

4751

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

U N I C O

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PREVIO A LA
CONSTRUCCION DE UN PUENTE PARA
VEHICULOS SOBRE EL RIO PALIZADA**

T E S I S

Que para obtener el titulo de

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a

GUILLERMO FONCERRADA REYES

México, D. F.

1971



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

UNIC 9

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PREVIO A LA
CONSTRUCCION DE UN PUENTE PARA
VEHICULOS SOBRE EL RIO PALIZADA**

TESIS PROFESIONAL

GUILLERMO FONCEBRADA REYES

México, D. F.

1971

A la memoria de mi padre

Ing. Luis Foncerrada y B.

A mi madre

Ana Reyes L. Vda de Foncerrada.

A

Virginia.



Universidad Nacional
Autónoma de
México

FACULTAD DE INGENIERIA
Exámenes Profesionales
Núm. 40-489
Exp. Núm. 40/214.2/

Al Pasante señor Guillermo PONCERRADA REYES,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. en I. Alfonso Rico Rodríguez, para que lo desarrolle como tesis en su Examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PREVIO A LA CONSTRUCCION DE UN PUNTE PARA VEHICULOS SOBRE EL RIO PALIZADA".

- I. Introducción.
 - a) Transporte terrestre
 - b) Elección del cruce
 - c) Estudios del suelo.
- II. Estudio topohidráulico
- III. Antecedentes del estudio y alternativas de solución
- IV. Estudios para la cimentación de la estructura.
 - a) Sondeos.
 - b) Pruebas de laboratorio
 - c) Perfil de suelos
 - d) Discusión del tipo de cimentación de la estructura.
 - e) Recomendaciones finales.
- V. Diseño de terraplenes.
 - a) Altura máxima de terraplenes.
 - b) Cálculo de asentamientos.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"CON MI GRAN HABILIDAD EL ESPERANZO"
México, D.F. 23 de Octubre de 1971

Juan Casillas J. de L.
Dr. Juan Casillas J. de L.

EM
JOSÉ L. J. J.

CAPITULO I

INTRODUCCION

TRANSPORTE TERRESTRE

ELECCION DEL CRUCE

ESTUDIOS DEL SUELO

TRANSPORTE TERRESTRE

El transporte está constituido por una red de ferrocarriles y carreteras; la primera, con la función económica principal del transporte de grandes masas de mercancías a distancia considerable; la carretera, para transporte rápido y a menor distancia de mercancías, y el servicio, cada día más importante, de los vehículos de pasajeros públicos o privados.

La red de carreteras de un país está formada por:

1.- Una malla de vías de interés nacional con gran capacidad de tráfico, donde sea posible la utilización de los grandes vehículos a una velocidad comercial elevada.

2.- Las carreteras de interés comarcal que sirven a zonas provinciales, uniéndolas con las arterias nacionales.

3.- La red local que comunica los puntos más apartados del país con el sistema principal.

Todos los caminos de la red tienen su función igualmente importante para la economía nacional, su trazado y características están lógicamente concebidos.

Aunque la red fundamental recoge el 80% del tráfico, no por eso el camino rural deja de tener una función económica de vital trascendencia, pues sirve para poder llegar a los últimos centros productores de la nación. Pero siendo el tráfico muy diferente, han de ser distintas las características técnicas de las vías secundarias en relación con las principales; anchos, curvas, pendientes, firmes, y sus cimientos, etc. han de estar en relación con el tráfico que el camino ha de servir: lo contrario sería económicamente absurdo.

Dentro de la red de caminos de una nación tiene que haber una amplitud de soluciones, desde las más ambiciosas técnicamente a las más modestas, pero todas ellas son igualmente interesantes si se aplican ahí donde el tráfico lo exige.

Para ello, el primer problema que se plantea es el de conocer el tráfico existente en una vía y prever el futuro, pues sólo así se podrá escoger la solución técnicamente recomendable.

El problema de obtener el tráfico -- existente en una vía es relativamente sencillo; cuando el tráfico es muy intenso, debe hacerse por medios automáticos: estos aparatos suelen estar contruidos por una banda elástica o un pedal, al pisar el cual, el vehículo produce un contacto eléctrico que registra en un contador corriente o bien en un contador-registrador. Se emplea también el tipo de contador de célula fotoeléctrica: un rayo luminoso se intercepta al pasar el vehículo, hecho que se recoge por medio de una célula acoplada a un aparato registrador. Hay aparatos que tienen dispositivos distintos para registrar los vehículos que van en cada sentido, e incluso algunos, con mecanismos ingeniosos, permiten discriminar un cierto número de tipos; por ejemplo, turismos y camiones.

Pero en una carretera no interesa -- solamente el volumen total de tráfico, sino su naturaleza, que debe influir al proyectar las características de la vía. Para distinguir bien los distintos tipos de usuarios del camino es imprescindible el conteo manual; éste no es lo complicado que a primera vista parece. Para lograr una exactitud aceptable es preciso que los puestos estén escogidos convenientemente; de ellos habrá un cierto número de días en los cuales deberá hacerse el conteo de vehículos durante las 24 horas, con objeto de ver la variación horaria de éstos; en otros días será preciso tomar solamente la estadística del tráfico las doce horas del día: unos -- auxiliares de control determinarán el volumen total durante un año: por medio de los coeficientes de relación, obtenidos los días de conteo a mano, podrán obtenerse con suficiente aproximación las curvas correspondientes a los distintos tipos de vehículos.

Los días de conteo a mano deberán elegirse cuidadosamente para que sean realmente representativos; los hay normales y extraordinarios; generalmente --

son éstos los festivos y vísperas de ellos; y lo mismo sucede con las épocas: varían de unas a otras, dependiendo de las características regionales.

Obtenidos los datos de tráfico de una carretera, es preciso fijar cuáles son aquellos que deben considerarse base para proyectarla; hay que construir la carretera para que el tráfico normal pueda moverse sin peligro, a una velocidad razonable, y no sería lógico tomar como base para el cálculo una fiesta extraordinaria que se presenta una vez al año; que ese día la velocidad comercial en la carretera sea menor, no tiene importancia. En primer término hay que ver el período de tiempo que se toma para contar el número de vehículos; la práctica ha demostrado que para carreteras nacionales y comarcales, es decir, de tráfico importante, el período que se debe adoptar como tipo para contar los vehículos debe ser una hora; con los datos tomados o deducidos se dibujan los gráficos diarios, tomando en el eje de las abscisas las veinticuatro horas del día, y llevando en las ordenadas los tráficos correspondiente a cada una de ellas. Se considerará como tráfico base para el cálculo de una carretera aquel que se repita más de treinta horas en el año con valores iguales o superiores.

Hay que considerar para el estudio de la capacidad de la vía la calidad del tráfico, su carga y su velocidad; esta última tiene importancia, especialmente cuando se trata de una carretera de montaña, con pendientes y curvas frecuentes, donde no exista posibilidad de paso en condiciones de seguridad; la frecuencia de grandes vehículos, de velocidad más reducida que la de cálculo de la carretera, producirá una disminución apreciable del rendimiento de la vía, si solamente existen dos líneas de circulación.

Cuando se quiera tener una estadística especial del tráfico pesado, se efectúa su con---

teo a mano, y pueden establecerse puestos de pesado de los vehículos, en los cuales existan no solamente básculas para determinar el peso total, sino aparatos para obtener -- las cargas por ejemplo, es interesante, en la estadística de tráfico, deducir los totales diarios, semanales y mensuales.

En resumen: un conocimiento del tipo de servicio que ha de prestar la carretera permitirá fijar los datos de tráfico que pueden ser más interesantes -- para el fin primordial de proyectar con acierto sus distintos elementos. Pero no hay que olvidar que el tráfico no -- es un valor constante; es claro esencialmente variable y -- en ésta variación intervienen factores muy complejos: el -- buen estado de la vía, por ejemplo, repercute la mayoría -- de las veces en un aumento de tráfico; el aumento de población, en el desarrollo agrícola e industrial de la zona, -- las características y eficacia del transporte ferroviario etc.

Por ello, la estadística y la información por amplia y minuciosa que sea, no fijará exactamente la solución conveniente, que no es matemática sino subjetiva; el buen juicio del proyectista, ha de ser -- quien ha de valorar y medir los datos que la información recogida pone a su disposición; por ello, acertar es más -- difícil que en el caso de un problema abstracto, máxime -- cuando junto a los intereses materiales y tangibles del momento, que muchas veces pueden desviar el criterio del -- proyectista, es necesario medir el desarrollo futuro de -- los intereses nacionales en la zona servida; tarea que no es sencilla, por que la visión del futuro, por muchos datos estadísticos que tengamos a nuestra disposición nunca se presenta precisa y definida.

Frente a esta indeterminación, el criterio del proyectista ha de ser de máxima ambición en el proyecto, y en cambio sensatez en la ejecución; que en

el futuro no se encuentren obstáculos que nosotros mismos hayamos creado por falta de visión al proyectar, pues el desarrollo de servicios públicos, como el que analizamos sobrepasa en muy pocos años, con harta frecuencia, las -- más altas previsiones; hay que tener presente que proyectar con ambición resulta remunerador la mayoría de las veces, y por ello las características fundamentales, radios y pendientes deberán ser lo más adecuados para el futuro de la vía; conviene por esto dejar preparados para su ensanche las obras de fábrica y los túneles, y adquiridas las zonas laterales de la carretera para evitar el desarrollo de construcciones que entorpezcan en el futuro la ampliación del camino.

Todas éstas previsiones no es preciso realizarlas; se puede, por ejemplo, ejecutar de momento sólo el ancho de firme preciso para el tráfico actual.

Por todo lo dicho se comprende -- que la estadística de tráfico es imprescindible para proyectar con acierto, pero que, en general, la exactitud -- no es grande, pues sólo es necesario formarse una idea -- clara del orden de magnitud del tráfico y su distribución. Únicamente en el estudio de problemas especiales podrá -- requerirse una mayor precisión, que fácilmente se obtendrán sin más que extremar las precauciones en la toma de datos.

Al estudiar el proyecto de establecimiento de un camino no deben considerarse solamente sus gastos de establecimiento; es imprescindible, para -- elegir acertadamente la solución, considerar también los de explotación. El camino se proyecta y se construye para dar un servicio, el transporte, que debe realizarse lo -- más económicamente posible, y en ello influyen decisiva -

mente las condiciones del trazado y firme. Los gastos de explotación serán mayores, según sean mayores las pendientes y menores los radios de las curvas, porque la velocidad comercial será más reducida y más alto el consumo de combustible; en cambio, el transporte resultará más económico si es mayor la capacidad de los vehículos o si se emplean tractores con remolque aunque ello obligue a curvas más amplias, tal vez a pendientes menores y aún mayor gasto de conservación.

