



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

ESCUELA DE INGENIERIA

**“ESTUDIO DE LA FALLA DE TALUD LOCALIZADA EN
EL KM. 86 700 DEL CAMINO CIUDAD VALLES -
SAN LUIS POTOSI”**

TRABAJO RECEPCIONAL

Que para obtener el Título de :

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

TITO MARTINEZ CAMPOS

SAN LUIS POTOSI, S. L. P.

1977



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SAN LUIS POTOSÍ
ESCUELA DE INGENIERÍA
AV. DE LOS PORTALES TELERUELO 1014
SAN LUIS POTOSÍ S. L. P. MEX.

Abril 22, 1977

Al Pasante Sr. Tito Martínez Campos

Presente.

En atención a su solicitud relativa me es grato indicar a usted que el H. Consejo Técnico Consultivo de la Escuela de Ingeniería, ha designado como Asesor del Trabajo Recepcional que deberá desarrollar en su Examen Profesional de Ingeniero Civil, al Sr. Ing. Ramón Suárez Ramírez. Así como el tema propuesto para el mismo es:

"ESTUDIO DE LA FALLA DE TALUD LOCALIZADA EN EL KM. 86+700 DEL CAMINO CIUDAD VALLES-SAN LUIS POTOSÍ".

TEMARIO:

- I.- GENERALIDADES
- II.- TOPOGRAFIA DE LA ZONA
- III.- GEOLOGIA REGIONAL Y LOCAL
- IV.- MECANISMO DE LA FALLA (VISION GENERAL)
- V.- INSTRUMENTACION
- VI.- ANALISIS DE ESTABILIDAD
- VII.- CONCLUSIONES
- VIII.- BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento con lo establecido por la Ley de Profesiones debe prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su Examen Profesional.

Atentamente.

"NODOS ET CUNCTARUM RERUM MENSURAS AUDEBO"

EL DIRECTOR DE LA ESCUELA

ING. MAXIMINO TORRES SILVA

A mi Padre,
Sr. Jerónimo Martínez Verdines,
con toda mi gratitud
y el más profundo respeto.

A mi Madre,
Sra. Ma. Guadalupe Campos de Martínez,
con todo mi cariño.

A mis Hermanos:

Elvia
Gabriel
Rafael
José Antonio
María Isabel
Margarito
Dora Velia

Con toda mi estimación
y el mayor afecto.

A los Señores Ingenieros:

Ramón Suárez Ramírez.
Braulio Sánchez Hernández.

por su atinada orientación.

A los Señores Ingenieros:

Sergio Pérez Romero.
Guillermo Becerra Luna.
Mauro Ruíz Rojas.
Juan Liñán Chávez.
Octavio Romero Murillo.

por su gran apoyo.

A Olga:

Por su sincera
colaboración.

A todos mis familiares.

A mis Maestros.

A mis compañeros y amigos.

TEMARIO

	PAGINAS
PROLOGO	1
CAPITULO I Conceptos Generales.	3
CAPITULO II Topografía de la Zona.	13
CAPITULO III Geología Regional y Local.	16
CAPITULO IV Mecanismos de Falla.	20
CAPITULO V Instrumentación.	33
CAPITULO VI Análisis de Estabilidad.	58
CONCLUSIONES.	80
BIBLIOGRAFIA.	83



PANORAMICA DEL DESLIZAMIENTO EN LA CARRETERA SAN LUIS POTOSI-VALLES.

CAPITULO I

CONCEPTOS GENERALES

Geográficamente el tramo en que ocurre el deslizamiento está en el paralelo $21^{\circ} 49' N$ y en el meridiano $99^{\circ} 35' W$, - localizado al noroeste de la Ciudad de San Luis Potosí.

La carretera se planeó como un camino de tipo "B", para la comunicación y desarrollo económico entre la Zona Huasteca (Ciudad Valles, Ciudad Lante, Tampico, etc.) y la Capital del Estado de San Luis Potosí.

Desde los primeros estudios Geotécnicos y de Proyecto - Geométrico, se supo que dentro de la zona existían antiguas fallas geológicas y además se iba a atravesar una región completamente montañosa que presentaría grandes dificultades y costos muy elevados.

No obstante lo anterior y en virtud de las razones que impulsaron a construir el camino, los ingenieros y técnicos que realizaron sus planificaciones decidieron aceptar los riesgos previstos, a sabiendas de hacer en el futuro erogaciones mayores.

Tal como se había previsto, después de algunos años comenzaron a manifestarse deslizamientos, por diferentes razones, como perder estabilidad algún talud, ya sea por flujo de agua, bien por no estar bien orientada su estratigrafía o en sí por causas de una antigua falla no prevista al hacer el estudio de la carretera.

En el año de 1975, se comenzaron a manifestar en la carretera los primeros deslizamientos, tanto horizontales como verticales, a los cuales únicamente se les dió conservación, para evitar el peligro que significa para el tránsito que circula diariamente por esta carretera.

La falla motivo de este trabajo está localizada en el Km - 86+700 del Camino: Ciudad Valles-San Luis Potosí, Tramo: Ciudad Valles-Rioverde, y consistió en un lento movimiento de la masa deslizante, la cual se aceleró debido al corte efectuado cuando se construyó la carretera, además de tener grandes cantidades de agua infiltrada en la época de lluvias principalmente, haciendo que el depósito de material arcillo-limoso se desplazara sobre el contacto de la roca sana, como riolitas y tobas.

Además, hay que hacer notar la existencia de un escalón de 1.5 m de altura, el cual permite la entrada de agua que ocasiona el inicio de la falla, formando en el frente del Camino un ancho de 40.0 m y una longitud de 350.0 m, la cual empieza en las proximidades del parteaguas del cerro, tipo "otero" de Nogales, hasta 20.0 m del eje de la carretera ladera abajo, con una profundidad variable de 24.50 a 30.60 m, conocida mediante sondeos efectuados por personal técnico especializado del Departamento de Geotécnica de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

Después de haber descrito brevemente la localización, dimensiones, forma y profundidad de la falla, se hará referencia general al conocimiento e historia de las fallas de talud.

Se conocen con el nombre de taludes cualquier superficie inclinada con respecto a la horizontal que puedan adoptar permanentemente cualquier estructura de tierra, que puede presentarse en forma natural o bien de una manera artificial, por intervención humana en las diferentes obras de ingeniería, como son las vías terrestres, obras hidráulicas y construcción en general, las cuales han puesto al diseño y construcción de taludes-

en un plano de importancia ingenieril de primer orden.

Es obvio que la construcción de estas obras es probablemente tan antigua como la misma humanidad, sin embargo, durante toda la época histórica han constituido un problema al margen de toda investigación científica; hasta hace relativamente pocos años, los taludes se mejoraban con normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizado de las experiencias adquiridas; pero no fué sino hasta el advenimiento de la actual Mecánica de Suelos cuando se hizo posible aplicar al diseño de taludes normas y criterios que sistemáticamente tomarán en cuenta las propiedades mecánicas de los suelos constitutivos, obteniendo experiencias sobre bases firmes y desarrollando ideas técnicas que permitan conocer cada vez más detalladamente el funcionamiento particular de estas estructuras.

Siendo las obras viales estructuras con una gran longitud, la intensidad de exploración y la información proveniente del análisis de los suelos, deberán ser necesariamente bajas, pues de otra manera su costo resultaría prohibitivo dentro de los costos que normalmente se manejan en el proyecto,-

esta carencia de información el ingeniero deberá suplirla con un amplio criterio y aguda imaginación, para proporcionar recomendaciones sobre la inclinación de los taludes en la mayor parte de los cortes y terraplenes, basándose únicamente en las observaciones de campo que personalmente haya podido realizar, así como la información geológica recabada por el especialista en la materia.

El ingeniero como es en el usual, analizará estos problemas tratando de extraer los suficientes conocimientos de carácter general como para poder establecer un modelo matemático y analizar la estabilidad de un talud sea por medio de observaciones, cálculos numéricos, o bien estudio de los materiales en el laboratorio, para conocer el tipo de suelo.

En los países económicamente desarrollados se siguen normas que suelen ser muy conservadoras, es bueno y razonable que así sea, ya que esas naciones tienen volúmenes de tránsito y en general todos los factores que definen el índice de servicio de la vía terrestre; son tan altos que justifican cualquier costo de construcción con tal de que la obra vial no sufra interrupciones posteriores por fallas o derrumbes.

En los países en desarrollo, por el contrario, las recomendaciones de los ingenieros de campo suelen ser audaces, buscando minimizar los costos de construcción, y teniendo en cuenta los bajos niveles de tránsito que tendrá la obra. Este criterio conduce por lo general a un cierto número de fallas, tanto durante la construcción como en épocas subsecuentes.

Pero no cabe duda que la audacia ha de ser cuidadosamente regulada, pues se ha visto que muchas vías terrestres proyectadas con taludes escarpados, de supuesto bajo costo, después de corregidos todos sus problemas, resultaron de un costo más elevado que si se hubiera proyectado desde un principio con un criterio algo más conservador y ello sin contar con los trastornos y dilaciones que las correcciones y reconstrucciones implican. Además empiezan a aparecer en muchos países en vías de desarrollo, ciertas arterias principales en que los volúmenes de tránsito son ya muy elevados, de manera que un criterio audaz ya no resulta aconsejable para estos casos. El estudio que fije las normas de inclinación de los taludes debe ser, lo suficientemente flexible para tomar en cuenta todos estos matices.

Desde luego que los montos económicos o de inversión que se comentan y se defienden con un criterio correcto en estabilidad-

de taludes son una parte muy importante en la inversión total que se efectue en una vía terrestre.

En México por ejemplo, estadísticamente hablando puede decirse que el 50% de toda carretera por construir se desarrollará en terreno francamente montañoso, un 30% en terreno ondulado y un 20% en terreno plano. En el primer tipo de configuración quizá un 50% del costo total de la carretera corresponde al movimiento de tierras que a su vez, consistirá fundamentalmente en la formación de cortes y terraplenes, en los que cualquier cambio en la inclinación de un talud repercutirá en forma importante en el costo total de la obra.

De manera breve se describirá el inicio de las primeras investigaciones y estudios realizados en la Mecánica de Suelos acerca de la estabilidad de taludes. El primer intento de analizar un talud se le atribuye a Coulomb, en el año de 1773, su método consistía en suponer que la falla de un talud ocurría por deslizamiento de la masa de suelo a lo largo de un plano inclinado, y analizaba el equilibrio de la cuña deslizante, considerando su peso y la resistencia al corte del material a lo largo del supuesto plano de falla.

Collin (1845) en su "Recherches experimentales sur les glissements spontanés des terres arrileux - Carilian, Geoury et Dalmont - Paris - 1846", habló por primera vez de superficies de deslizamientos curvos en las fallas de los taludes, e imaginó mecanismos de falla, que no difieren mucho de los que actualmente se consideran en muchos medios prácticos de diseño. Kötter encontró en 1888, que las distribuciones de esfuerzos normales y tangenciales deben satisfacer una ecuación diferencial cuando el talud está en estado incipiente de falla. La introducción de esta ecuación en el análisis de estabilidad de un talud es un problema sumamente complicado, lo que puede explicar que en pocos casos se le ha usado. Las ideas de superficie de deslizamiento plana fueron resucitadas en Suecia (1916) por J.B. Petterson, quien al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gottenburgo, dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva, y fueron impulsadas principalmente por W. Fellenius (1927), uno de los investigadores más importantes de los taludes. La escuela Sueca propuso asimilar la superficie de falla real a una cilíndrica cuya traza en el plano de papel sea un arco de circunferencia; con esto se busca sobre todo facilidad en los cálculos pues desde un principio se reconoció que la falla circular no representa exactamente el mecanismo real. En 1935, Rendulic propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento.

mas real, pero Taylor en 1937 puso de manifiesto que esta curva que complica demasiado los cálculos, proporciona resultados tan similares a la circunferencia, que su uso práctico probablemente no se justifica.

En la actualidad, la investigación está muy lejos de haber resuelto todos los aspectos del análisis de los taludes, y se están estudiando en muchas partes otras teorías y métodos de cálculo.

La teoría de la elasticidad y la plasticidad ofrecen perspectivas de interés, que también están probándose con los mismos fines.

Es preciso hacer una distinción de importancia, mientras los problemas teóricos de la estabilidad de los taludes distan de estar resueltos, y constituyen un reto para los investigadores de la Mecánica de Suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos; hoy se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad muy bajos, lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien poco satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en la práctica; es más, cuando tales métodos se han aplicado cuidadosamente tras haber investigado correctamente las propiedades de los suelos, la

posibilidad de una falla de consecuencias ha demostrado ser realmente pequeña.

CAPITULO II

TOPOGRAFIA DE LA ZONA.

La falla en estudio se localiza como ya se mencionó anteriormente, en el Km. 86+700 del Camino: Valles-San Luis Potosí, Tramo: Valles-Rioverde, dentro de los límites del Estado de San Luis Potosí.

Con el objeto de elegir la solución más conveniente, se realizaron observaciones y mediciones en la zona, las cuales se detallan a continuación.

- 1.- POLIGONAL CERRADA.- Se levantó una poligonal cerrada que delimita toda la superficie de deslizamiento, la cual cruza perpendicularmente a la carretera.
- 2.- POLIGONAL ABIERTA.- Se llevó a cabo el levantamiento topográfico de una poligonal abierta sobre la carretera, y poder referirla con la poligonal cerrada de la zona de falla, para tener una planta topográfica completa de todo el terreno en que existe el deslizamiento.

3.- NIVELACION DEL PERFIL LONGITUDINAL.- Por el centro de la superficie de deslizamiento, se trazó un eje con estaciones a cada 10 m de longitud, las cuales sirvieron de base para la nivelación del perfil longitudinal, tomando en cuenta desde luego, todos los cambios de pendiente que existen entre estación y estación.

