

Que se puede aceptar teniendo en cuenta que la posición de EH se tomó por encima del tercio de la altura y el cálculo conservador del empuje, E.