Lo que deberá ser mínimo no es simplemente el gasto de establecimiento, sino la carga anual de intereses y amortización que éste gasto representa más el -- importe de la conservación y el gasto de explotación.

Aparte de esto habrá que tener en -- cuenta los beneficios indirectos que siempre se obtienen por la mejora del transporte.

El costo de construcción y conservación es muy variable, según las zonas y características del terreno; un tanteo económico, en cada caso particular será la orientación más segura.

CRITERIO PARA LA ELECCION DEL CRUCE.-

En cuanto a la ubicación de la estructura, el Ingeniero a cuyo cargo esté el estudio tiene ante todo que hacer un reconocimiento de la zona en la que deba construirse el cruce, para darse cuenta de las condiciones generales del terreno, tanto en relación con la estructura en sí, como en relación con el trazo general de la vía en proyecto, es decir, este reconocimiento preliminar tiene por objeto darse cuenta de los posibles lugares de cruzamiento, cada uno de los cuales exigirá -- considerar las ventajas y las desventajas que presente. -- Estas ventajas y desventajas deben estimarse en general, desde dos puntos de vista: el técnico y el económico.

Técnicamente, un sitio de cruce conviene que reuna, hasta donde sea posible, un buen alineamiento general del trazo en las proximidades del cruce y un buen perfil de la línea.

Además, las condiciones de cimentación para la estructura deben ser satisfactorias. Si el obstáculo por salvar es un río como en el caso que nos ocupa, es siempre conveniente que el cauce en el lugar del cruce sea bien definido, alejado de curvas horizontales y de caídas ó rápidas en su curso.

Todas estas circunstancias técnicas y otras más, deben ser consideradas por el ingeniero en su reconocimiento preliminar, para decidir los lugares que deben estudiarse para una posible ubicación del cruce.

Desde el punto de vista económico, hay que tener presente que un cruce es una parte de la vía de comunicación; es decir, en general habrá más de un lugar viable para construir el cruce, y no debe juzgarse que el cruce más económico sea aquel que sólo exija el puente más económico.

Puede suceder que tal cruce exija un trazo en sus accesos que lo convierta en antieconómico.

mico, por el elevado costo de estos tramos de acceso.

Un caso típico sería aquel en el que se encontrara un lugar de cruce en que fuera posible construir un puente muy económico en sí (buena cimentación, y longitud y altura reducidas etc.) pero que estuviera tan retirado de la línea general que el costo de los tramos de acceso fuera excesivo y excesivos también resultarían los costos de operación.

Es posible, en cambio que exista un cruce que requiera un puente costoso ya sea por su longitud, por su altura y por su cimentación, pero que los tramos de acceso de la vía al puente sean reducidos. Esto hace ver claramente que no debe compararse en general únicamente el costo de los puentes necesarios para cada cruce, sino el costo del conjunto de cada puente y de los tramos de acceso necesarios.

Puede ser de utilidad, en algunos casos contar con cartas geográficas a escala 1:100,000 -- con curvas de nivel a cada 50 m. (que son las mayores -- que hay en nuestro país). Estas cartas fueron levantadas primero por la extinta comisión geográfica exploradora -- que trabajó desde fines del siglo pasado hasta principios del actual.

Sus levantamientos muy habitualmente hechos con un costo reducido cubrieron el 50% del área de la república, aunque sólo llegaron a publicarse -- hojas que abarcan el 20 % de dicha área habiéndose extrañado lo demás en época de la revolución. En la actualidad la Secretaría de la Defensa Nacional está por terminar el levantamiento total de la república a la misma escala antes mencionada. Esta misma secretaria ha hecho otra carta de la República a escala 1:500,000 que no tiene la utilidad práctica de la anterior.

Al hacer el reconocimiento previo el ingeniero debe formar un croquis en quearezca la zona recorrida, mostrando la configuración aproximada del te

rreno, el curso del río, arroyo o barranca por salvar: así como la parte de la línea ya construída o trazada a uno y otro lado de la corriente que debe cruzarse.

En ciertos casos no bastará este croquis aproximado, sino que será necesario hacer un levantamiento topográfico, con curvas de nivel que revelen la configuración del terreno, de una zona más o menos extensa en que estén comprendidos los diversos cruces posibles. -- Por lo demás, este levantamiento que puede llamarse general, suele hacerse en ocasiones una vez que se han estudiado al detalle varios cruces y se consignan en él los trazos que cada cruce requiere, con los datos de las curvas y de las tangentes que integran estos trazos.

Es aconsejable en todos los casos investigar si de la zona de los cruces hay aereofotografías. Determinados problemas de elección de cruce justifican inclusive hacer el levantamiento aereofotográfico de una zona más o menos amplia, según el caso.

Un reconocimiento aéreo de la zona de los cruces suele ser un medio muy eficaz sobre todo cuando está auxiliado de las fotografías. A partir de los datos obtenidos en un reconocimiento preliminar cuyas principales observaciones conviene consignar en un croquis, como anteriormente se ha dicho, se debe proceder a hacer los estudios topográficos de cada cruce viable. Estos levantamientos deben comprender fundamentalmente una planta configurada que abarque toda la zona del cruce y muestre el curso del río a uno y otro lado del eje propuesto, en una extensión variable, según las condiciones de cada caso. Estos planos configurados tienen por objeto, entre otras cosas, juzgar ciertos aspectos del funcionamiento hidráulico del río en avenidas: Parte más efectiva del cruce, dirección general de la corriente, zonas de simple inundación (por las que escurren sólo una parte mínima del caudal) si alguna margen está expuesta más o menos a ser erosionada -

etc.

Para levantar la planta configurada de la zona de cada cruce, conviene por lo general - trazar una poligonal cerrada, con tránsito y cinta de acero, que se llevará por una y por otra margen del río - en estudio. Excepcionalmente, puede convenir hacer una - triangulación con vértices en ambas márgenes. Con apoyo - en los vértices de la poligonal o de la triangulación se trazan secciones transversales que se nivelan con nivel - fijo ó de mano: conviene utilizar nivel fijo si las sec - ciones son de gran longitud (ríos muy anchos) o si el terreno es muy plano, o si ambas circunstancias concu - rren simultáneamente.

En levantamientos de extensión - reducida o en terrenos con fuertes desniveles puede em - plearse ventajosamente la estadia para hacer la configu - ración de la zona del cruce. Desde luego, cada planta -- configurada debe quedar referida a la elevación de los - bancos de nivel del trazo mismo de la línea, pues cons - tituiría una verdadera torpeza referir tales planos a -- bancos de nivel arbitrarios. Las plantas configuradas -- suelen dibujarse a escala 1:200, 1:400 ó 1:1000, según - la extensión e importancia de la zona levantada.

Las curvas de nivel conviene tra - zarlas a una equidistancia de 1 a 5 m. de acuerdo con el - caracter del terreno: si éste es muy plano la equidistan - cia debe ser reducida para acusar los accidentes: si es - muy quebrado puede ser suficiente una equidistancia ma - yor para revelar las formas del terreno.

Con apoyo en esta planta general del cruce, se define mejor el eje conveniente del mismo, - escogiendo la dirección más adecuada. Por regla general - y salvo en casos especiales, se prefieren los cruces nor - males: es decir que el eje del cruce forme un ángulo de - 90 grados con el eje de la corriente.

Nunca debe perderse de vista el buen alineamiento general de la línea, de acuerdo con las especificaciones adoptadas y las necesidades reales. En la planta de la zona del cruce deben figurar las construcciones y los detalles que pudieran tener relación con el puente o con su funcionamiento tales como casas, silos, canales, vías de ferrocarril, presas, caminos secundarios, tuberías de conducción, líneas de transmisión eléctrica, líneas telefónicas, telegráficas, etc.

La observación frecuente de la configuración del terreno puede dar el "sentido del terreno". No se debe perder la ocasión de observar la naturaleza y tratar de interpretar su aspecto, otra recomendación consiste en tomar en el campo, para fin de confirmar, -- las cotas de los puntos de cambio de pendiente, y no los puntos de cota redonda; con ello se logra también una representación más fiel del terreno.

Es indispensable por lo general -- además de la planta general de la zona del cruce que suele dibujarse a escala reducida hacer un plano más detallado de una faja de terreno de 50 o de 150 m. a cada lado -- del eje del cruce, que se dibuja a escala mayor, y en el que la anchura de las curvas de nivel debe ser menor que la usada en la planta general.

No basta con levantar las plantas acotadas en la zona del cruce, sino que es indispensable tomar la sección transversal del río según el eje del cruce. Esta sección es la que indica el nivel alcanzado -- por el agua en las avenidas máximas extraordinarias, en las avenidas máximas ordinarias (anuales) y en el estiaje. En el levantamiento general de la zona del cruce deben marcarse los límites de la zona inundada en avenidas.

Generalmente será necesario, para poder comparar los costos de la solución integral, se-

En cada cruce (puente y tramos de liga con la línea), tomar los datos de campo suficientes para esto, de manera que además de llevar a cabo los levantamientos generales y detallados en cada cruce, debe hacerse un estudio específico según el caso lo requiera que permita estimar el costo de los tramos que deben servir de liga entre el puente y el resto de la línea ya construida o ya localizada y trazada. Si el caso lo amerita se hará un trazo preliminar para los tramos de liga de cada cruce anexo a las especificaciones de curvatura y pendiente que se hayan fijado. Debe levantarse y fijarse el perfil del terreno según el eje del trazo en cuestión y las secciones transversales con la equidistancia que se juzgue necesaria a fin de cuantificar los movimientos de tierra que requeriría el trazo.

Es importante que una vez elegido el eje del cruce en estudio, se trace en el terreno y se construyan monumentos o señales que pueden ser tubos o varilla de acero profundamente empotrados en el terreno ó ahogados en concreto y debidamente identificadas, en ambas margenes que permitan relocalizar el eje en cualquier momento que sea necesario.

ESTUDIOS DEL SUELO.