4.- CURVAS DE NIVEL.- Con el objeto de conocer la forma del terreno donde se desarrolla la falla con todas las concavidades y accidentes del terreno, se decidió hacer un levantamiento topográfico mediante curvas de nivel del B.N. con cota arbitraria 1000.000 m ; la altura entre cada curva es con una elevación de 2.0 m , dándonos una configuración del terreno bastante exacta y además la magnitud y forma de la falla en toda su extensión.

5.- MEDICIONES DE LOS ASENTAMIENTOS.- Nivelaciones superficiales:

Estas se realizaron con el fin de conocer los asentamientos verticales, que existían dentro de la falla, lográndose mediante la colocación de puntos de referencia "móviles" (se dice móviles ya que de acuerdo al movimiento de la masa se irán deslizando al mismo tiempo)

éstos fueron localizados en el mismo lugar, donde se efectuaron los sondeos, para la instrumentación de campo se llevará a cabo en los deslizamientos horizontales.

Los puntos en la base de los sondeos se tomaron con referencia al B.N. mencionado anteriormente, y fueron prolongados fuera de la zona de falla con puntos de referencia fijos, para lograr de esta manera conservar la misma altura y cuando comiencen a manifestarse los primeros asentamientos saber cuál es la diferencia de cuotas iniciales y finales, de acuerdo a las nivelaciones periódicas que se logren en el terreno.

La distancia entre sondeos las podemos observar con más detalle en el plano anexo.

- 6.- DIRECCION DE LOS DESLIZAMIENTOS.- Con los mismos puntos de referencia móviles y fijos, además tomando como línea principal el eje de la falla, logramos obtener ciertos ángulos y distancias que nos servirán para conocer la dirección del deslizamiento.





CENTRO SOP SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS RESIDENCIA GENERAL DE CONSERVACION N° 23	
ZONA DE FALLA GEOLOGICA POR DESLIZAMIENTO	
LOCALIZACION	CARRTERA TAMPICO - BAHIA DE MEXICO PARQUE DE CONSERVACION CANTON DE SAN JUAN
ESCALA 1:200	FECHA ABRIL DE 1978

CAPITULO III

GEOLOGIA REGIONAL.

La Geología regional está representada por calizas, lutitas y areniscas de la formación "El Doctor" y "Cárdenas" respectivamente, las cuales se encuentran cubiertas discordantemente por rocas ígneas de composición básica, así como por material aluvial de edad cuaternaria o neolítica.

El tramo de la Carretera Ciudad Valles-Rioverde se encuentra dentro de la provincia denominada Sierra Madre Oriental, la cual está representada por sierras y valles intermitentes, de rumbo NW-SE, representando un drenaje de tipo dentrítico, cuya corriente principal es el Río Verde, afluente del Pánuco que desemboca a su vez en el Golfo de México.

CLIMA Y VEGETACION .

El clima prevaleciente en la región es del tipo "Templado cálido", la precipitación pluvial media es de 753 mm al año, con un período regular de lluvias que comprende a los meses de mayo hasta octubre, aunque puede considerarse a los inviernos-

secos. La temperatura máxima extrema en la zona es de 41°C y la mínima extrema es de 10°C.

La vegetación en el área de estudio está representada por árboles, entre ellos nogales, aguacates, huizaches, mezquites, etc.

GEOLOGIA LOCAL

La zona de falla en peligro para el tramo Valles-Pioverde, localizada en el Km. 86+700 se encuentra a un costado de la ladera sur, la cual tiene un rumbo prácticamente paralelo a la carretera, con un echado promedio de 20° hacia el norte, litológicamente está representada por calizas y lutitas muy alteradas, de color amarillo ocre, presentándose también pequeñas lentes de arena, como puede verse en el perfil estratigráfico del plano correspondiente.

Los materiales que se encuentran en la zona de falla, según los perfiles estratigráficos mencionados y elaborados con muestras obtenidas de las perforaciones efectuadas a diferentes niveles, están compuestas con arcillas, limos y lentes pequeñas de arena que a su vez permiten la infiltración de agua que cae directamente de la atmósfera, o bien que fluye --

de las laderas próximas producto de la misma precipitación, que al profundizar en el sub-suelo llega hasta el basamento de roca firme que está constituido por una toba neolítica, que actúa como plano de deslizamiento de la masa cuando esta ha sido saturada parcial o totalmente por dichas infiltraciones.

La masa en movimiento está formada por suelos transportados, producto del intemperismo del "otero" que se encuentra en la porción N.W. y de la ladera de la montaña donde se encuentra alojada.

La zona de falla cuenta en su parte N.E. con un cauce que drena el escurrimiento de aguas superficiales provenientes de las laderas situadas en esa dirección. El escurrimiento en tiempo de lluvias forma una corriente de agua que tiene a su vez un gradiente hidráulico muy alto, lo cual se traduce en un flujo turbulento que erosiona por arranque hidráulico el terreno, y que está dando lugar a la formación de un pequeño cañón encajonado que se desarrolla en forma palpable, a lo cual influye de manera decisiva el echado vertical de las capas de roca sedimentaria (lutitas), que se encuentran en el flanco N.W. al cauce, que actúa como muro de protección a la masa deslizante.

La masa en cuestión presenta una traza de una falla antigua en las proximidades del parte-aguas, la cual influyó para que se desarrollara una serie de fallas conocidas como falla acumulativa, que es un proceso que originó un perfil de suelo formado por una sucesión de bermas que representan fallas más recientes, según sea su posición ladera abajo.

La traza de la falla enmarca a una zona de cultivo, que por razones de los trabajos requeridos para retención de humedad necesaria para el desarrollo de las plantas origina una mayor retención, y posterior infiltración del agua, lo que hace más crítica la situación de estabilidad de dicha masa.

CAPITULO IV

MECANISMOS DE FALLA

Los mecanismos de falla en los taludes, son el producto de una serie de factores que alteran de una manera interna o bien-externa la estructura de los materiales que constituyen este tipo de obras.

En la actualidad este tipo de obras tiene una serie de problemas que no han sido resueltos, ni aún para casos idealizados pues a los suelos no podemos considerarlos como materiales con características homogéneas, ya que sus límites plásticos y elásticos no son uniformes, pues para cada tipo de suelo cambian sus propiedades, debido a los factores que intervienen en cada uno de ellos, para hacer un análisis de esta falla mencionaré algunos criterios existentes.

Entre los criterios de fallas más conocidas podemos clasificarlas en dos grupos:

- a) el que se desarrolla mediante criterios dinámicos; es decir, que refiere la condición de falla a esfuerzos actuantes.

- b) El que se desarrolla mediante criterios cinemáticos, en los que la falla se define en términos de las deformaciones producidas.

CRITERIO CINEMATICO

TEORIA DE LA DEFORMACION UNITARIA MAXIMA (Saint-Venant)

Esta teoría supone que la falla está determinada por la máxima deformación unitaria elástica, en tensión o compresión que experimenta el material sujeto a esfuerzos.

CRITERIOS DINAMICOS

TEORIA DEL MAXIMO ESFUERZO NORMAL (Rankine).

Esta teoría supone que la ruptura o flujo plástico del material está determinado por el mayor esfuerzo plástico y no depende de los otros esfuerzos principales.

TEORIA DEL MAXIMO ESFUERZO CORTANTE.

Para el criterio de atribuir la falla al esfuerzo cortante actuante máximo, existen varias teorías que podría decirse que son las de más amplio uso. porque son las que experimentalmente han rendido los mejores resultados.

TEORIA DE GUEST.

Según esta teoría, la falla está determinada por el máximo esfuerzo cortante o la máxima diferencia en los esfuerzos principales. Guest supone que el esfuerzo cortante límite sea una constante del material.

TEORIA DE COULOMB.

Esta teoría que también es atribuida a Navier supone que el esfuerzo cortante límite es función del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley lineal de variación entre esos dos tipos de esfuerzo.

TEORIA DE MOHR.

Es en realidad una generalización de la teoría de Coulomb, consistente en eliminar la hipótesis de la variación lineal en los esfuerzos normales y cortantes límites en el plano crítico.

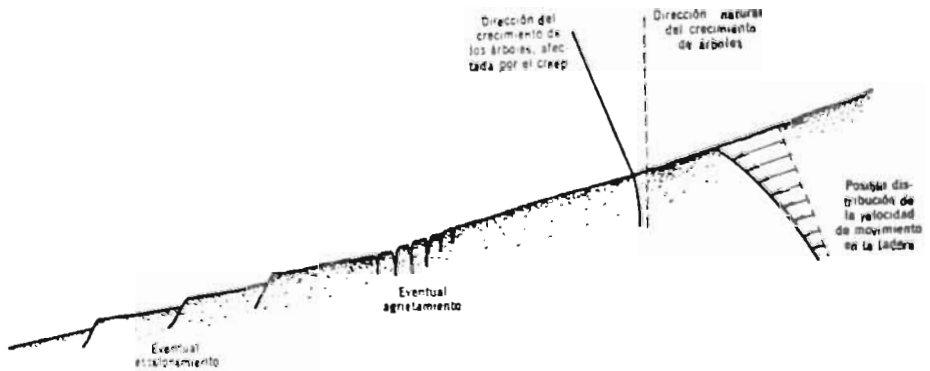
Según Mohr, esa ley de variación puede representarse por medio de una curva; muchos autores prefieren dar a este criterio combinado de falla usado en suelos, el nombre de teoría de Mohr-Coulomb.

TIPOS DE FALLAS

Entre las fallas más comunes que se presentan en los taludes se pueden mencionar las siguientes:

1) POR DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL.

Ocurre al deslizarse el material próximo a los taludes, por la acción del agua y del aire, debido a la falta de confinamiento en esa zona.

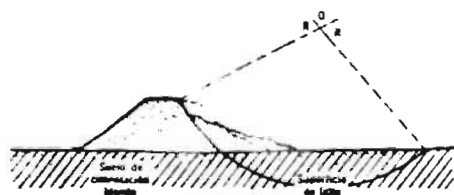


Signos del deslizamiento superficial.

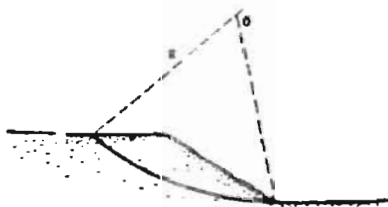
El deslizamiento puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o, en el caso de laderas naturales, por razones de conformación geológica, este último caso es de los más frecuentes y peligrosos llegando a abarcar grandes zonas que pueden estar sujetas a un flujo viscoso hacia abajo, que generalmente se desarrolla con extraordinaria lentitud sobre un estrato firme.

2) POR MOVIMIENTO DE TALUD.

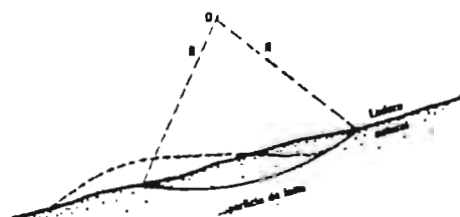
muestra el perfil de algunas fallas típicas del tipo rotacional.



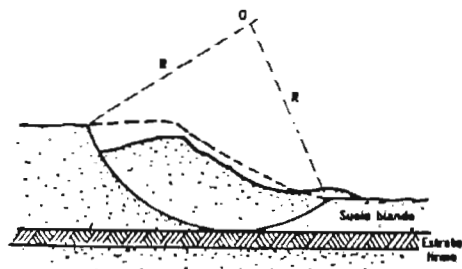
a) Falla de base.



b) Falla por el pie del talud.



c) Falla superficial.



d) Falla limitada por un estrato firme.

Fallas rotacionales. Secciones típicas.

Estos deslizamientos ocurren en los taludes de una manera brusca, afectando a considerables masas de suelo, son superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo.

Dependiendo de la geometría la falla por movimiento del talud puede ser de dos tipos:

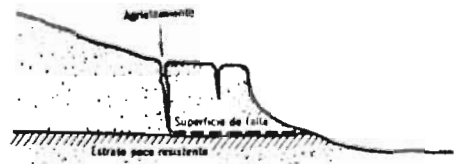
A) Rotacional.

Es aquel que define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento de talud, pudiéndose presentar en tres formas:

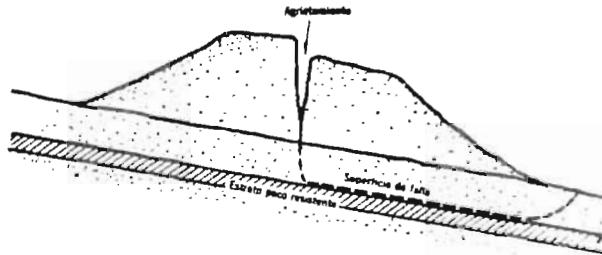
- I) Falla Local
- II) Falla en la base del talud.
- III) Falla por el pie del talud.

B) Traslacional.

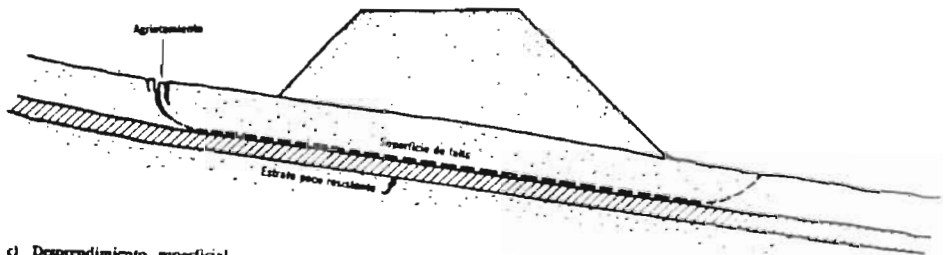
Son fallas que ocurren en su terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad, existe un estrato paralelo o casi paralelo a la superficie del terreno cuya resistencia sea muy baja.



a) En bloque.



b) Falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural



c) Desprendimiento superficial.