Se han realizado muchos estudios para fines ajenos a la ingeniería civil, pero sus resultados no pudieron aplicarse directamente a la cimentación.- Los Geólogos y los Agrónomos han llevado a cabo extensísimos estudios del suelo relativos a su propia especialidad. A los agrónomos les interesa conocer la delgada capa del terreno en que tiene lugar el desarrollo del mundo vegetal. No obstante, parte del trabajo realizado es valioso para la comprensión de las propiedades de todos los materiales del suelo, por ejemplo los procesos químicos de descomposición y lavado de terrenos, el efecto del clima dominante sobre la naturaleza de los cambios químicos de tal descomposición, cuestiones de drenaje y otros varios problemas han sido extensamente tratados por los técnicos agrícolas.

Estas investigaciones tienen un carácter especial, pero el estudio de su desarrollo se recomienda, a pesar de ello, a los ingenieros civiles que se especializan en la investigación del suelo o en la estabilización de suelos en aeropuertos y caminos.

Lo mismo puede decirse con relación a algunos interesantes aspectos de las investigaciones realizadas sobre arcillas por los técnicos y químicos de la cerámica.

El concepto de suelo para la ingeniería civil abarca todos los depósitos sueltos o moderadamente cohesivos, como gravas, arenas, limos, arcillas o cualquiera de sus mezclas.

El suelo es un conjunto de partículas con organización definida y propiedades que varían vectorialmente más rápido en la dirección vertical que en la horizontal. Quedan excluidas del concepto de suelo las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimen

tarios altamente cohesivos, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie.

El contenido de agua juega un papel fundamental en el comportamiento mecánico del suelo que debe considerarse como parte integral del mismo.

MECANICA DE SUELOS.-

Después de realizar diversas series de ensayos con modelos reducidos en laboratorios de varios países, y medir las tensiones reales en el seno de terraplenes arenosos, se llegó a un conocimiento más completo de las limitaciones de los ensayos de carga en pequeña escala.

El conocimiento de las propiedades físicas básicas de los suelos, en general, y de la plasticidad de la arcilla, en particular, avanzó al comienzo de este siglo gracias al hombre de ciencias Sueco Atterberg y a los estudios de los corrimientos de tierras de la comisión Geotécnica de los ferrocarriles del Estado Sueco.

Aproximadamente al mismo tiempo el Dr. Krey empezó en Alemania el estudio sistemático de las características de corte de los suelos. Un avance singularmente importante fué el trabajo del Dr. Karl Terzaghi, que en 1923 publicó una solución rigurosamente matemática de la velocidad de consolidación de las arcillas bajo las presiones aplicadas.

Esta teoría fué comprobada experimentalmente y explicó la larga duración de los asentamientos de los depósitos de arcilla sumergidos. Sin duda el gran mérito de Terzaghi como iniciador y orientador de la--

Mecánica de Suelos, consiste en su continuado y sistemático esfuerzo por darle a ésta una fundamentación empírica, que haga coordinantes los conocimientos adquiridos con la realidad de las obras. Es en gran parte por su influencia por lo que los métodos de investigación de laboratorio figuran en la rutina de Mecánica de Suelos, quizá en mayor proporción que en ninguna otra parte de la Ingeniería civil.

El término Mecánica de Suelos fué empleado por primera vez por Terzaghi en 1925, cuando apareció uno de sus libros bajo el título " Erdbaumechanik." Aunque escrito en Alemán, el libro fué dedicado al American Robert College de Estambul. En el mismo años el Dr. - Terzaghi fué a los Estados Unidos como asesor y colaborador del U. S. Bureau of Public Roads. Desde entonces su trabajo y el de muchos otros hombres de diferentes países que él inició en la nueva ciencia de la mecánica de suelos a ejercido una gran influencia sobre la técnica de la cimentación en todo el mundo.

Para definir la Mecánica de Suelos no se ocurre nada mejor que recurrir al mismo Terzaghi que en su libro " Theoretical Soil Mechanics " dice: La Mecánica de Suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería -- que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas producidas por la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas independientes de que se tengan o no contenido de materia orgánica.

La mecánica de suelos incluye: Teorías sobre el comportamiento de los suelos sujetos a cargas, basadas en simplificaciones necesarias dado el actual

estado de la técnica.

Investigación de las propiedades físicas de los suelos reales y aplicación de conocimiento teórico y empírico a los problemas prácticos.

DESARROLLO DE LA MECANICA DE SUELOS.

El último cuarto de siglo ha presenciado un desarrollo excepcionalmente rápido de nuestro conocimiento de las propiedades ingenieriles de los suelos.

Conceptos tenidos por verdaderos durante mucho tiempo han resultado erróneos a la luz de las nuevas técnicas semiempíricas de observaciones coordinadas en obra, ensayos de laboratorio y análisis teóricos. Se han introducido nuevos conceptos, muchos de los cuales han experimentado con éxito la prueba de reeadidas confrontaciones en obras. Sin embargo, la premadura de los ingenieros en ejercicio por establecer nuevas y sencillas normas, junto con la escasez de datos disponibles sobre muchos puntos esenciales ha conducido en ciertos casos a la aceptación prematura de generalizaciones que más tarde han resultado sin garantía alguna. Así ha sucedido en varios puntos de considerable importancia práctica: por ejemplo, en problemas relacionados con los efectos de la fluencia plástica sobre la resistencia al esfuerzo cortante y sobre el empuje de la arcilla, con la frecuencia propia de suelos sometidos a vibraciones y con ello el llamado arqueado en empuje de arenas.

Es necesario proseguir ininterrumpidamente este proceso de revisión para lograr un nuevo y serio avance de la ingeniería del suelo. Requisito previo a tal fin es una actitud crítica constructiva que para ser

efectiva se ha de combinar con un conocimiento completo de los fundamentos de nuestros modernos conceptos.

A medida que, durante el desarrollo de la Mecánica de Suelos, fué aumentando el conocimiento empírico sobre los suelos se fué haciendo evidente que los resultados de las pruebas de laboratorio podían dar conclusiones erróneas a no ser que las muestras obtenidas del terreno fueran prácticamente inalteradas - es decir, que las propiedades del suelo, en toda su complejidad, se mantuviesen en el espécimen extraído. Tales errores resultan particularmente graves, por el hecho de ir acompañados de la confianza del proyectista, que lógicamente confiará en los resultados obtenidos empíricamente.

La consiguiente necesidad de la obtención de tales muestras inalteradas produjo una reorganización, y en muchos casos, la invención de los métodos de perforación, sondeo y manejo de muestras adecuados. Nunca se insistirá bastante en las precauciones a tomar en este terreno, fundamental verdaderamente, por proporcionar ya las correctas bases de reflexión, ya los vicios en que descansa un proyecto erróneo, según el éxito que en él se obtenga.

También, dada la infinita variedad de los suelos con que el ingeniero se ve obligado a tratar, cualquier intento de sistematizar su estudio debe ir acompañado de la necesidad de establecer sistemas apropiados de clasificación. Obviamente la Mecánica de Suelos desarrolló varios; primeramente, a causa de su propia ignorancia y la complejidad de la tarea, fundándose en criterios generales fácilmente discernibles para todo suelo: nacieron así sistemas de clasificación de suelos por color, olor, textura y, los principales en este campo, por distribución de tamaños o conformación granulométrica: --

después a medida que las propiedades de los suelos fueron mejor conocidas, se desarrollaron otros con esas propiedades mecánicas, que obviamente resultarán preferibles para el técnico actual, por ser tales, propiedades las -- que condicionan su actitud: en este terreno los ingenieros de suelos están en deuda con el Dr. Casagrande, que en la Universidad de Harvard dirigió la tarea de erigir un sistema fundado en las características de plasticidad de los suelos finos, que puede decirse sin exageración, debería de ser el único utilizado por los técnicos de hoy. Este sistema, denominado en principio de Clasificación de Aeropuertos y hoy sistema unificado ofrece la tremenda ventaja de que la plasticidad es una propiedad fácilmente relacionable en forma cualitativa con otras, como la compresibilidad, la permeabilidad, la resistencia del suelo, la velocidad de variación de volumen, etc., todas fundamentales para normar el criterio del ingeniero.

MECANICA DE SUELOS EN MEXICO.

México, particularmente en su capital, es un lugar ideal para estudiar Mecánica de Suelos. El profesor Terzaghi en alguna ocasión dijo que la Ciudad de México es el paraíso de la Mecánica de Suelos. La naturaleza del subsuelo en nuestra capital ha sido causa de dolores de cabeza de los ingenieros y constructores de todos los tiempos. Desde los aztecas hubo fracasos debido a la baja resistencia del suelo mexicano; y los españoles tuvieron grandes dificultades para construir monumentos coloniales que nos legaron. Pero si los ingenieros de los pueblos más adelantados del mundo no se ocuparon científicamente de los suelos hasta hace 50 años, los mexicanos no lo hicimos hasta hace 25.

En este siglo, en México, dos hom

hres sobresalen como antecesores en Mecánica de Suelos: Roberto Gayol y José A. Cuevas. A mediados de la década de los 30, José A. Cuevas creó gran inquietud sobre los problemas derivados de la falsa interpretación de la resistencia de los suelos.

Se habla, apenas hace 12 años, de que las causas principales del asentamiento de la ciudad de México, eran el incremento en la carga impuesta sobre la superficie con el crecimiento del área construída, la impermeabilización de la corteza derivada de los propios edificios y de los pavimentos en las calles y los drenajes que extraían el agua de las capas superiores del suelo. Se suponía que el problema era debido a causas externas: falta de agua externa que nutriera el suelo, aumento de carga externa y alteración de las capas superficiales: no se pensaba que el origen del asentamiento estuviera en capas profundas en donde se había creado un desequilibrio en las presiones del agua, que ya no eran hidrostáticas. Fue en un caso particular, muy interesante de mencionar en el que se tuvo una evidencia clara de que el fenómeno no se debía, como se afirmaba a causas externas. Que por supuesto influyen. Un edificio alto, mal construído, mal cimentado, puede producir y ha producido asentamientos considerables pero que solo afectan el área vecina del edificio. Su radio de acción es del orden de magnitud de las dimensiones del área de carga.