Fallas traslacionales.

El fenómeno es particularmente frecuente cuando el terreno natural constituye una ladera inclinada. En la naturaleza los planos débiles típicos son estratos delgados de arcilla muy blanda o de arena más o menos fina.

C) POR LIQUACION.

Estas fallas ocurren cuando en la zona de deslizamiento - el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos - firme a la correspondiente a una suspensión con pérdida -

rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva.

Este fenómeno puede ocurrir en arcillas saturadas muy sensibles y en arenas finas sueltas, sobre todo en condición saturada.

D) POR FALTA DE CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO DE CIMENTACION

Se manifiesta principalmente por lo siguiente:

- a) Asentamientos diferenciales.
- b) Pérdida de la resistencia por la aparición de la presión de poro.
- c) Hundimientos repentinos por la presencia de grietas cavernosas.
- d) Desplazamiento del terreno de la cimentación.
- e) Licuación del suelo.
- f) Tubificación del suelo.
- g) Traslación de la masa del suelo.

Las cargas a las que puede estar sujeto un talud son:

a) FUERZAS INTERNAS.

b) FUERZAS EXTERNAS.

Dentro de las fuerzas internas tenemos las intergranulares desarrolladas entre las partículas del suelo, generando la presión de poro, dependen de las características físicas de las partículas y de las condiciones de drenaje.

Dentro de las fuerzas externas tenemos:

- 1) Presiones hidrostáticas y dinámicas debidas a la presencia de algunos fluidos.
- 2) Sobrecargas en el cuerpo del talud.
- 3) Cargas accidentales como vibraciones, sismos etc.
- 4) Acción de agentes atmosféricos que modifican el equilibrio de las fuerzas estabilizadoras.
- 5) Flujo de agua a través de la masa del talud que modifican sustancialmente el valor de la presión de poro y por lo tanto la presión efectiva.

La estabilidad del talud depende del equilibrio o desequilibrio de las fuerzas internas y externas que actúan en un determinado momento.

Después de conocer la descripción de todos los tipos de fallas más comunes en la Mecánica de Suelos, analizaremos a cuál corresponde nuestra falla de acuerdo a los fenómenos más importantes que se manifiestan en su formación.

La falla que se produce en la ladera natural de "Nogales" es debido a una deformación acumulativa, que está compuesta por materiales heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales.

En este caso los procesos de deformación acumulativa son lentos debido a los pocos escurrimientos que se registran durante el año, ya que los principales deslizamientos ocurren entre los meses de mayo a octubre, cuando tenemos la época de lluvias en la región.

A lo anterior debemos agregar que influyen varios factores, de los cuales el primero y más importante quizás sea la

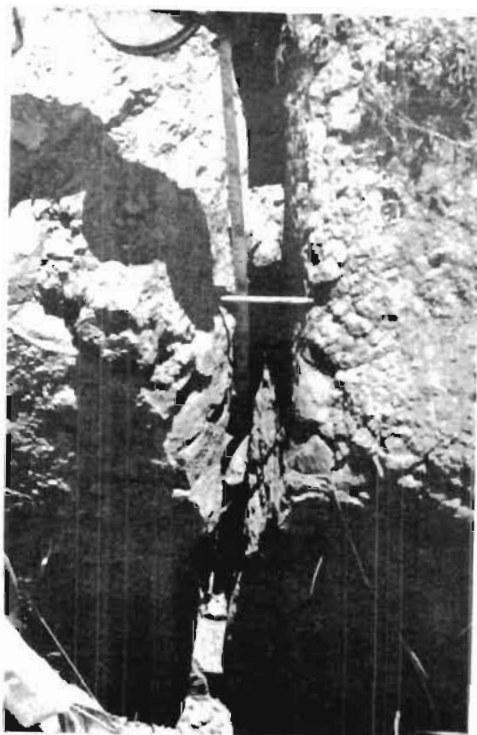
geología de la zona, expuesto en el capítulo IV, en la cual vemos la gran influencia que tiene la orientación de los estratos débiles e intemperizados en la inclinación del plano de deslizamiento.



Vista del camino hacia Ciudad Valles, mostrando el deslizamiento.

En este caso el estado de falla incipiente que existía en la ladera se rompió cuando se construyó la carretera, debido a la elevación de la base del talud por el corte que se efectuó,

ocasionando un problema de graves consecuencias, al comenzar a moverse grandes masas de tierra con el transcurso del tiempo, y volviéndose cada día más difíciles de solucionar.



Detalle de grieta natural producto de la infiltración del agua.

Como podemos observar, el tipo de falla que se presenta es igual o parecido a la Falla por Deslizamiento Superficial, la cual presenta escalonamientos y grietas de filtración, además de otros fenómenos.

CAPITULO V

INSERUMENTACION

EXPLORACION DE SUELOS.

En la actualidad se llevan a cabo estudios en la Mecánica de Suelos, para conocer las propiedades de los mismos.

Estas propiedades se encuentran al hacer un análisis detallado en el laboratorio, dándonos características físicas del material; para llegar a esos resultados es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de las muestras del material, que son indispensables para la realización de los ensayos o pruebas.

Para llevar a cabo el muestreo es necesario conocer la zona en estudio, y determinar a qué profundidad conviene extraer el material que nos brindará información de granulometrías, límites de plasticidad, etc.

La profundidad de muestreo, se desarrollará mediante sondos que pueden ser de dos tipos preliminares o definitivos,-

que nos darán a su vez el perfil estratigráfico detallado del suelo o subsuelo en estudio.

Los tipos de sondeos principales que se usan en la exploración del suelo o subsuelo para fines de muestreo y conocimiento en general son los siguientes:

1.- Métodos Preliminares.

- a).- Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- b).- Perforaciones con pastadora, barrenas helicoidales, etc.
- c).- Método de lavado.
- d).- Método de penetración estándar.
- e).- Método de penetración cónica.
- f).- Método de perforación en boleos y gravas.

2.- Métodos Definitivos.

- a).- Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.

b).- Métodos con tubos de pared delgada.

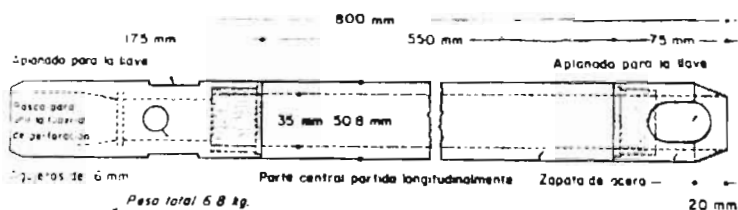
c).- Métodos rotatorios para roca.

A continuación se describen brevemente los dos métodos usados en los sondeos exploratorios de la falla en estudio.

METODO DE PENETRACION ESTANDAR

Este procedimiento es entre todos los exploratorios — quizás el que rinde mejores resultados en la práctica, y proporciona más información útil en torno al subsuelo; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines en México.

En suelos puramente friccionalantes esta prueba permite — conocer la compacidad de los mantos, característica fundamental en el comportamiento mecánico. En los suelos plásticos — la prueba permite adquirir una idea superficial de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.



PERETRÓMETRO ESTÁNDAR

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreado especial (muestreador o penetrómetro estándar), de dimensiones establecidas, como aparece esquemáticamente en la figura.

Por lo general el penetrómetro es de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg, (140 libras), que cae de 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes ne—

cesarios para lograr una penetración de 30 cm (1 pie). El -
martinete hueco y guiado por la misma tubería de perforación -
es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y -
dejado caer desde una altura requerida contra un ensanchamien-
to de la misma tubería de perforación. En cada avance de 30 -
cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo de su -
interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de mane -
ra cuidadosa, usando pasteadora o cuchara.

Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender-
hasta tocar el fondo y seguidamente a golpes se hace que el -
penetrómetro entre 15 cm en el suelo. Desde este momento de -
ben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración-
de los siguientes 30 cm. A continuación hágase penetrar el -
muestreador en toda su longitud.

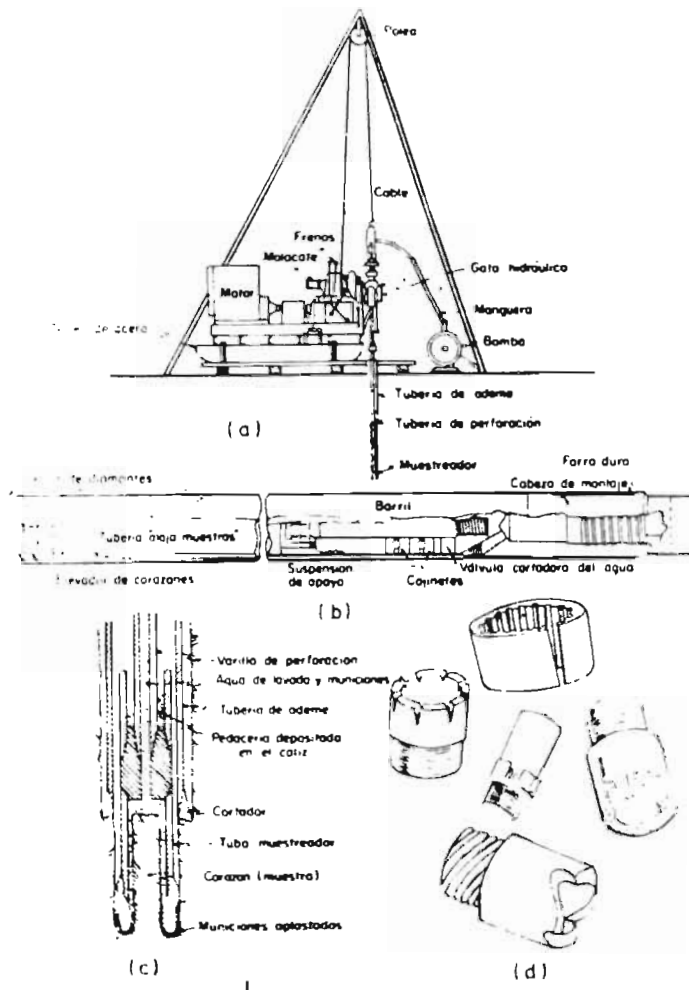
Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en-
su interior constituye la muestra que puede obtenerse con es -
te procedimiento y así sucesivamente se continuará obteniendo-
muestras, a diferentes profundidades.

MÉTODOS POTATORIOS PARA ROCA.

Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme o cuando las herramientas usadas tropiezan con un gran bloque de un estrato rocoso es indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamante o en tipo cádiz.

En las primeras, el extremo de la tubería de perforación va colocado a un muestreador especial, llamado de "corazón", en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamantes industriales, que facilitan la perforación.

En las segundas, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se echan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como material abrasivo. En roca muy fracturada puede existir el peligro de que las municiones se pierdan. Perforadoras de tipo cádiz se han construido con diámetros muy grandes capaces de hacer perforaciones de 3 m, en esos casos, la máquina penetra en el suelo con la misma broca.



EQUIPO PARA MUESTREO EN ROCA

- a) - Máquina perforadora
- b) - Muestreador para broca de diamante
- c) - Muestreador tipo cake
- d) - Algunas piezas de brocas

La colocación de los diamantes en las brocas depende del tipo de roca a atacar. En rocas duras es recomendable usar brocas de diamante tanto en la corona como en su interior, para reducir el diámetro de la muestra, y en el exterior para agrandar la perforación y permitir que pase el muestreador con facilidad.

En rocas medianamente duras suele resultar suficiente emplear brocas con inserciones de carburo de tungsteno en la corona. En rocas suaves, del tipo de lutitas, pizarras, etc., - basta usar broca de acero duro en dientes de sierra como se - utilizó para el estudio de la perforación del deslizamiento - respectivo.

En la zona de falla se hicieron tres sondeos a diferentes profundidades y fijadas en el eje de la falla como se muestran en los perfiles y la planta de localización.

Se anexan además los resultados de laboratorio de las - muestras obtenidas de los sondeos respectivos.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
BRIGADA DE ESTUDIOS ESPECIALES No. 1

Camino: Tampico-San Luis Potosí, S.L.P.
Tramo: Valles-Rioverde, S.L.P.
Obra: Falla Km. 86+600
Sondeo Núm. 1 Localización _____
Muestra Núm. 19 Profundidad de 20.80 21.40
Núm. de Golpes: 7-21-23 Longitud Recuperada 15
Clasificación: ARCILLA GRUESA CON GRUPOS CALIZOS.
Perforado: GILBERTO SILVA T. Supervisor Ing. FRANCISCO PLATA
Fecha: 23/III-76 Observaciones: _____

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
BRIGADA DE ESTUDIOS ESPECIALES No. 1

Camino San Luis Potosí-Valles
Tramo: Rioverde-Valles, S.L.P.
Obra Falla Km. 85+500
Sondeo Núm. 1 Localización _____
Muestra Núm. 1 Profundidad de 0.00
Núm. de Golpes 1-5-A Longitud Recuperada 15.0 cm.
Clasificación: TIEPPA VEGETAL.

Perforad. G.S.M. Supervisó Ing. _____
Fecha Marzo 16, 1976 Observaciones PENETRACION
ESTANDAR y BARRERA HELICOIDAL.

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
BRIGADA DE ESTUDIOS ESPECIALES No. 1

Camino Tampico-San Luis Potosí, S.L.P.
Tramo: Valles-Rioverde, S.L.P.
Obra Falla Km. 86+600
Sondeo Núm. 2 Localización _____
Muestra Núm. 17 Profundidad de 23.15 a 23.95
Núm. de Golpes ROTARIA Longitud Recuperada 2.5
Clasificación: ARCILLA LIMOSA CAPE, CON GRUFOS CALIZOS
COMPACTA.

Perforad. GILBERTO SILVA M. Supervisó Ing. FERRI I. PEREZ.
Fecha: Abril 16, 1976 Observaciones _____

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DEPARTAMENTO DE LABORATORIOS

SONDEO NUM 152

CAMINO: CIUDAD VALLES-SAN LUIS POTOSI.

TRAMO: CIUDAD VALLES-RIOVERDE.

KILOMETRO: 85+500

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL																				
MUESTRA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
TAMAÑO MAXIMO	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4
% QUE PASA LA MALLA No. 4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
% QUE PASA LA MALLA No. 40	90	98	98	96	93	87	95	96	97	95	96	91	95	93	98	66	94	98	98	99
% QUE PASA LA MALLA No. 200	92	93	95	92	88	79	56	54	55	72	66	55	68	72	88	46	58	64	72	85
LIMITE LIQUIDO	56	61	62	55	66	54	40	37	57	51	45	48	51	27	34	40			40	32
INDICE PLASTICO	44	47	50	48	54	42	29	27	42	39	33	33	46	12	17	29			23	22
CONTRACCION LINEAL	15.8	18.1	18.1	18.5	19.0	15.3	11.8	10.4	16.3	14.8	12.3	13.3	18	4.9	6.4	12			8.7	7.6
CLASIFICACION (SIMBOLO DE GRUPO)	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CL		CH		CL	CH	CL	CL	CL	CL			CL	CL
PROFUNDIDAD MUESTRA	0.00	.60	1.20	1.80	2.40	3.00	3.60	4.20	4.80	5.40	6.00	6.60	7.20	7.80	8.40	9.00	9.60	10.20	10.80	11.40
CLASIFICACION VISUAL	0.60	1.20	1.80	2.40	3.00	3.60	4.20	4.80	5.40	6.00	6.60	7.20	7.80	8.40	9.00	9.60	10.20	10.80	11.40	12.00

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DEPARTAMENTO DE LABORATORIOS

CAMINO CIUDAD VALLESGAN LUIS POTOTI.
TRAMO CIUDAD VALLES-RIOVIEJE.
KILOMETRO 86+600

CONDEO NUM

CARACTERISTICAS DEL MATERIAL																				
MUESTRA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
TAMAÑO MAXIMO	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4	3/8"	#4	3/8"	#4	#4	#4	#4	#4	#4	#4
% QUE PASA LA MALLA No. 4	100	100	100	100	100	100	100	98	100	100	86	100	97	100	100	100	100	100	100	100
% QUE PASA LA MALLA No. 40	99	94	93	92	90	94	88	83	89	88	77	90	69	84	96	96	96	96	96	96
% QUE PASA LA MALLA No. 200	85	84	65	62	54	60	62	71	62	69	62	72	45	50	62	65	72	70	70	77
LIMITE LIQUIDO	32					30	32	39	41	30	39	42	35		49	42	36		44	33
INDICE PLASTICO	22					22	22	23	33	20	29	30	27							
CONTRACCION LINEAL						7.8	8.9	10.8	13.5	7.7	11.4	11.2	11.4		15.8	2.0	15.1		13.1	6.4
CLASIFICACION (SIMBOLO DE GRUPO)	CL					CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	SC		CL	CL	CL		CL	CL
PROFUNDIDAD MUESTRA	5.00	6.60	8.00	9.50	11.00	12.50	14.00	15.50	17.00	18.50	20.00	21.50	23.00	24.50	26.00	27.50	29.00	30.50	32.00	33.50
CLASIFICACION VISUAL	5.60	6.90	8.37	9.84	11.31	12.78	14.25	15.72	17.19	18.66	20.13	21.60	23.07	24.54	26.01	27.48	28.95	30.42	31.89	33.36

INCLINOMETROS.

Con el objeto de conocer la forma de la superficie de deslizamiento, se eligieron puntos de exploración y observación sobre una línea paralela a la dirección del movimiento, coincidiendo ésta con el eje de geometría del área de falla.

En cada uno de esos puntos, además de hacer exploraciones para conocer las características geológicas, se instalaron instrumentos para determinar las deformaciones horizontales de la masa y detectar la profundidad de la superficie de deslizamiento.

El instrumento elegido fué el inclinómetro tipo Slope-Indicator. En la figura 3-B se muestra el inclinómetro completo, consistente en un torpedo indicador de pendiente, una caja de controles, cable de conexión y una tubería especial de aluminio.

El torpedo se introduce periódicamente en la tubería de aluminio (formada por tramos de longitud 1.52 m y diámetro interior de 7.6 cm), que atravieza la masa deslizante y se supone anclada en su extremo inferior en material firme; se hacen lecturas a elevaciones prefijadas, usualmente tres en cada tramo de tubo.

La sección del tubo de aluminio extruido, tienen cuatro ranuras longitudinales que definen dos planos perpendiculares entre sí.



El indicador de pendientes es básicamente un puente Wheas tone activado por un péndulo eléctrico. El péndulo que pivota en un cojinete de bolas, está encerrado en un cilindro de latón a prueba de agua.

La punta del péndulo hace contacto con una resistencia en

forma de arco de círculo y la divide en dos resistencias que forman una mitad de puente de Wheastone; la otra mitad, incluyendo el potenciómetro de precisión, resistencias, switches y baterías, están alojados en la caja de control.

El conjunto diseñado para que la componente de la inclinación en el plano definido por las cuatro ruedas del instrumento, es proporcional a la lectura del potenciómetro, cuando el circuito está balanceado.

El proceso de tomar lecturas se efectúa en ranuras opuestas como se mencionó anteriormente; a cada profundidad la inclinación de la tubería con respecto a la vertical, puede ser expresada como una función de la diferencia de lecturas, es decir:

$$\tan \phi = \frac{D_n - D_s}{2K} \quad \text{o bien} \quad \frac{D_z - D_w}{2K}$$

Donde:

D_n = Lectura en la ranura norte.

D_s = Lectura en la ranura sur.

K = Constante que depende de las características del torpedo y puente de Wheastone.

Cualquier cambio en la inclinación a una profundidad dada produce un cambio en la diferencia de lecturas:

$$\text{lecturas} = (D_n - D_s) \text{ inicial} - (D_n - D_s) \text{ final.}$$

Y el cambio en inclinación puede ser expresado como:

$$\tan \phi = \frac{\text{Lectura}}{2K}$$

Para calcular los desplazamientos horizontales en cada intervalo de profundidad entre lecturas se tiene:

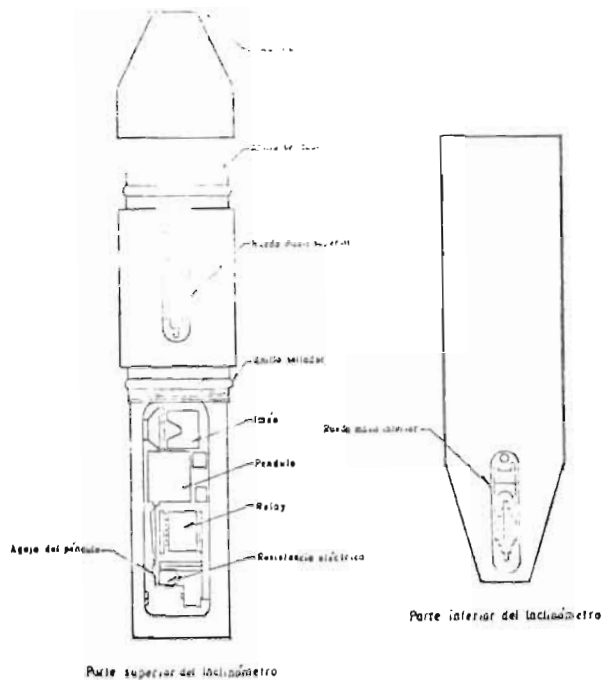
$$M = L (\tan \phi) = C (\text{lectura})$$

M = Desplazamiento horizontal en cada intervalo de profundidad.

L = Distancia vertical entre lecturas sucesivas.

$$C = \frac{L}{2K}$$

Entonces el desplazamiento horizontal en cualquier punto, a partir del fondo, se supone fijo, es:

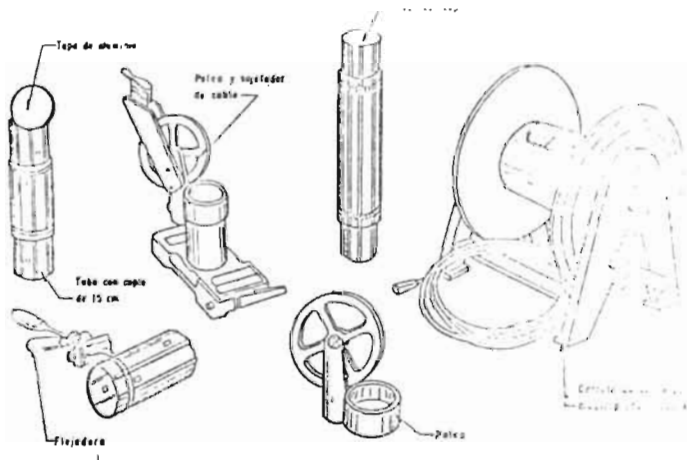


$M = M$

Y en el caso en que la distancia vertical entre lecturas sucesivas sea constante:

$$M = C \quad \text{Lecturas.}$$

El inclinómetro se hace descender por la tubería mencionada, empleando todo el equipo auxiliar que aparece en la figura 5-B.



Equipo auxiliar para descendencia del inclinómetro. (Tubería de aluminio, cable y accesorios.)

A medida que vá bajando se van obteniendo lecturas en intervalos prefijados. Una calibración previa de laboratorio puede lograr que las carátulas de la caja de control den directamente la inclinación que corresponda a cada lectura eléctrica.

Es usual hacer las lecturas con el inclinómetro en dos posiciones ortogonales entre sí, utilizando la disposición de las ranuras de la tubería. Esto tiene por objeto obtener en forma más precisa la imagen de deformación en el espacio. De lo hecho convendrá orientar los planos definidos por las ranuras en oposición según las direcciones principales de la deformación.

La tubería debe ser suficientemente flexible para seguir fielmente los movimientos del terreno y, a la vez lo suficientemente fuerte para soportar las maniobras de instalación.

El aparato en el momento presente resulta de empleo delicado y es induciblemente costoso. La cantidad de medidas que se obtienen hace necesario contar con el apoyo de una computadora para su procesamiento y ordenación.

El sondeo central de la falla, se llevó a cabo un estudio mediante el inclinómetro mencionado anteriormente, del tipo Slope Indicator (encontrándose entre los reconocidos comúnmente como "elegantes").

ID. Pozo unico

FECHA 27 MARZO 1976

OPERADORES

TIPO DE LECTURA INCLINOMETRO

NUMERO DETUBO	No LEC	LECTURA NORTE	LECTURA SUR	LECTURA ESTE	LECTURA OESTE	IDENTIFICACION DEL POZO	ETAPA DE MEDICION	SUMA LECTURA		m d
								N-S	E-W	
16	3	487	600	521	516			1095	1097	
	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
15	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
14	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
13	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
12	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
11	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
10	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
9	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
8	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
7	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
6	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
5	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
4	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
3	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
2	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	
1	2	487	600	521	516			1095	1097	
	1	487	600	521	516			1095	1097	

SOP

DIR. GRAL. DE SERVICIOS TECNICOS
DEPTO. DE GEOTECNIA
OFICINA DE MECANICA DE ROCAS.

DATOS PARA CALCULO
DE INCLINOMETRO

ID POZO UNICO

FECHA 9 JUNIO 1976

OPERADORES

TIPO DE LECTURA INCLINOMETRO

NUMERO DETUBO	No. LEC	LECTURA NORTE	LECTURA SUR	LECTURA ESTE	LECTURA OESTE	IDENTIFICACION DEL POZO	ETAPA DE MEDICION	SUMA LECTURA		CLAVE
								N-S	E-W	
	1	502	527	586	502			1089	1088	
	2	502	527	585	503			1089	1088	
	1	503	527	586	503			1090	1089	
	1	495	613	588	502			1093	1090	
	2	495	605	587	505			1090	1092	
	1	494	607	597	504			1092	1095	
	1	494	592	597	500			1086	1091	
	2	495	588	597	500			1083	1091	
	1	495	599	597	500			1084	1091	
	1	520	568	596	497			1088	1093	
	2	520	568	596	496			1088	1093	
	1	520	568	597	496			1088	1093	
	1	535	556	598	486			1091	1088	
	2	535	556	598	487			1091	1088	
	1	535	556	594	486			1091	1080	
	9	535	567	600	489			1100	1089	
	2	538	567	597	489			1099	1089	
	1	534	562	597	487			1096	1085	
	8	531	566	593	490			1097	1085	
	2	533	566	592	492			1099	1085	
	1	533	566	592	490			1099	1082	
	7	511	579	599	492			1080	1087	
	2	512	579	587	493			1097	1087	
	1	516	572	582	493			1093	1087	
	6	530	558	588	496			1094	1087	
	2	533	560	590	497			1094	1087	
	1	532	556	590	497			1093	1087	
	5	543	554	584	497			1097	1087	
	2	543	557	587	502			1094	1087	
	1	548	557	584	503			1094	1087	
	4	547	547	582	501			1088	1089	
	2	543	537	590	501			1090	1089	
	1	551	539	592	500			1090	1089	
	3	550	539	586	492			1089	1078	
	2	550	539	584	495			1089	1079	
	1	550	537	584	495			1088	1079	
	2	551	535	587	496			1086	1083	
	2	553	535	584	497			1088	1083	
	1	554	535	584	497			1088	1087	
	1	540	551	586	497			1091	1083	
	2	540	551	582	497			1091	1079	
	1	550	552	582	499			1092	1077	

SOP

DIR. GRAL. DE SERVICIOS TECNICOS
 DEPTO. DE GEOTECNIA
 OFICINA DE MECANICA DE ROCAS.