En 1950 el Gobierno proyectaba realizar obras que devolvieran al Palacio de las Bellas Artes a su nivel original. Una empresa extranjera hizo un proyecto para recimentar al palacio por medio de pilotes y por medio de gatos, subirlo al nivel de la calle. Los primeros datos que se tenían parecían muy alarmantes: se mencionaban asentamientos de Bellas Artes del orden de 30 cm. por año: pero se estaba hablando de los asentamientos

absolutos del palacio, con relación a bancos de nivel que no se asentaban. Cuando se hizo el análisis de los asentamientos de Bellas Artes con respecto al nivel de la calle, se descubrió algo notable: el Parque de la Alameda, que está a corta distancia del Palacio, se hundía más arriba que éste, con relación a los bancos de nivel absoluto: es decir, Bellas Artes en realidad estaba hundiéndose más lentamente que la calle: sus movimientos relativos eran de recuperación, en vez de asentamiento, Bellas Artes es uno de los edificios más pesados que, por haberse cimentado sin los conocimientos suficientes del subsuelo, se asentó más de 2 m. Bellas Artes está rodeada de una gran área impermeabilizada. En Bellas Artes se conjugan los factores que se decían provocan el hundimiento, en tanto que en la alameda no hay carga, la lluvia puede penetrar libremente y no hay drenaje; sin embargo, la Alameda se hunde más arriba que Bellas Artes, lo cual revela que el fenómeno se debe a causas profundas que ahora hemos identificado: a las fuerzas de filtración provocadas en el subsuelo por el desequilibrio de las presiones del agua. Por el exagerado bombeo en el pasado. Evidentemente, el subsuelo de la Alameda, virgen, respondía más a las nuevas fuerzas internas-- que el subsuelo del palacio, ya muy consolidado.

Por fortuna el problema del hundimiento de la ciudad se ha aclarado y se han tomado medidas que han hecho que la situación mejore día a día. En pocos años, el progreso que se ha logrado en la ingeniería, como consecuencia de un mayor conocimiento de la Mecánica de Suelos, es extraordinario.

CAPITULO 2

ESTUDIO TOPOHIDRAULICO

ESTUDIO TOPOHIDRAULICO.-

Este estudio comprende como su nombre lo indica los estudios topográficos e hidráulicos del lugar donde se estudiará el proyecto del cruce.

El estudio topográfico comprende la ubicación del puente y las características en planta y en elevación del terreno en que se construirá el puente.-
Consta de:

- 1.- Reconocimiento de la zona de los cruces posibles.
- 2.- Levantamiento general de la zona de los cruces o croquis de la misma.
- 3.- Levantamiento configurado del terreno en la zona de cada cruce, que se apoyará en poligonales cerradas, y se hará por medio de secciones o con estadia. Abarcará una extensión suficientemente amplia para poder apreciar el alineamiento general del cauce, antes del cruce y después del mismo, en avenidas.
- 4.- Levantamiento detallado de una faja de terreno a uno y otro lado del eje del cruce, dibujado a mayor escala que el inmediato anterior.
- 5.- Estudio de los tramos de liga del cruce con el resto de la línea, para juzgar el alineamiento, y pendientes y el costo de esos tramos.
- 6.- Sección transversal del río, según el eje del cruce, indicando los niveles de aguas máximas extraordinarias, máximas y mínimas ordinarias.

ESTUDIOS HIDRAULICOS.-

La importancia de los estudios - hidráulicos de la corriente por salvar es muy grande, co- mo es fácil comprender. El caudal o gasto máximo durante las avenidas, la velocidad que alcanza el agua cuando es- tas tienen lugar; la frecuencia con que se presentan di- chas avenidas, la duración de las mismas; el nivel a -- que llega el agua, las zonas que inunda; la dirección ge- neral de la corriente en crecientes, en la sección del - cruce en estudio; el alineamiento del río, y otras muchas circunstancias, son factores que influyen en las caracte- rísticas de la obra por construir y en el costo de la -- misma, así como su funcionamiento una vez construida.

En realidad la mejor manera de -- conocer la magnitud del caudal en avenidas y en estiaje, -- los niveles alcanzados, la frecuencia de las avenidas y - la duración de éstas, es por medio de estaciones de aforo cuyos datos se recopilan a lo largo del tiempo.

Desgraciadamente no es posible -- por lo general contar con este acorio de datos recopila-- dos relativos a un río y más aún difícil tenerlos en una sección determinada de él. La Secretaría de Recursos Hi- dráulicos ha reunido y publicado datos hidrométricos muy- valiosos relativos a los principales ríos de diversas - cuencas hidrográficas, en los llamados boletines hidroló- gicos.

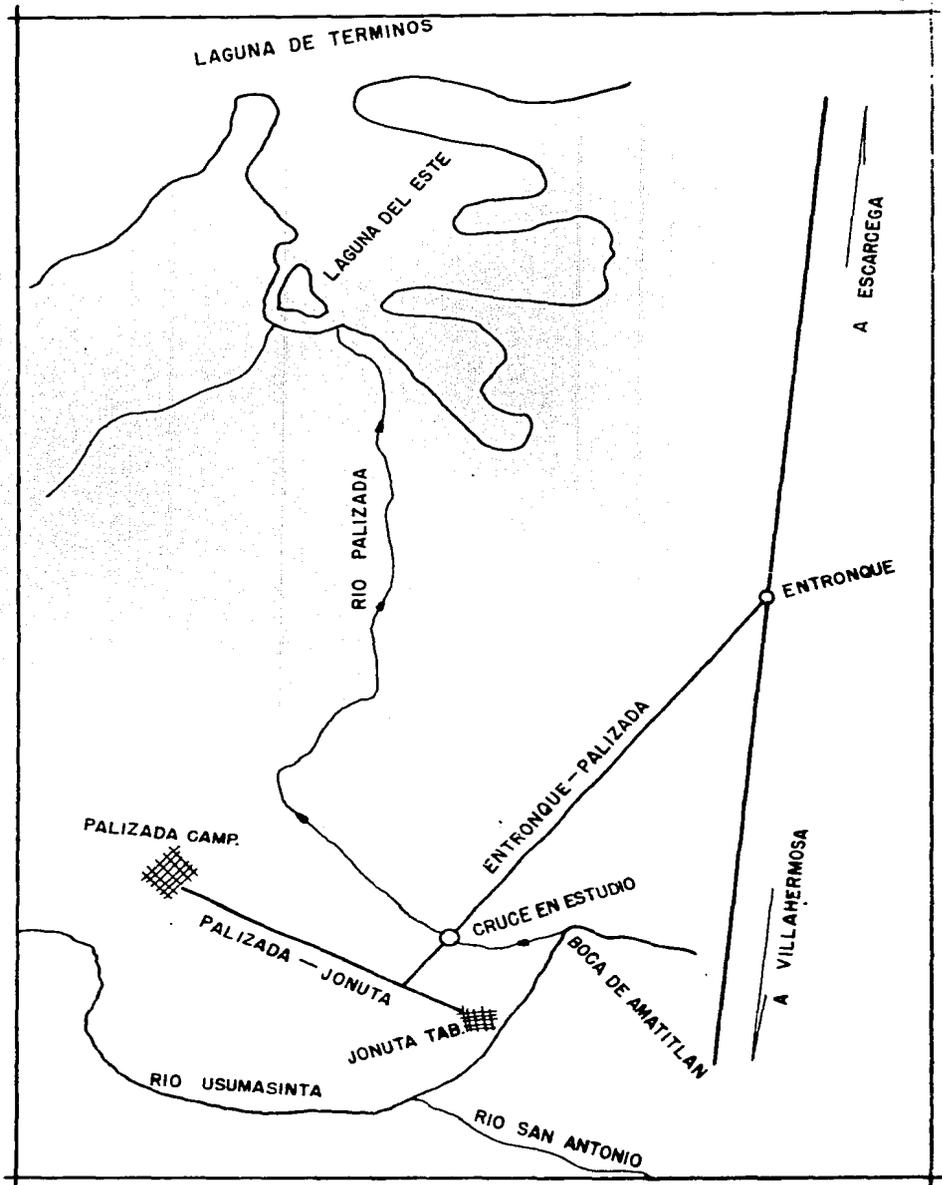
Estos datos se toman en estacio - nes de aforo, ya sea que esten dotados de aparatos que au- tomaticamente registren el nivel de las aguas llamados -- limnigrafos o de sistemas de cable canastilla y molinete, o simplemente de escalas, que son leídas diariamente. Si- las estaciones de aforo cuentan solo con limnigrafos o con

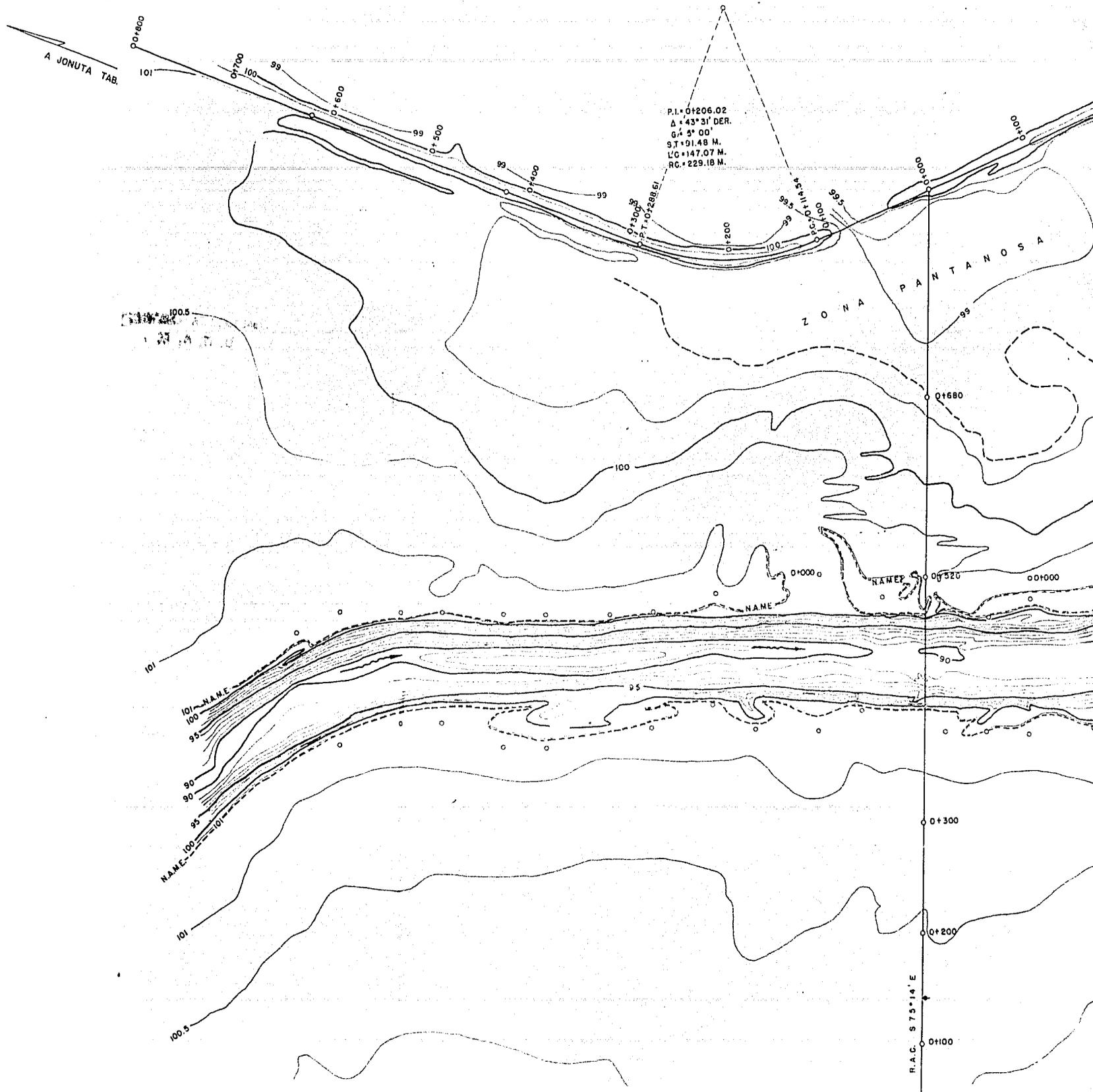
lecturas de escala, se hacen periódicamente aforos con molinete, cuando el río alcanza diferentes niveles, y se establecen gráficas que relacionan la lectura de escala con el gasto del río.