DATOS PARA CALCULO
 DE INCLINOMETRO

ID Pozo UNICO

FECHA 31 ABRIL 1976

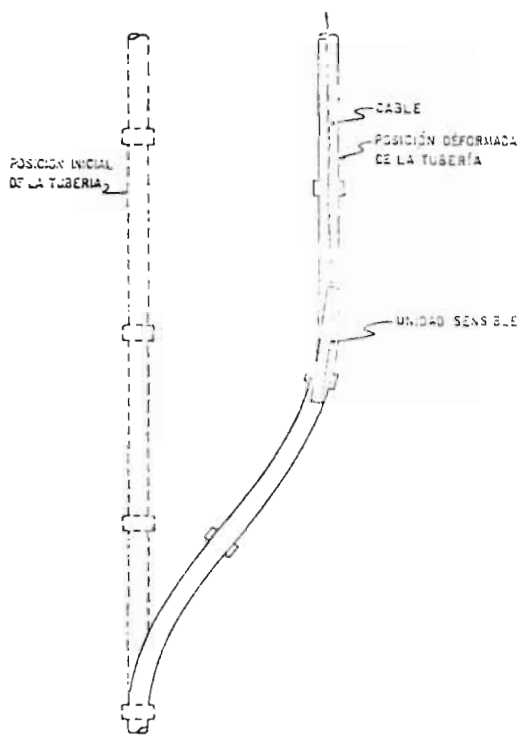
OPERADORES

TIPO DE LECTURA INCLINOMETRO

NUMERO DE TUBO	PROF.	LECTURA NORTE	LECTURA SUR	LECTURA ESTE	LECTURA OESTE	IDENTIFICACION DEL POZO	ETAPA DE MEDICION	SUMA LECTURA		CLAVE
								N-S	E-W	
160	0	4790	608	609	473			1098	1092	
	2	485	608	609	483			1093	1092	
150	1	485	608	609	483			1093	1092	
	2	478	610	613	481			1093	1094	
140	1	480	610	613	478			1090	1091	
	2	484	610	613	477			1094	1092	
130	1	493	596	611	478			1087	1089	
	2	497	596	613	478			1093	1091	
120	1	499	596	613	477			1075	1090	
	2	522	576	619	470			1093	1087	
110	1	522	570	617	471			1095	1089	
	2	524	562	618	473			1096	1091	
100	1	534	562	618	474			1096	1092	
	2	534	562	617	474			1096	1091	
90	1	530	568	616	474			1098	1090	
	2	530	568	616	474			1098	1090	
80	1	528	568	612	482			1093	1091	
	2	528	568	613	482			1096	1092	
70	1	510	580	609	487			1090	1093	
	2	512	580	614	482			1090	1096	
60	1	538	556	608	491			1092	1097	
	2	538	556	602	491			1094	1099	
50	1	533	556	602	492			1091	1104	
	2	545	550	597	504			1095	1101	
40	1	547	550	597	505			1097	1101	
	2	548	550	597	503			1098	1102	
30	1	555	540	605	492			1098	1094	
	2	555	542	609	484			1097	1093	
20	1	554	546	603	496			1100	1099	
	2	554	546	599	496			1100	1095	
10	1	558	546	599	497			1100	1098	
	2	562	536	601	495			1098	1096	
0	1	562	534	599	495			1096	1094	
	2	548	552	596	498			1100	1094	
	3	548	552	599	499			1100	1094	
	4	550	544	608	491			1096	1100	
	5	552	546	608	492			1096	1099	
	6	552	546	608	492			1096	1100	
	7	552	546	608	492			1096	1100	
	8	552	546	608	492			1096	1100	
	9	552	546	608	492			1096	1100	
	10	552	546	608	492			1096	1100	
	11	552	546	608	492			1096	1100	
	12	552	546	608	492			1096	1100	
	13	552	546	608	492			1096	1100	
	14	552	546	608	492			1096	1100	
	15	552	546	608	492			1096	1100	
	16	552	546	608	492			1096	1100	
	17	552	546	608	492			1096	1100	
	18	552	546	608	492			1096	1100	
	19	552	546	608	492			1096	1100	
	20	552	546	608	492			1096	1100	

La figura 6-B esquematiza como es la deformación de la tubería especial y se inclina la unidad sensible, cuando el sistema sufre desplazamientos laterales.

La sensibilidad del instrumento permite detectar un minuto de arco en forma confiable, en la desviación que la tubería especial vaya sufriendo respecto a la vertical.



DEFORMACIÓN DE LA TUBERÍA ESPECIAL DE UN ESCALADOMETRO

Se llevaron a efecto dos mediciones en las fechas 31 de abril y 14 de septiembre de 1976, las cuales dan como resultado un desplazamiento horizontal de 30 cm.

En cuanto a los sondeos laterales, se introdujeron inclinómetros de los mencionados "no elegantes", éstos se caracterizan por su sencillez, ya que están constituidos únicamente por una manguera de plástico flexible, en este caso fueron tubos del tipo poliducto de $2\frac{1}{2}$ " de diámetro; se llevó a efecto una medición en cada sondeo mediante un tramo de varilla 20 a 40 cm sostenido mediante un hilo o alambre, el cual se introduce hasta una profundidad que no puede pasar el tramo de varilla, por lo tanto ahí se manifiesta el primer deslizamiento. En el plano de mediciones en inclinómetros se observan las lecturas a que llegaron estos.

Estos instrumentos de medición en los dos tipos de inclinómetros atraviezan verticalmente la masa deslizante, quedando anclados en su extremo inferior en terreno firme.

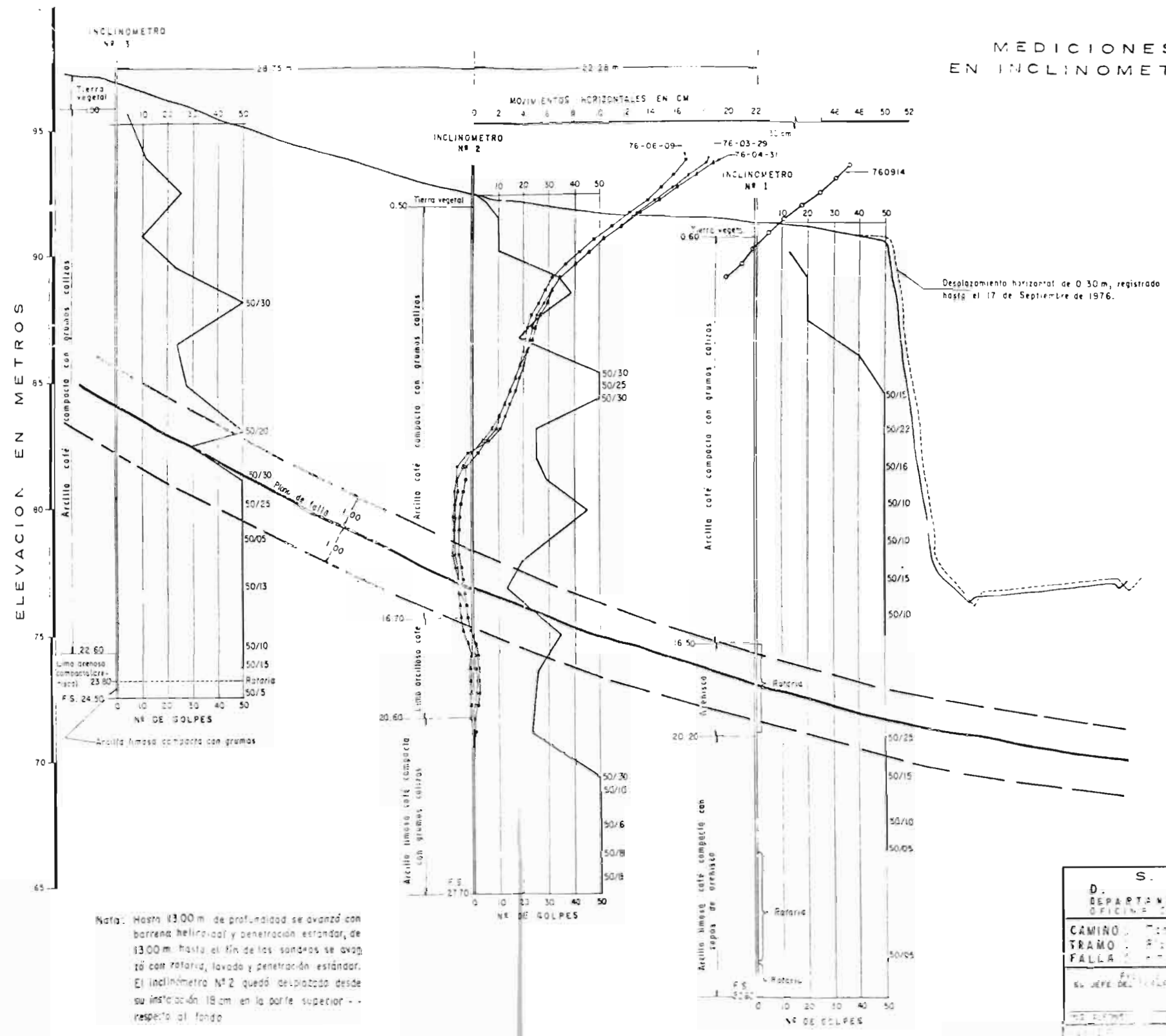
Para la medición de movimientos superficiales en forma vertical en toda el área del material inestable, se instala-

ron una serie de puntos de control mediante bancos de nivel, distribuidos en tres líneas normales (ver plano topográfico) al sentido del movimiento, de tal manera que los desplazamientos que sufrieran pudieran ser referidos a puntos fijos ubicados fuera de la zona de falla.



VISTA DE INCLINOMETROS EN LA ZONA DE FALLA.

MEDICIONES EN INCLINOMETROS



D. S. G. O. P. T.	
DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA	
OFICINA DE MECANICA DE SUELOS	
CAMINO: Campido - Sanchez Paman	
TRAMO: R: Verde - Valles	
FALLA: 186 + 700	
EL JEFE DEL INSTITUTO	EL DIRECTOR GENERAL

CAPITULO VI

CRITERIO PARA LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

CRITERIO APLICADO.

Los análisis de estabilidad se realizaron en cada caso considerando la sección de la masa deslizante a lo largo del eje instrumentado. Estas secciones se establecieron con base a los datos obtenidos en los inclinómetros, que determinaron la profundidad de la superficie de deslizamiento en varios puntos a lo largo del eje, con base a la posición de las grietas que en la superficie definen la masa deslizante, y con el perfil topográfico de dicho eje.

Originalmente en las épocas tempranas de los estudios realizados, la resistencia al esfuerzo cortante se estimó como su valor medio en toda la superficie de falla, a partir de métodos analíticos. Por otro lado tratándose de deslizamientos que ocurren a largo plazo y con desplazamientos grandes, el criterio de análisis de estabilidad adoptado fué el de Skempton, conforme a este criterio la estabilidad depende de la resistencia al corte residual, a saber :

$$S_r = \tau_{\text{res}} \phi_r$$

Donde:

S_r = resistencia al corte residual.

σ = Esfuerzo normal efectivo.

ϕ_r = Angulo de resistencia residual al esfuerzo cortante.

Aceptando este criterio y que el factor de seguridad en aquel momento era igual a la unidad, fué posible calcular la resistencia al corte medio a lo largo de la superficie de deslizamiento. El método de análisis empleado fué el de dovelas.

Las fuerzas actuantes tomadas en cuenta fueron el peso de la masa deslizante y las fuerzas de infiltración ejercidas en dovelas sumergidas. El primero se calculó con un valor promedio de peso volumétrico total de 1.7 ton/m³.

Debe agregarse que las fuerzas de infiltración son muy pequeñas, debido a que el gradiente hidráulico es reducido.

Es importante mencionar que el análisis realizado se trató como un problema bidimensional, considerando la superficie de falla definida en la sección central del deslizamiento; sin em-

bargo no se consideró justificado un estudio tridimensional, más aún, si se considera que el error cometido al aplicar un análisis bidimensional está del lado de la seguridad.

El factor de seguridad se definió como una relación entre los momentos resistentes y los actuales.

ESTUDIO DE ESTABILIZACION.

Como consecuencia de los resultados de las mediciones en la línea de puntos de control y en los inclinómetros, se concluyó que la solución base de remover material con objeto de que se redujera el peso de la masa, era lo más indicado, por lo que se decidió que la manera más económica y fácil, como obra estabilizadora, era efectuar la remoción en la parte superior e intermedia del deslizamiento.

Efectuando análisis de estabilidad variando el espesor del corte a realizar, se obtuvieron factores de seguridad en un intervalo comprendido de 1.04 a 1.94, optándose entre todas las alternativas por el factor de seguridad más alto.

En un primer análisis que se describe a continuación, no se

trabajó con los momentos de las fuerzas que obran en cada dovela con respecto a un punto, sino con las fuerzas mínimas, sin tomar en cuenta la interacción de las dovelas.

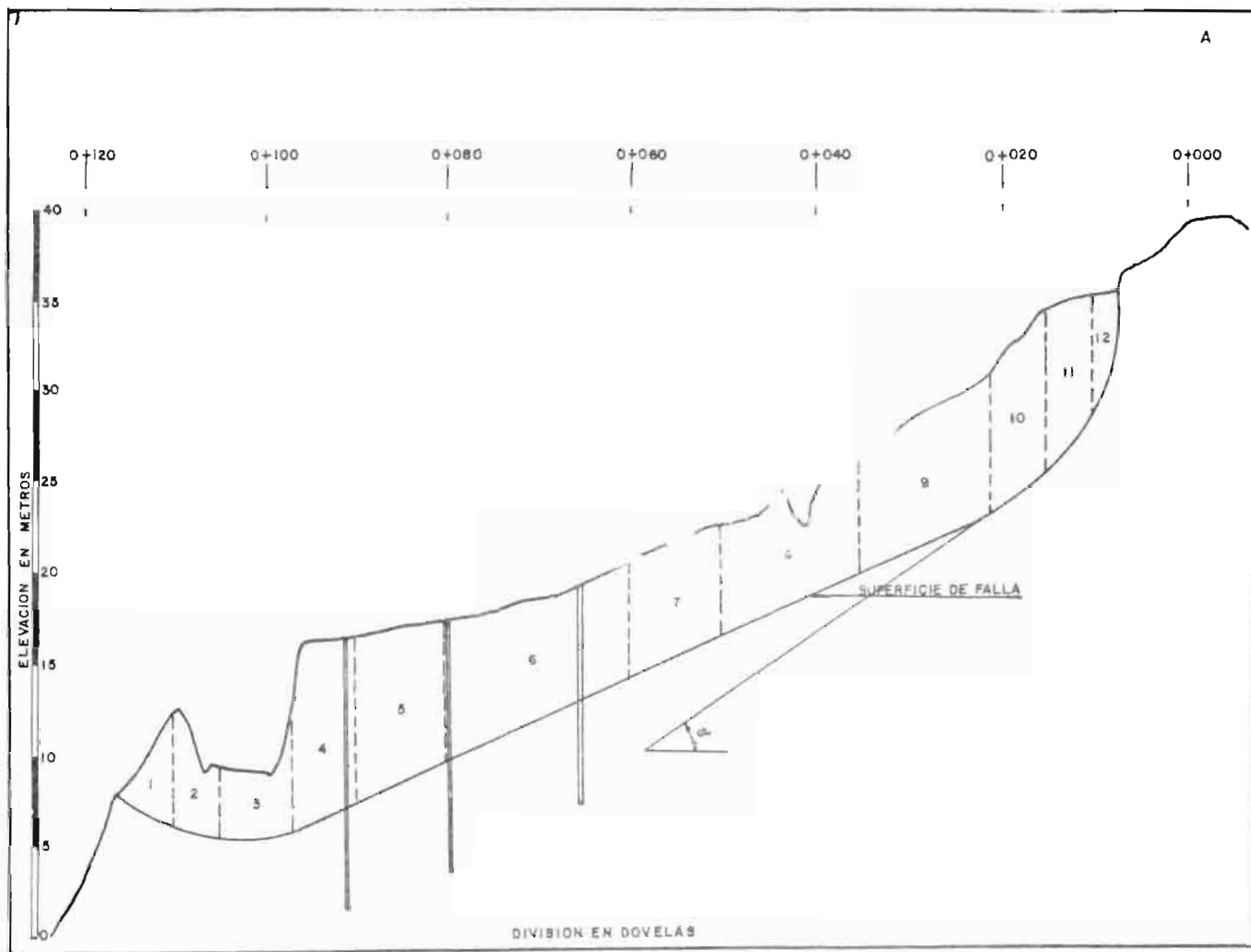
De los análisis realizados para la superficie de falla, se concluye que los ángulos de fricción interna residual son iguales. Por otro lado, si se considera el grado de dificultad de ambos procedimientos, es evidente la mayor complejidad del segundo.

En los dos casos, los valores de la resistencia al corte medio sobre la superficie de falla son poco diferentes, y para su cálculo se despreció la longitud de las grietas observadas en el campo, pues en ellas no existe contacto entre los materiales, siendo nula la resistencia al corte.

De las mediciones obtenidas y de la instrumentación se concluyó que lo más económico y fácil de ejecutar como obra de estabilización era efectuar la remoción en la parte superior del deslizamiento.

LAS ALTERNATIVAS FUERON CUATRO, VARIANDOSE EL ESPESOR POR REMOVER.

En seguida se exponen los análisis de estabilidad para cada alternativa, utilizando $\phi_r = 32^\circ 30'$.



SUPERFICIE DE FALLA ACTUAL

No DOVELA	L (m)	A (m ²)	W (Ton / m)	α	cos α	seno α	N (Ton / m)	T (Ton / m)
1	6	36	61	- 23° 30'	0.9170	0.3987	56	24
2	5	48	82	- 9° 50'	0.9862	0.1650	81	14
3	8	83	141	- 0° 30'	0.9999	0.0087	141	1
4	7	133	226	35° 00'	0.8191	0.5735	188	130
5	10	128	218	35° 00'	0.8191	0.5735	179	125
6	20	178	298	35° 00'	0.8191	0.5735	244	171
7	10	96	163	35° 00'	0.8191	0.5735	133	93
8	15	120	204	35° 00'	0.8191	0.5735	167	117
9	14	167	284	35° 00'	0.8191	0.5735	233	163
10	6	84	143	37° 00'	0.7986	0.6018	114	86
11	5	79	134	54° 00'	0.5877	0.8090	79	108
12	3	22	37	66° 30'	0.3987	0.9170	15	34
	109		1991				1627	1068

$$S \text{ MEDIA} = \frac{1068}{109} = 9.78 \text{ Ton / m}^2$$

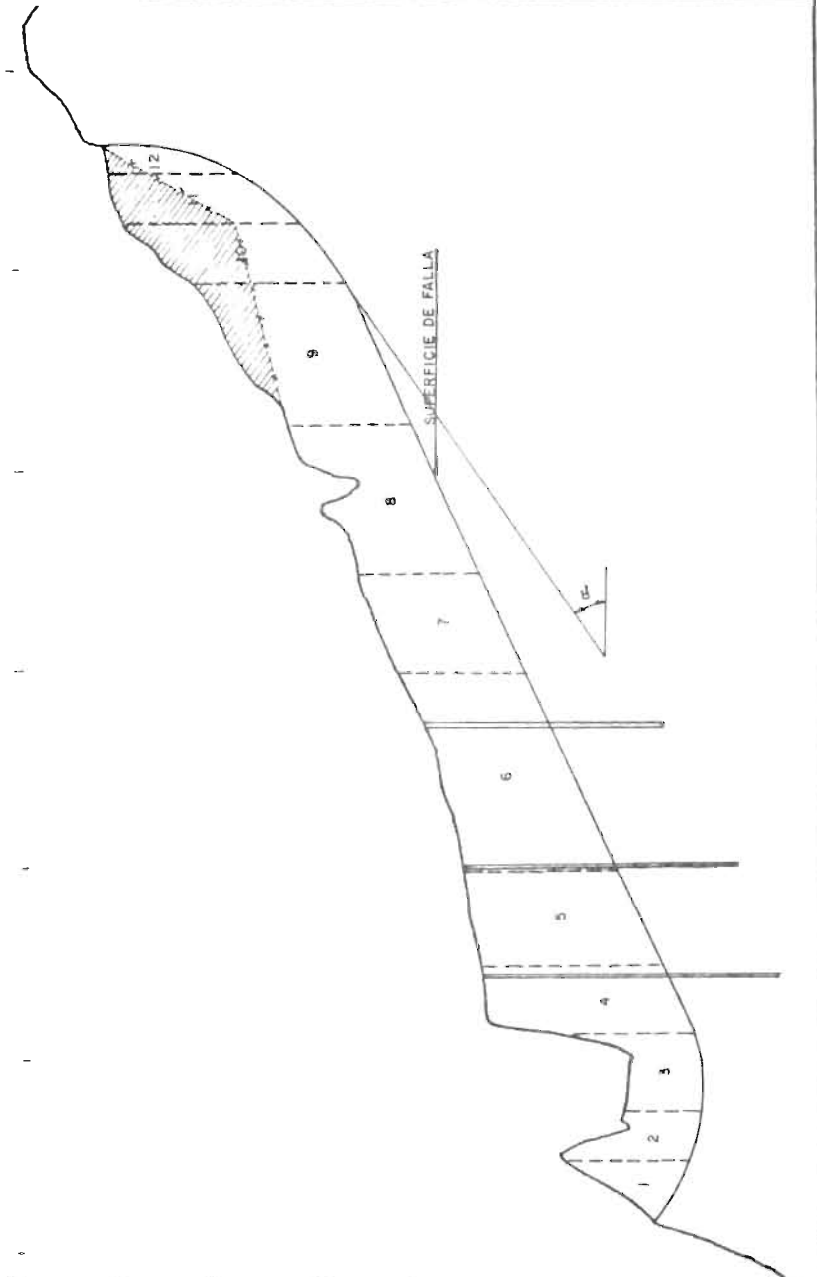
$$\text{Ton } \varphi = \frac{1068}{1627} \approx 0.6569 \approx 33^\circ 14'$$

F. S. = 1.00

ALTERNATIVA Nº 1

0+120 0+100 0+080 0+060 0+040 0+020 0+000

ELEVACION EN METROS
40 35 30 25 20 15 10 5 0



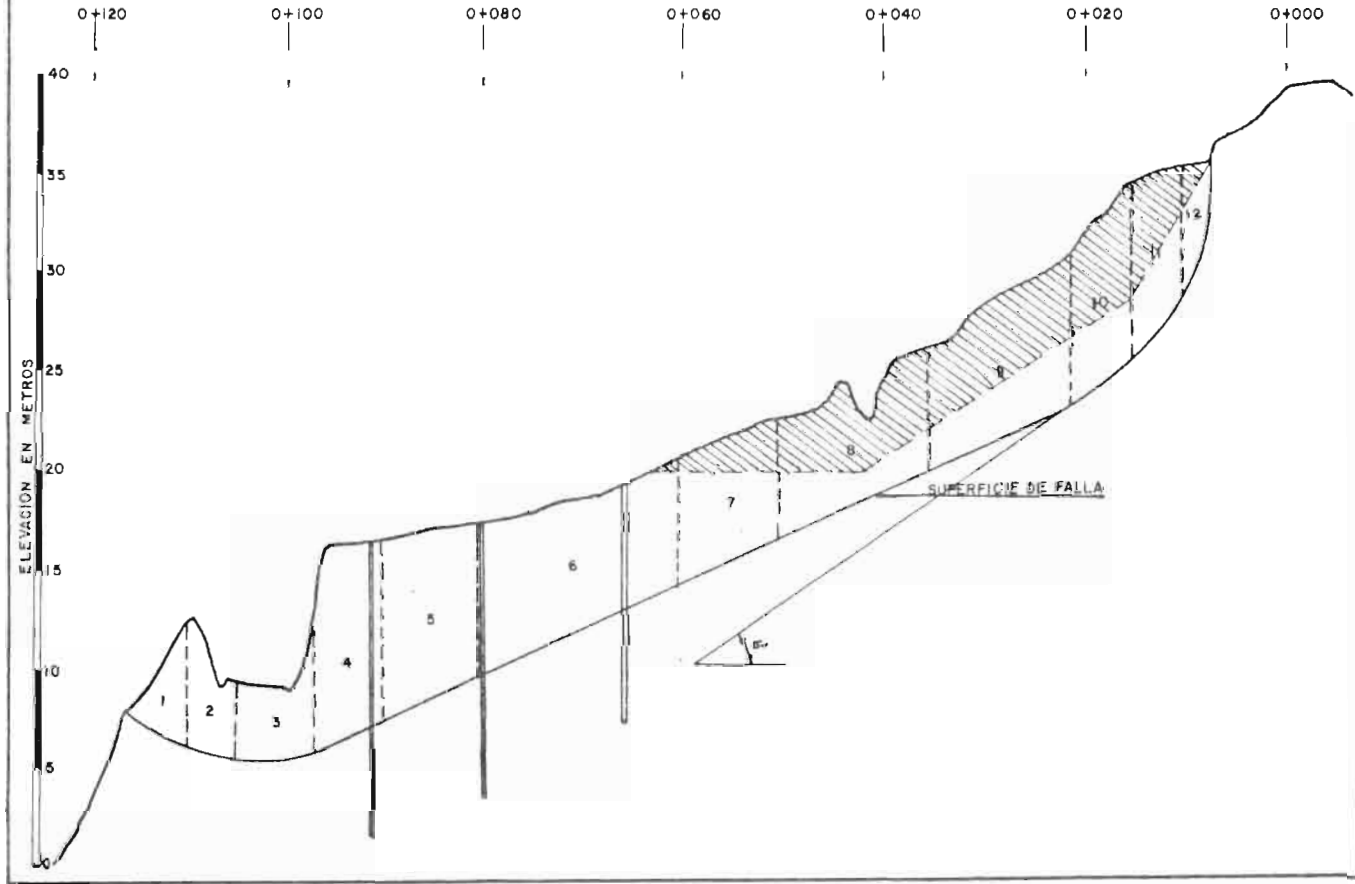
DETERMINACION F.S.
SUPERFICIE DE FALLA

ALTERNATIVA NUM. 1

NUM. DOVELA	L (m)	A (m)	W (Ton/m)	α	cos α	sen α	N (Ton/m)	SI (Ton/m)	T (Ton/m)
1	6	36	61	- 23° 30'	0.9170	0.3987	56	37	24
2	5	48	82	- 9° 30'	0.9862	0.1650	81	53	14
3	8	83	141	- 0° 30'	0.9999	0.0087	141	92	1
4	7	133	228	35° 00'	0.8191	0.5735	185	121	130
5	10	128	218	35° 00'	0.8191	0.5735	179	117	125
6	20	175	298	35° 00'	0.8191	0.5735	242	158	170
7	10	98	163	35° 00'	0.8191	0.5735	134	88	93
8	16	120	204	35° 00'	0.8191	0.5735	167	109	117
9	14	90	153	35° 00'	0.8191	0.5735	125	82	88
10	6	33	66	37° 00'	0.7986	0.6018	45	29	34
11	5	45	77	54° 00'	0.5877	0.8090	45	29	62
12	3	18	31	66° 30'	0.3987	0.9170	12	5	28
109								923	886