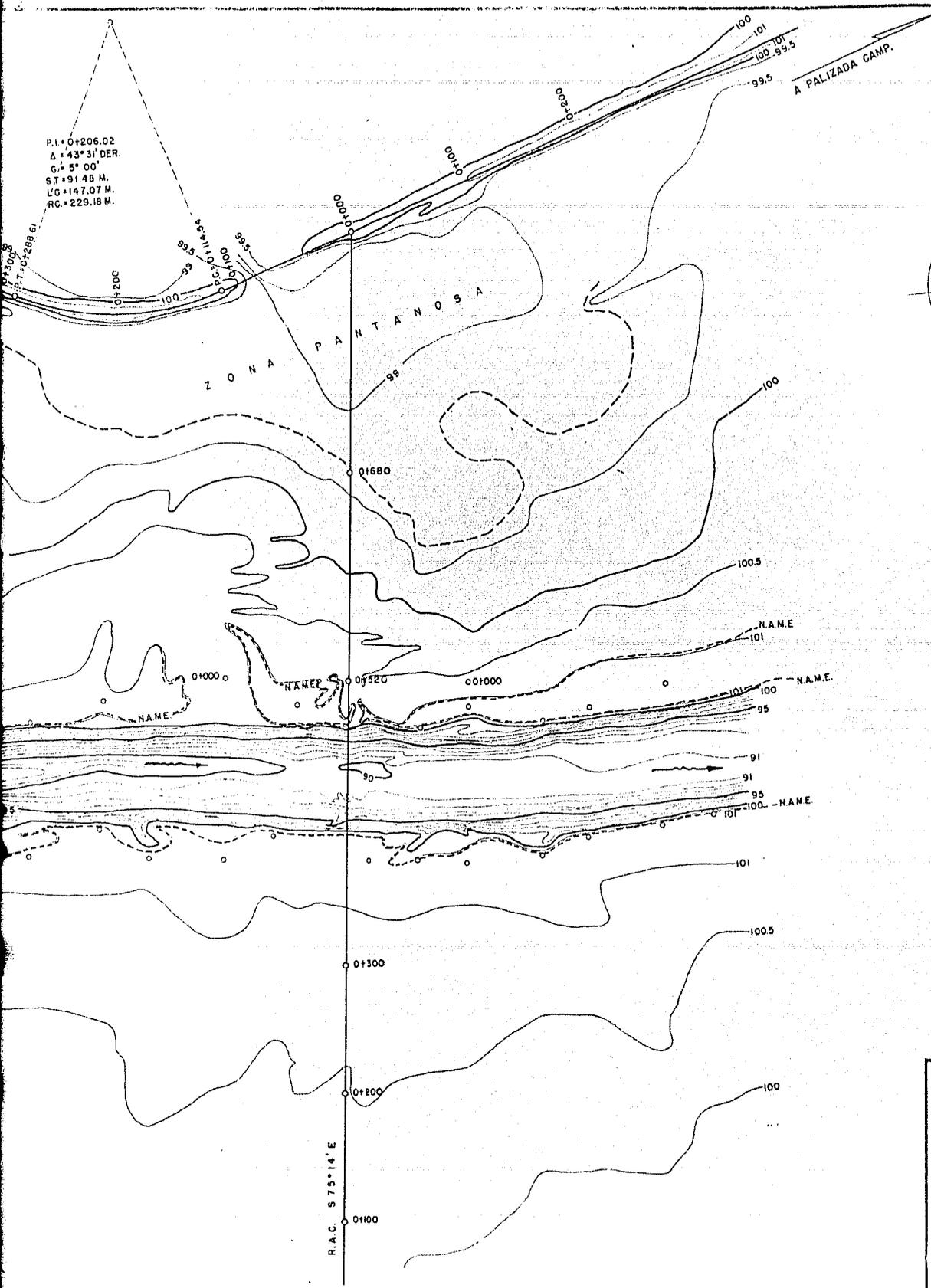
Los datos consisten esencialmente en registros diarios de aforo, ya sea con molinetes o con lecturas de escala tomados a través de períodos variables. Cuando no se cuenta con esos registros el ingeniero tiene que valerse de medios indirectos, para estimar de la mejor manera posible, los gastos máximos en avenidas, de los cuales dos son los más usados: Procedimiento de sección y pendiente y las fórmulas llamadas de escuarrimiento.

Por otra parte es indispensable el levantar secciones transversales del río en cada una de las cuales se indica el nivel de las aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.), el nivel de las aguas mínimas (N.A.Mín.) y el nivel de las aguas máximas ordinarias -- (N.A.M.O.). Desde luego conviene que el tramo del río -- que se elija para tomar estos datos de sección y pendiente tenga un alineamiento sensiblemente recto, sección -- constante y que el fondo no tenga rápidas ni resaltos en dichos tramos.

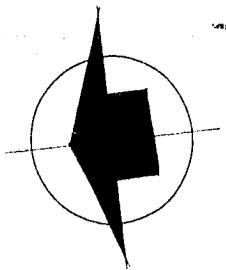
Por excepción podrá el ingeniero determinar con precisión el nivel de las aguas máximas extraordinarias, ya sea por las basuras que se atoran en los arbustos o en los árboles próximos al río por huellas de humedad en los márgenes o en construcciones cercanas etc. En la mayoría de los casos tendrá que atenderse a la información de los moradores de la región que no siempre es precisa ni concordante.







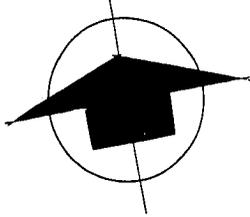
P.I. + 206.02
 $\Delta = 43^{\circ} 31' \text{ DER.}$
 $G = 5^{\circ} 00'$
 $S.T. = 91.48 \text{ M.}$
 $L.C. = 147.07 \text{ M.}$
 $R.C. = 229.18 \text{ M.}$



CRUCE RIO PALIZADA
 PLANTA GENERAL
 ESC. 1:2000

GUILLEMO FONCERRADA REYES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 U. N. A. M.

A ENTRONQUE KM. 156+286.00



P.S.T. 0+340

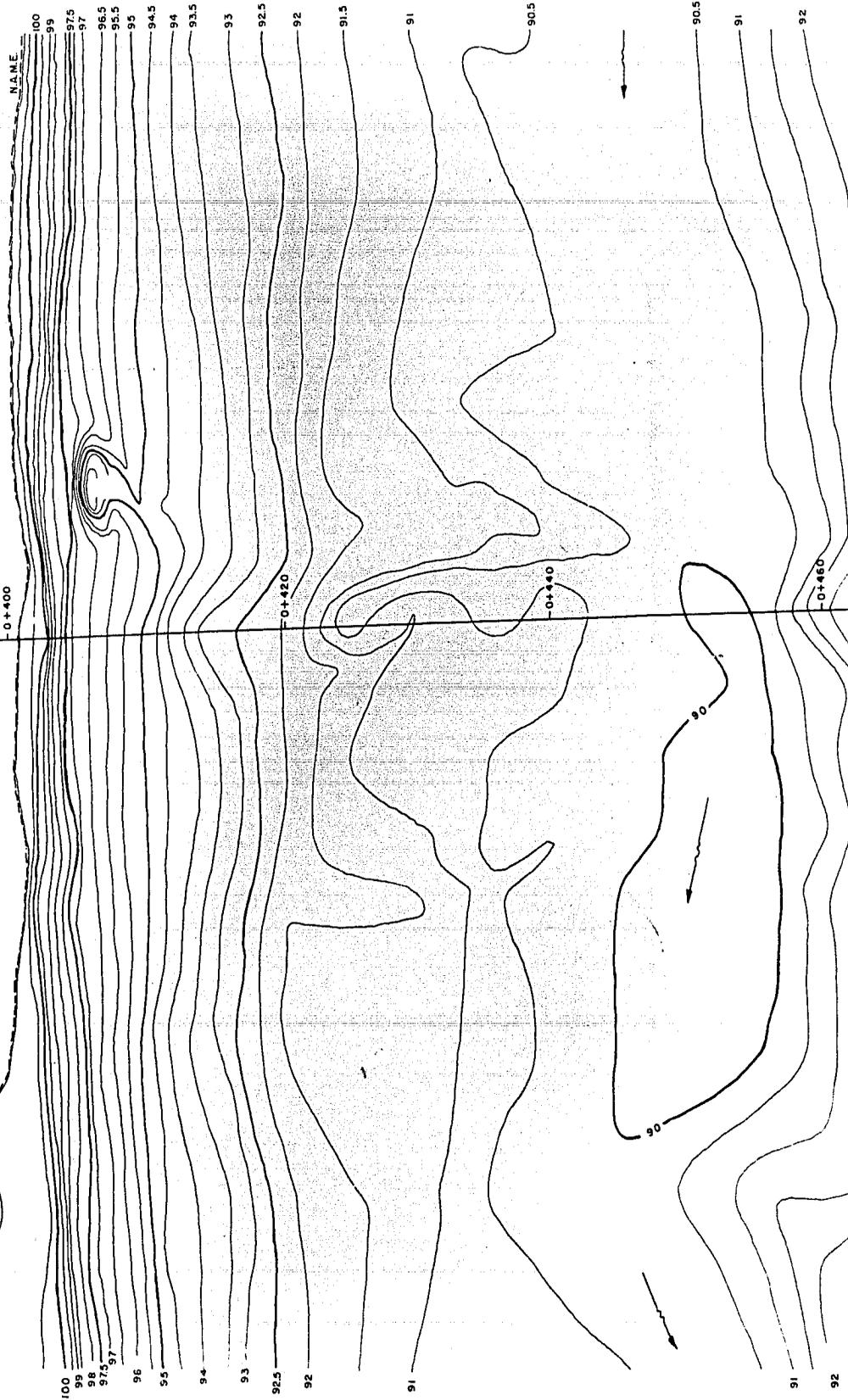
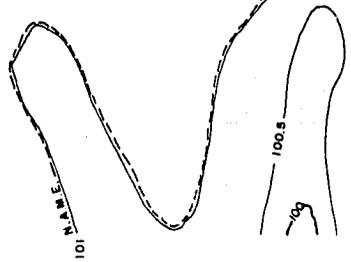
R.A.C. S 75° 14' E

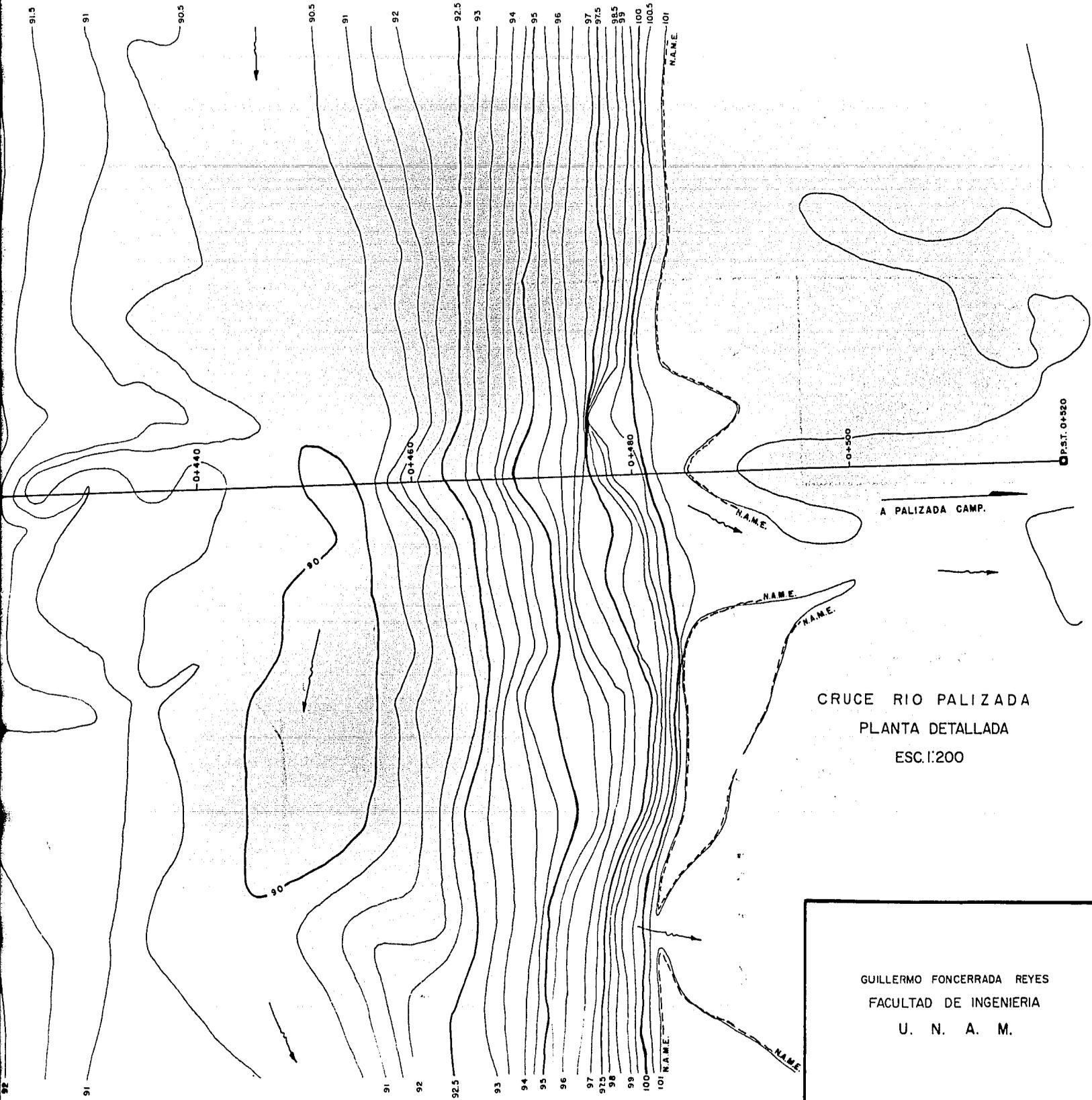
0+400

0+420

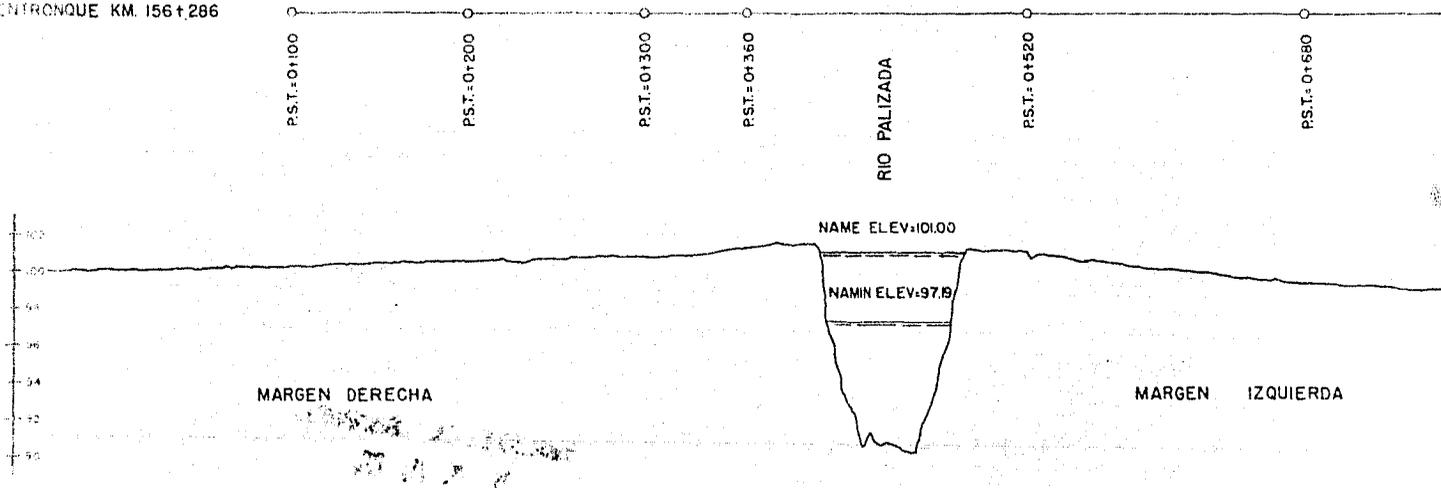
0+440

0+460





A ENTRONQUE KM. 156+286



BN-1-2 SOBRE GRAPAS EN TRONCO DE GUASIMO
 A 15.80 M. IZQ. DE ESTACION 0+554.00
 © ELEV.+101.411 M.

ELEVACION TERRENO	ESTACION
99.96	0+100
100.00	020
100.01	040
100.10	060
100.13	080
100.13	0+100
100.21	120
99.27	140
100.38	160
100.41	180
100.49	0+200
100.50	220
100.63	240
100.67	260
100.75	280
100.77	0+300
100.81	320
100.96	340
101.24	360
101.36	380
101.20	0+400
92.19	420
90.64	440
91.89	460
99.35	480
100.96	0+500
100.96	520
100.63	540
100.49	560
100.21	580
100.01	0+600
	620
	640
	660
	680
	700
	720
	740
	760

P.S.T.=0+300 P.S.T.=0+360 P.S.T.=0+520 P.S.T.=0+660 P.S.T.=0+864.0

RIO PALIZADA

A PALIZADA CAMP.