$$F.S. = \frac{923}{886} = 1.04$$

ALTERNATIVA N° 2



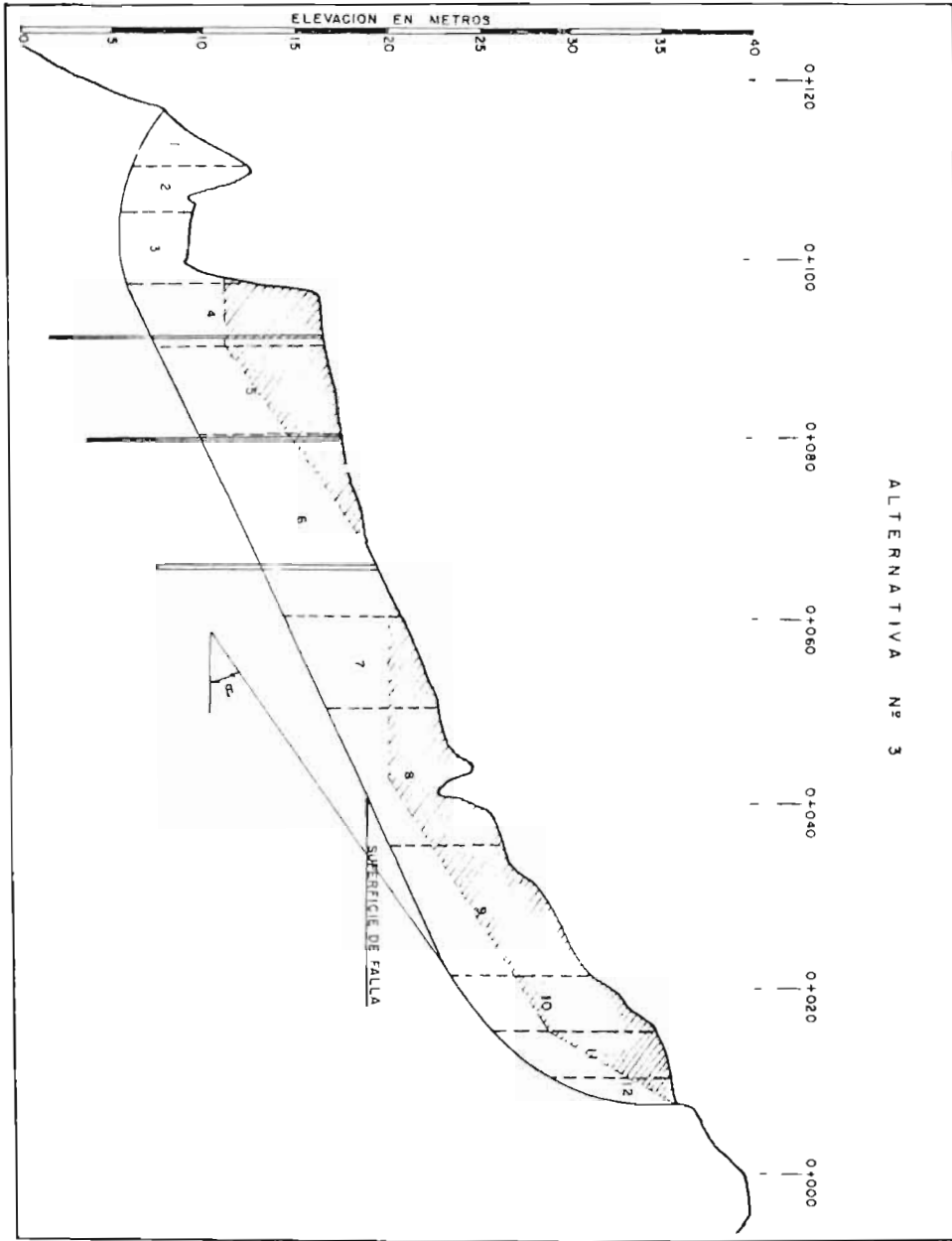
ANALISIS DE ESTABILIDAD

ALTERNATIVA NUM. 2

NUM. DOVELA	L (m)	A (m)	W (Ton/m)	α	Cos α	Sen α	N _i (Ton/m)	T _i (Ton/m)	S _i (Ton/m)
1	6	36	61	- 23° 30'	0.9170	0.3987	56	24	37
2	5	48	82	- 9° 30'	0.9862	0.1650	81	14	53
3	8	83	141	- 0° 30'	0.9999	0.0087	141	1	92
4	7	63	107	35° 00'	0.8191	0.5735	88	61	58
5	10	56	95	35° 00'	0.8191	0.5735	78	54	51
6	20	145	247	35° 00'	0.8191	0.5735	202	142	132
7	10	80	136	35° 00'	0.8191	0.5735	111	78	73
8	15	68	116	35° 00'	0.8191	0.5735	95	67	62
9	14	88	150	35° 00'	0.8191	0.5735	123	86	81
10	6	55	94	37° 00'	0.7986	0.6018	75	57	49
11	5	40	68	54° 00'	0.5877	0.8090	40	55	28
12	3	18	31	66° 30'	0.3987	0.9170	12	28	8
109								667	722

$$F.S. = \frac{722}{667} = 1.08$$

ALTERNATIVA Nº 3



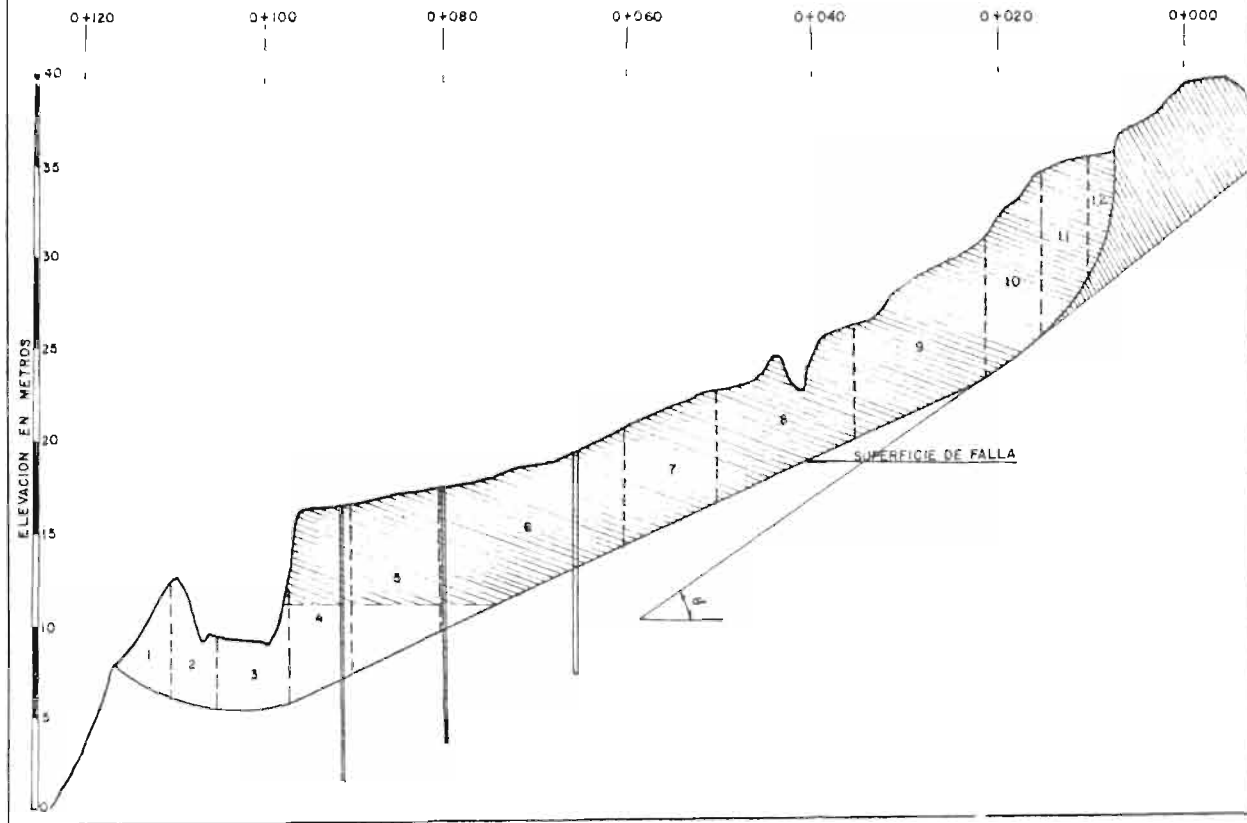
ANALISIS DE ESTABILIDAD

ALTERNATIVA NUM 3

NUM DOVELA	L (m)	A (m ²)	W (Ton/m)	α	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	N (Ton/m)	S _i (Ton/m)	T (Ton/m)
1	6	36	61	- 23° 30'	0.9170	0.3987	56	37	24
2	5	48	82	- 9° 30'	0.9862	0.1650	81	53	14
3	8	83	141	- 0° 30'	0.9999	0.0087	141	92	1
4	7	63	107	35° 00'	0.8191	0.5735	88	58	61
5	10	56	95	35° 00'	0.8191	0.5735	78	51	54
6	20	147	250	35° 00'	0.8191	0.5735	205	134	143
7	10	96	163	35° 00'	0.8191	0.5735	134	88	93
8	15	120	204	35° 00'	0.8191	0.5735	167	109	117
9	14	90	153	35° 00'	0.8191	0.5735	125	82	88
10	6	33	56	37° 00'	0.7986	0.6018	45	29	34
11	8	45	77	54° 00'	0.5877	0.8090	45	29	62
12	3	18	31	66° 30'	0.3987	0.9170	12	8	28
109								770	719

$$F S = \frac{770}{719} = 1.07$$

ALTERNATIVA Nº 4



SUPERFICIE DE FALLA

DETERMINACION F.S.

ALTERNATIVA NUM. 4

DOVELA	(L)	A	W	α	cos α	sen α	Nl	Tl	Ql
1	6	36	61	- 23° 30'	0.9170	0.3987	56	24	37
2	5	48	82	- 9° 30'	0.9862	0.1650	81	14	53
3	8	83	141	- 0° 30'	0.9999	0.0087	141	1	92
4	7	63	107	36° 00'	0.8191	0.5735	88	61	58
5	10	57	97	36° 00'	0.8191	0.5735	79	56	52
36								156	292

$$F.S. = \frac{292}{156} = 1.87$$

FALLA ACTUAL (Cálculo).

A continuación se presenta un segundo análisis de estabilidad, utilizando el método desarrollado por Terzaghi, en donde:

$$F = \frac{\sum [cb + (W_a + W_b + \Delta T_n - U_b) \tan \phi]}{\sum (W_a + W_b) \times \frac{\tan \alpha}{F} - \sum [W_a + W_b + \Delta T_n + (u_b \tan \phi - cb)] \frac{f}{m\alpha}}$$

EN DONDE:

$$m\alpha = \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F} + \cos \alpha$$

F = Factor de seguridad.

$\sum F_a$ = Son las distancias indicadas en la figura VI-1

T_n = Fuerza cortante entre la superficie de falla y la horizontal en cada dovela.

α = Angulo entre la superficie de falla y la horizontal en cada dovela.

c = Cohesión del material.

ϕ = Angulo de fricción interna del material.

u = Presión de poro en la superficie de falla.

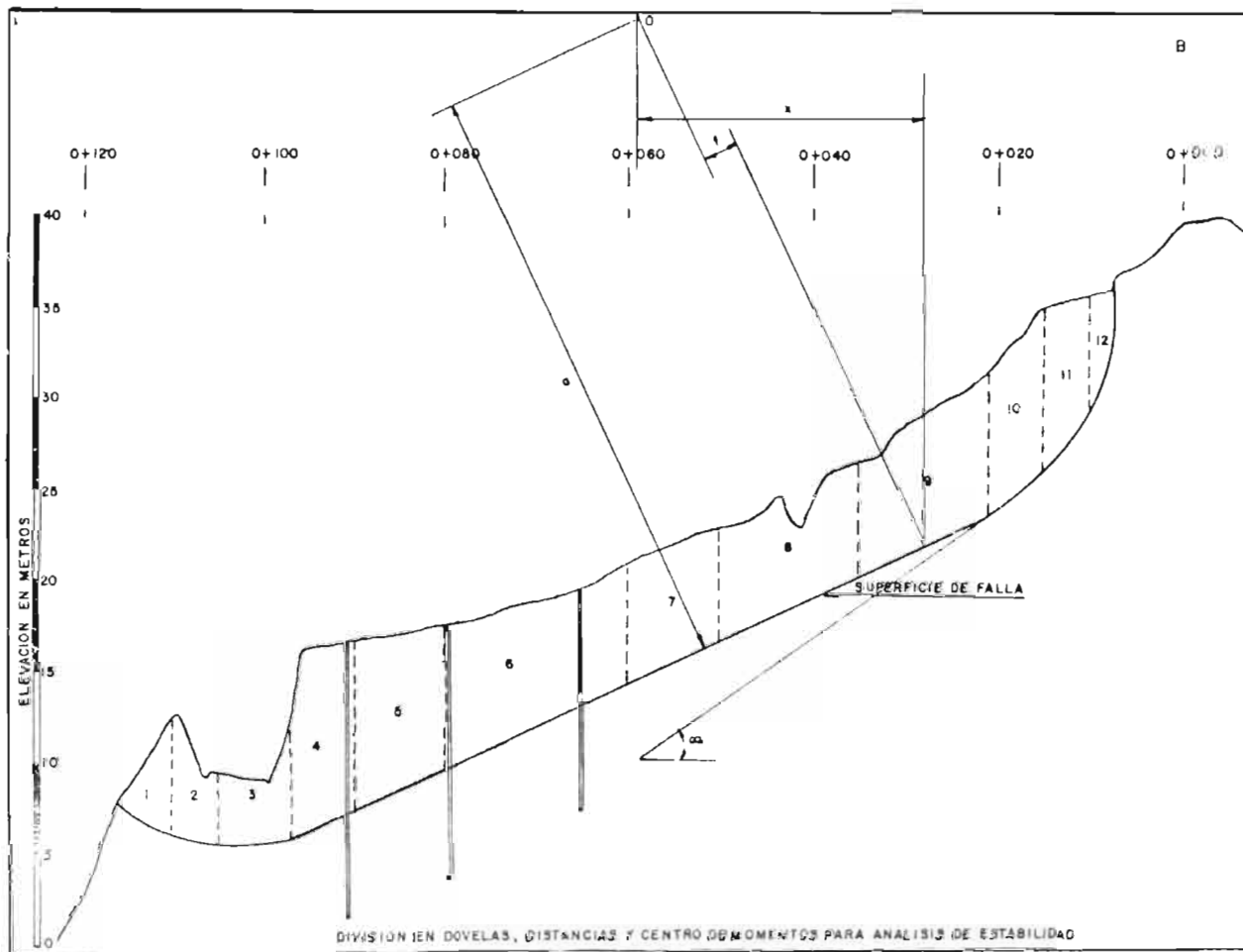
W_a = Peso del material por encima del nivel freático.