NAME ELEV.+101.00

HAMIN ELEV.+97.8

CRUCE RIO PALIZADA
PERFIL DE CONSTRUCCION

ESC. HOR. 1:2000
ESC. VER. 1:200

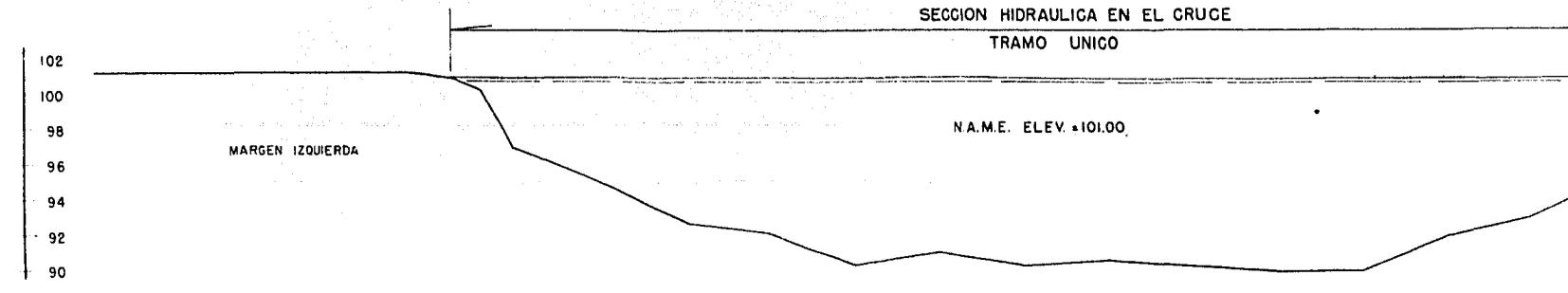
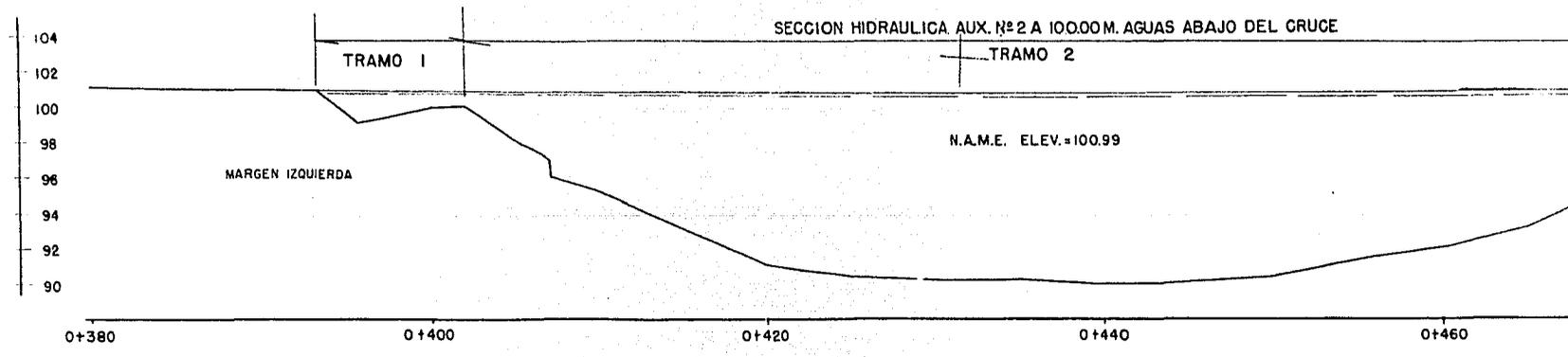
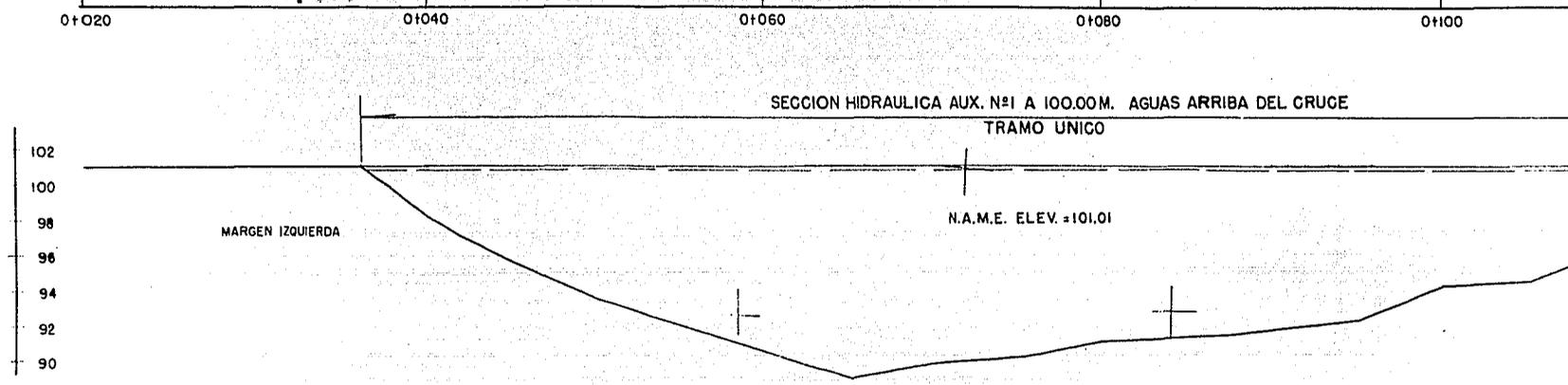
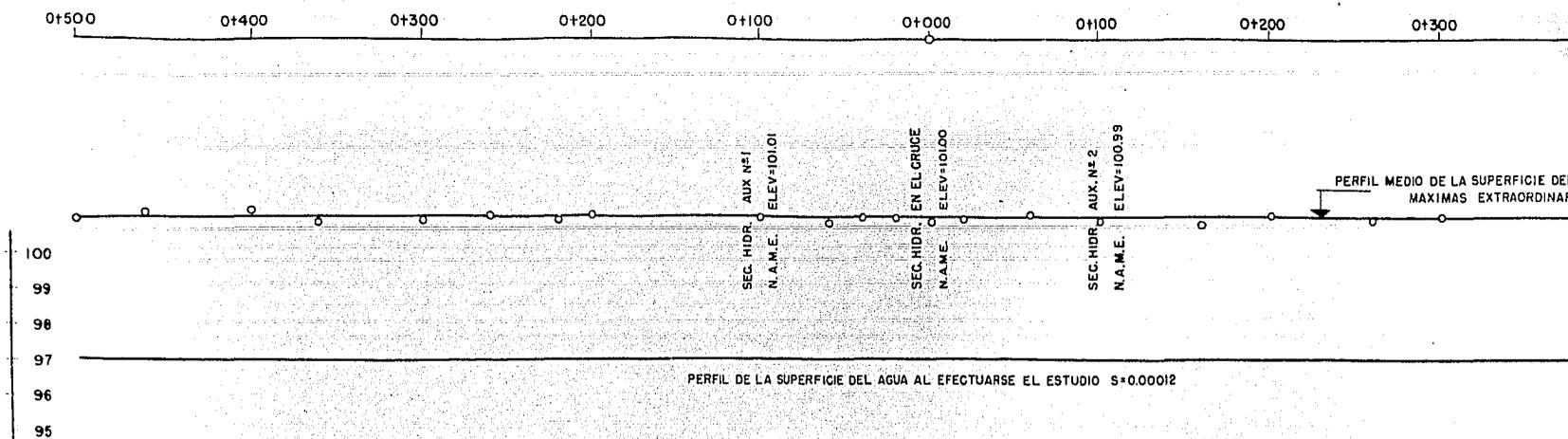
MARGEN IZQUIERDA

BN-1-2 SOBRE GRAPAS EN TRONCO DE GUASIMO
A 15.80 M IZQ DE ESTACION 0+554.00
ELEV.+101.411 M

BN-3 SOBRE GRAPAS EN TRONPO A
2170 M. DERECHA DE ESTACION 0+864.60
ELEV.PROM.+100.157 M. ARBITRARIA

260	100.57	320	100.81	380	101.36	440	90.64	500	101.37
280	100.75	340	100.96	400	101.20	460	91.69	520	100.96
300	100.77	360	101.24	420	92.19	480	99.35	540	100.53
320	100.81	380	101.36	440	90.64	500	101.37	560	100.48
340	100.96	400	101.20	460	91.69	520	100.96	580	100.31
360	101.24	420	92.19	480	99.35	540	100.53	600	101.37
380	101.36	440	90.64	500	101.37	560	100.48	620	101.37
400	101.20	460	91.69	520	100.96	580	100.31	640	96.53
420	92.19	480	99.35	540	100.53	600	101.37	660	100.96
440	90.64	500	101.37	560	100.48	620	101.37		
460	91.69	520	100.96	580	100.31	640	96.53		
480	99.35	540	100.53	600	101.37	660	100.96		

GUILLERMO FONCERRADA REYES
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.



0+100 0+200 0+300 0+400 0+500

SEC. HIDR. AUX. N° 2
N.A.M.E. ELEV.=100.99

PERFIL MEDIO DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN AVENIDAS
MAXIMAS EXTRAORDINARIAS S=0.00012

S=0.00012	S+1/2 = 0.01095					
TRAMO - A(m ²) - P (m) - r (m) - n - r ^{2/3} - V(m/seg) - Q(m ³ /seg)						
SECC. HIDR. AUX. N° 1						
UNICO	631.20	85.60	7.37	0.030	3.787	1.38 871
SECC. HIDR. EN EL CRUCE						
UNICO	647.10	91.20	7.10	0.030	36.94	1.35 674
SECC. HIDR. AUX. N° 2						
1	10.20	9.40	1.09	0.040	1.059	0.29 3
2	616.30	78.40	7.86	0.030	3.953	1.44 887
3	8.50	12.40	0.69	0.040	0.781	0.21 2
A*	635.00					0 = 892

SE EL ESTUDIO S=0.00012

0+080 0+100 0+120 0+140

N° 1 A 100.00M. AGUAS ARRIBA DEL CRUCE
TRAMO UNICO

E. ELEV. = 101.01

MARGEN DERECHA

SECCIONES
ESC. HORIZONTAL = 1:200
ESC. VERTICAL = 1:200

PENDIENTE
ESC. HORIZONTAL = 1:2000
ESC. VERTICAL = 1:100

N° 2 A 100.00M. AGUAS ABAJO DEL CRUCE
TRAMO 2

E. ELEV. = 100.99

MARGEN DERECHA

GUILLERMO FONCERRADA REYES
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

0+440 0+460 0+480 0+500

HIDRAULICA EN EL CRUCE
TRAMO UNICO

E. ELEV. = 101.00

MARGEN DERECHA

PENDIENTES Y SECCIONES HIDRAULICAS
CRUCE RIO PALIZADA

COMPARACION DE PLANOS

CRUCE: Rio Palizada
 CAMINO: Campeche-Palizada
 TRAMO: Entronque Palizada
 KM: 0+440.00
 ORIGEN: Arbitrario

ELEVACION	PLANTA GENERAL	PLANTA DETALIADA	PERFIL DE CONSTRUCC.	SECCION HIDR. CRUCE	PERFIL DE SUELOS
100.0	0+020	0+020	0+020		
100.5	220	220	220		
101.0	343	343	343		
101.0	401	401	401	0+401	0+401
100.5		402.2	402.2	402.3	402.3
100.0	403	403	403	402.9	402.9
99.5		403.7	403.7	403.2	403.2
99.0	403.9	403.9	403.9	403.5	403.5
98.5		404.0	404.0	403.8	403.8
98.0	404.1	404.1	404.1	404.1	401.1
97.5		404.3	404.3	404.4	404.4
97.0	404.9	404.9	404.9	405.0	405.0
96.5		406.2	406.2	406.2	406.2
96.0	407.5	407.5	407.5	407.5	407.5
95.5		408.8	408.8	408.7	408.7
95.0	410	410.0	410.0	410.0	410.0
94.5		411.1	411.1	411.0	411.0
94.0	412.1	412.1	412.1	412.1	412.1
93.5		413.1	413.1	413.3	413.3
93.0	414.2	414.2	414.2	414.3	414.3
92.5		417.0	417.0	417.0	417.0
92.0	420.3	420.3	420.3	420.3	420.3
91.5		421.9	421.9	421.8	421.8
91.0	423	423.0	423.0	423.1	423.1
90.5		424.3	424.3	424.5	424.5
90.5		426.4	426.1	426.3	426.3
91.0	429.9	429.9	429.9	429.6	429.6