W_b = Peso sumergido del material bajo el nivel freático.

Haciendo las simplificaciones correspondientes al caso y - despreciando la interacción entre dovelas; la fórmula queda:

$$F = \frac{\sum [W \tan \phi_r] (a/m\alpha)}{\sum x - \sum Wf/m\alpha}$$

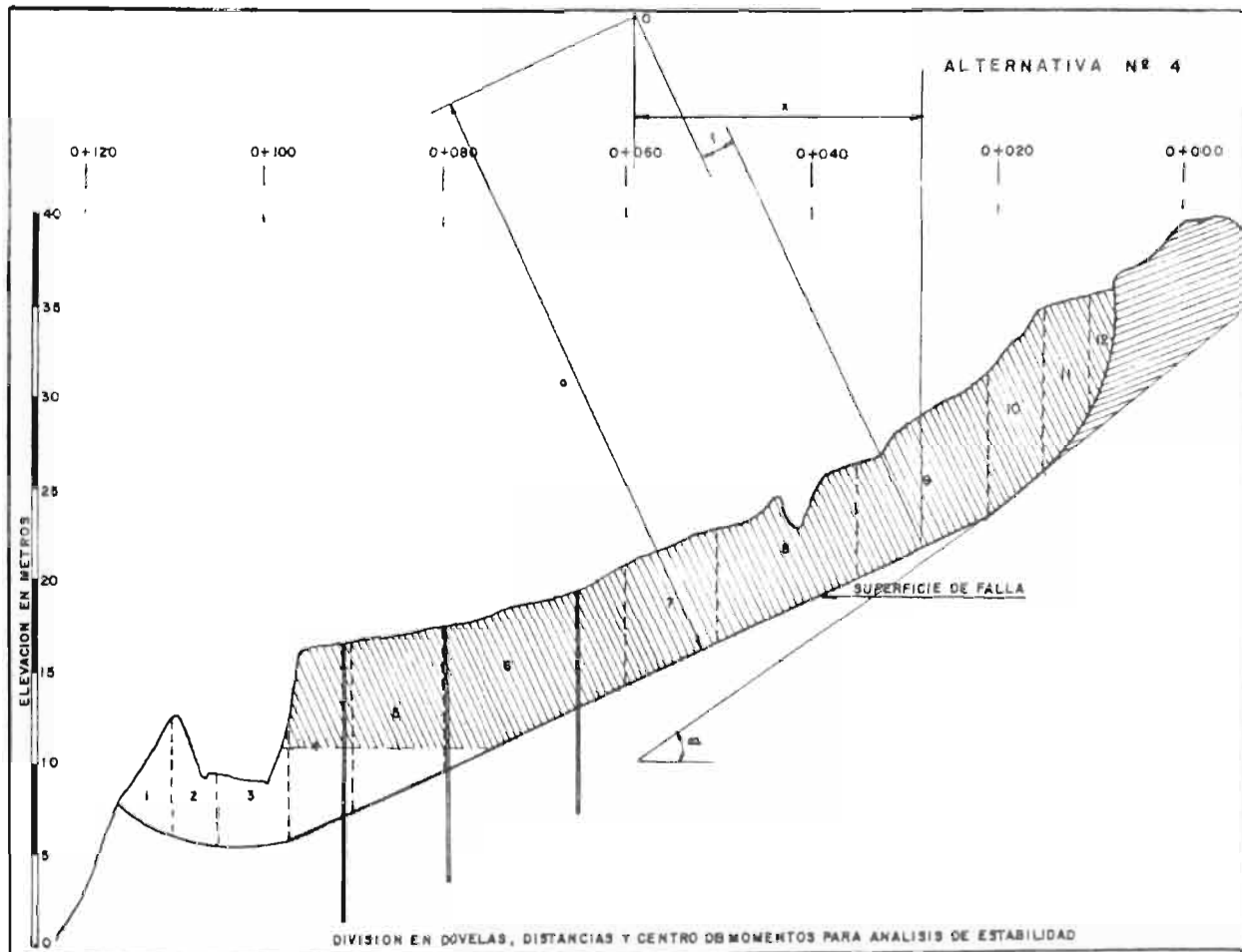
Al obtener esta fórmula se tomó en cuenta el equilibrio de la masa completa respecto a momentos alrededor de un punto arbitrario de O. Este punto, así como la división en dovelas empleadas, se muestran en la figura VI-2.



ANALISIS DE ESTABILIDAD
SUPERFICIE DE FALLA ACTUAL

DOVELA	AREA	W PESO (Ton./m)	A (m)	X (m)	f (m)	α	Coef. \cos	Sen α	m \cos	W Sen (Ton./m)	Wn/m (Ton)	Wa Ton \cos m (Ton)	Wz (Ton)	Wf (Ton.)	Wf m \cos (Ton)
1	36	61	103.00	-54.00	-15.00	-23°30'	0.9170	-0.3987	0.8630	24	6,283	-6,208	-3,294	-915	-1,380
2	48	82	102.00	-48.50	-30.00	-9°30'	0.9862	-0.1850	0.8810	14	8,364	-6,219	-3,977	-2,460	-2,792
3	83	141	99.50	-42.00	-41.50	0°30'	0.9999	0.0087	0.9943	1	14,030	-9,244	-5,922	-5,852	-5,886
4	133	226	65.5	-34.50	-68.50	35°00'	0.8191	0.5735	1.1844	130	14,803	8,188	-7,797	-15,481	-13,070
5	128	218	65.5	-28.00	-59.00	35°00'	0.8191	0.5735	1.1844	125	14,279	7,898	-5,668	-12,862	-10,859
6	175	298	65.5	-11.00	-42.50	35°00'	0.8191	0.5735	1.1844	171	19,519	10,796	-3,278	-12,665	-10,693
7	96	163	65.5	4.00	-26.00	35°00'	0.8191	0.5735	1.1844	93	15,567	8,610	882	-4,238	-3,578
8	120	204	66.5	16.50	-12.50	35°00'	0.8191	0.5735	1.1844	117	13,362	7,391	3,566	-2,590	-2,153
9	167	284	65.5	31.00	-8.50	35°00'	0.8191	0.5735	1.1844	165	18,602	10,289	8,804	-2,272	-1,918
10	84	143	66.75	41.00	+3.50	37°00'	0.7986	0.6018	1.1819	88	9,545	5,279	5,863	501	423
11	79	134	66.00	46.50	+11.00	54°00'	0.5877	0.8090	1.1030	108	8,844	5,253	6,231	1,474	1,336
12	22	37	64.25	50.25	+17.00	66°30'	0.3987	0.9170	0.9828	34	2,377	1,584	1,859	629	640
1171												52,861	-3,161	-49,930	

$$F. S. = \frac{\sum \frac{W_a}{m} \text{ Ton } \beta}{\sum W_z - W_f / m \cos \alpha} = \frac{52,867}{-3,161 - 49,930} = 1.00$$



ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

ALTERNATIVA NUM. 4

BOVELA	AREA	W	a	X	Y	α	Coef ^o	Sen α	m α	W Sen	W a	$\frac{W a \text{ Ton } \theta}{m \alpha}$	W x	W Y	$\frac{W Y}{m \alpha}$
1	36	61	103.0	-54.0	-15.0	-23°30'	0.9170	-0.3987	0.8830	-24	6.283	-6.208	-3294	-915	-1380
2	48	82	102.0	-48.5	-30.0	-9°30'	0.9862	-0.1650	0.8810	-14	8.364	-6.219	-3977	-2460	-2792
3	83	141	99.5	-42.0	-41.5	0°30'	0.9999	0.0087	0.9943	-1	14.030	9.244	-5922	-5852	-5886
4	83	107	65.5	-34.5	-68.5	35°00'	0.8191	0.5735	1.1844	61	7.009	3.877	-3692	-7330	-8189
5	57	97	65.5	-26.0	-59.0	35°00'	0.8191	0.5735	1.1844	56	6.354	3.514	-6354	-5723	-4232
												4.208	-23.239		-21079

$$F.S. = \frac{\sum \frac{W a \text{ Ton } \theta}{m \alpha}}{\sum \frac{W x - W Y}{m \alpha}} = \frac{4.208}{-23.239 + 21079} = \frac{4.208}{-2.160} = 1.94$$

En los análisis de estabilidad se ve que el incremento del factor de seguridad con la primera solución es de 1.3 a 1.87 y de 1.3 a 1.44, observándose que hubo variaciones en el presente análisis para los dos procedimientos. Lo anterior parece indicar que, independientemente de la resistencia al corte sobre la superficie de deslizamiento dada para uno u otro procedimiento, el aumento del factor de seguridad para cualquiera de las cuatro alternativas de solución es del mismo orden.

CONCLUSIONES:

Se recomienda tratar la falla de la manera que se describe a continuación.

1.- Lo ideal sería el cambio de trazo, evitando cruzar la zona de falla, lo cual en primer lugar sería demasiado costoso por localizarse en una región montañosa y se necesitaría una desviación de aproximadamente tres km. El costo aproximado sería de \$ 2' 250,000.00

2.- Otra de las soluciones sería adoptar un sistema para evitar los escurrimientos hasta la zona basal del deslizamiento, lo cual se lograría mediante procedimientos de subdrenaje colocando canales transversales a la falla o bien haciendo perforaciones para colocar tubería que drenara el agua subterránea; estos procedimientos además de costosos, son complicados y se tiene la inseguridad de un buen funcionamiento.

Respecto a esta alternativa, se carece de información detallada para cuantificar su costo, pero en casos si-

milares se tiene la experiencia de haber tenido que dese -
charla por resultar mucho más costosa que las demás.

3.- La solución expuesta a continuación puede tomarse únicamen-
te como un paliativo aunque con buenos resultados, si se to-
man en cuenta los siguientes puntos:

- a) Delimitar el área desmontada donde se localizan las -
grietas de la parte superior de la falla.
- b) Conformar el terreno en la parte superior de la masa en-
movimiento de manera de formar una plataforma y con pen-
diente hacia el este, además forestar el talud hacia el-
parte-aguas.
- c) Compactar la superficie de la plataforma conformada; al-
95% de su P.V.S.M. en un espesor de 0.20 m.
- d) Impregnar la superficie compactada mediante un riego de-
impermeabilización.

e) Canalizar el agua que escurrirá sobre la superficie impermeabilizada hacia el escurridero natural adyacente ubicado al este de la falla.

f) Propiciar la forestación en toda la superficie del área de falla que no haya sido compactada e impermeabilizada.

El costo aproximado será de \$ 830,000.00

4.- Por último tenemos el análisis efectuado en la falla de acuerdo a la alternativa No. 4, que dió los mejores resultados, tomando en cuenta que esta solución nos brindará seguridad en la estabilización de la masa, ya que desalojaremos gran cantidad de peso de la misma.

Hasta la roca basal donde están los escurrimientos subterráneos, evitando así los dos principales factores que afectan a la falla.

El costo aproximado será de \$ 1'450,600.00

BIBLIOGRAFIA

"LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES"
Alfonso Rico Rodríguez.
Hermilo del Castillo.

"MECANICA DE SUELOS"
Eulalio Juárez Badillo
Alfonso Rico Rodríguez.
México.

"DESGLIZAMIENTOS EN LA AUTOPISTA TIJUANA-ENSENADA"
Editada por la Secretaría de Obras Públicas.

"ENCICLOPEDIA DE GEOLOGIA".
Editorial Grolier, S.A.
México.

"TOPOGRAFIA"
Miguel Montes de Oca.

"INSTRUMENTACION DE CAMPO"
Geotecnia aplicada a las Vías Terrestres.
Centro de Educación Continua.
Facultad de Ingeniería. U.N.A.M.

"ESTUDIO COMPARATIVO DE DIVERSOS METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD
DE TALUDES APLICADOS A PRESAS DE TIERRA".

Fernando Guardiola Gámez.

Escuela de Ingeniería.

Universidad Autónoma de San Luis Potosí.

INSTRUCTION MANUAL

Series 200-B

Instrument.

"SEMINARIO DE INSTRUMENTACION".

"Instrumentación y Cimentaciones"

Eduardo Soto Yáñez.