COMPARACION DE PLANOS

CRUCE: Rio Palizada
 CAMINO: Campeche- Palizada
 TRAMO: Entronque Palizada
 KM: 0+440.00
 ORIGEN: Arbitrario

ELEVACION	PLANTA GENERAL	PLANTA DETALLADA	PERFIL DE CONSTRUCC.	SECCION HIDR. CRUCE	PERFIL DE SUELOS
91.0	0+430.1	430.1	430.1	430.3	430.3
90.5		434.2	434.2	434.1	434.1
90.5		438.0	438.0	437.4	437.4
90.5		443.0	443.0	442.8	442.8
90.0	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0
90.0	455.0	455.0	455.0	455.0	455.0
90.5		456.7	456.7	456.3	456.3
91.0	457.8	457.8	457.8	457.6	457.6
91.5		459.0	459.0	458.9	458.9
92.0	460.6	460.6	460.6	460.6	460.6
92.5		463.1	463.1	462.9	462.9
93.0	465.2	465.2	465.2	465.2	465.2
93.5		466.3	466.3	466.3	466.3
94.0	467.7	467.7	467.7	467.5	467.5
94.5		468.4	468.4	468.7	468.7
95.0	469.4	469.4	469.4	469.8	469.8
95.5		471.7	471.7	471.8	471.8
96.0	473.8	473.8	473.8	473.6	473.6
96.5		475.3	475.3	475.0	475.0
97.0	475.8	475.8	475.8	476.0	476.0
97.5		476.2	476.2	476.3	476.3
98.0	476.9	476.9	476.9	477.1	477.1
98.5		478.0	478.0	478.2	478.2
99.0	478.8	478.8	478.8	478.8	478.8
99.5		481.1	481.1	480.8	480.8
100.0	481.6	481.6	481.6	481.3	481.3
100.5		482.3	482.3	482.2	482.2

COMPARACION DE PLANOS

CRUCE: Rio Palizada
 CAMINO: Campeche-Palizada
 TRAMO: Entronque Palizada
 KM. 0+440.00
 ORIGEN: Arbitrario

ELEVACION	PLANTA GENERAL	PLANTA DETALLADA	PERFIL DE CONSTRUCC.	SECCION HIDR. CRUCE	PERFIL DE SUELOS
101.0	0+484.9	0+484.9	0+484.9	0+485.0	0+485.0
101.0	490.0	490.0	490.0	490.0	490.0
100.5		454.0	454.0	560.0	560.0
100.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0
99.5		660.0	660.0	660.0	660.0
99.0	725.0	725.0	725.0	725.0	725.0
99.0	850.0	850.0	850.0	850.0	850.0
99.5		855.3	855.3	855.3	855.3
100.0	857.2	857.2	857.2	857.2	857.2
100.5		850.3	850.3	858.3	858.3

SECCION HIDRAULICA AUXILIAR No. 1 A 100.00 m. AGUAS ARRIBA DEL CRUCE.
ELEV. N.A.M.E. = 101.01 m.

ESTACION	DISTANCIA m.	TIRANTE m.	SUMA TIRANTES m.	TIRANTE MEDIO m.	AREAS PARCIAL m2.	TOTAL m2.	PERIMETRO MOJADO m.
36.3		0.09	0.09	0.05			
40.0	3.7	2.81	2.90	1.45	5.4		
41.3	1.3	3.43	6.24	3.12	4.1		
41.9	0.6	3.86	7.29	3.65	2.2		
45.0	3.1	5.40	9.26	4.63	14.3		
50.0	5.0	7.60	13.00	6.50	32.5		
55.0	5.0	9.00	16.60	8.30	41.5		
60.0	5.0	10.60	19.60	9.80	49.0		
65.0	5.0	12.00	22.60	11.30	56.5		
70.0	5.0	11.20	23.20	11.60	58.0		
75.0	5.0	10.90	22.10	11.05	55.2		
80.0	5.0	9.90	20.80	10.40	52.0		
85.0	5.0	9.80	19.70	9.85	49.2		
90.0	5.0	9.40	19.20	9.60	48.0		
95.0	5.0	8.80	18.20	9.10	45.5		
100.0	5.0	6.70	15.50	7.75	38.8		
105.0	5.0	6.60	13.30	6.65	33.2		
110.0	5.0	4.83	11.43	5.72	28.6		
112.4	2.4	3.90	8.73	4.37	10.5		
113.6	1.2	2.43	6.33	3.17	3.8		
113.9	0.3	2.42	4.85	2.43	0.7		
114.2	0.3	1.73	4.15	2.08	0.6		
115.3	1.1	0.93	2.66	1.33	1.5		
115.4	0.1	0.34	1.27	0.64	0.1		
115.6	0.1	0.06	0.40	0.20	0.0	631.2	85.6

SECCION HIDRAULICA AUXILIAR No. 2 A 100.00 m. AGUAS ABAJO DEL CRUCE
ELEV. N.A.M.E. = 100.99 m.

	ESTACION	DISTANCIA	TIRANTE	SUMA	TIRANTE	AREAS	TOTAL	PERIMETRO
		m.	m.	TIRANTES	MEDIO	PARCIAL	m2.	MOJADO
				m.	m.	m2.		m.
TRAMO 1	33.4		0.00					
	35.6	2.2	1.83	1.83	0.92	2.0		
	40.0	4.4	1.02	2.85	1.43	6.3		
	42.0	2.0	0.92	1.94	0.97	1.9	10.2	9.4
TRAMO 2	42.0		0.92					
	43.8	1.8	2.13	3.05	1.53	2.8		
	45.0	1.2	2.91	5.04	2.52	3.0		
	46.6	1.6	3.59	6.50	3.25	5.2		
	46.9	0.3	3.98	7.57	3.79	1.1		
	47.0	0.1	4.88	8.86	4.43	0.1		
	50.0	3.0	5.78	10.66	5.33	16.0		
	55.0	5.0	7.98	13.76	6.88	34.4		
	60.0	5.0	9.88	17.86	8.93	44.6		
	65.0	5.0	10.48	20.36	10.18	50.9		
	70.0	5.0	10.68	21.16	10.58	52.9		
	75.0	5.0	10.68	21.36	10.68	53.4		
	80.0	5.0	10.98	21.66	10.83	54.1		
	85.0	5.0	10.88	21.86	10.93	54.7		
	90.0	5.0	10.48	21.36	10.68	53.4		
	95.0	5.0	9.58	20.06	10.03	50.1		
	100.0	5.0	8.88	18.46	9.23	46.1		
105.0	5.0	7.78	16.66	8.33	41.6			
110.0	5.0	5.58	13.36	6.68	33.4			
112.4	2.4	3.98	9.56	4.78	11.5			
112.9	0.5	3.19	7.17	3.59	1.8			
114.4	1.5	2.81	6.00	3.00	4.5			
114.6	0.2	1.48	4.29	2.15	0.4	616.3	78.4	
TRAMO 3	114.6		1.48					
	116.7	2.1	0.74	2.22	1.11	2.3		
	120.8	4.1	1.14	1.88	0.94	3.8		
	122.6	1.8	0.44	1.58	0.79	1.4		
	125.5	2.9	0.15	0.59	0.30	0.9		
	126.6	1.1	0.00	0.15	0.08	0.1	8.5	12.4

SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE

ELEV. N.A.M.E. = 101.0m.

ESTACION	DISTANCIA m.	TIRANTE m.	SUMA TIRANTES m.	TIRANTE MEDIO m.	AREAS PARCIAL m ² .	TOTAL m ² .	PERIMETRO MOJADO m.
401.0		0.00					
401.7	0.7	0.17	0.17	0.09	0.1		
402.8	1.1	0.76	0.93	0.47	0.5		
403.2	0.4	1.43	2.19	1.10	0.4		
404.6	1.4	3.81	5.24	2.62	3.7		
405.0	0.4	4.04	7.85	3.93	1.6		
410.0	5.0	6.01	10.05	5.03	25.1		
415.0	5.0	8.27	14.28	7.14	35.7		
420.0	5.0	8.81	17.08	8.54	42.7		
425.0	5.0	10.71	19.52	9.76	48.8		
430.0	5.0	9.95	20.66	10.33	51.6		
435.0	5.0	10.61	20.56	10.28	51.4		
440.0	5.0	10.36	20.97	10.49	52.5		
445.0	5.0	10.61	20.97	10.49	52.5		
450.0	5.0	11.01	21.62	10.81	54.0		
455.0	5.0	13.01	22.02	11.01	55.0		
460.0	5.0	9.11	20.12	10.06	50.3		
465.0	5.0	8.11	17.22	8.61	43.0		
470.0	5.0	9.91	14.02	7.01	35.0		
474.0	4.0	4.91	10.82	5.41	21.6		
476.0	2.0	4.01	8.92	4.46	8.9		
476.2	0.2	3.75	7.76	3.88	0.8		
476.5	0.3	3.20	6.95	3.48	1.0		
478.0	1.5	2.65	5.85	2.93	4.4		
479.0	1.0	1.81	4.46	2.23	2.2		
480.0	1.0	1.65	3.46	1.73	1.7		
480.7	0.7	1.54	3.19	1.60	1.1		
481.5	0.8	0.82	2.36	1.18	0.9		
482.8	1.3	0.17	0.99	0.50	0.6	647.1	91.20

CAPITULO 3

ANTECEDENTES DEL ESTUDIO Y ALTERNATIVAS DE SOLUCION

ANTECEDENTES DEL ESTUDIO Y ALTERNATIVAS DE SOLUCION.

A través de la historia se puede observar que desde tiempo inmemorial el hombre se ha preocupado por construir vías de comunicación, y nos muestra que las civilizaciones más adelantadas dieron gran importancia a lo referente a vías de comunicación; ahora, en -- nuestros días el problema de las comunicaciones subsiste y sigue siendo de vital importancia para el desarrollo y el progreso de los países el crear e incrementar las vías de comunicación aunque siguiendo diferentes lineamientos provocados por el adelanto de las ciencias y técnicas que forman la ingeniería civil.

Este estudio tratará de Mecánica de Suelos, una de las ciencias de creación más reciente, aún en pleno desarrollo pero de gran importancia e indispensable en las obras de ingeniería.

La Mecánica de Suelos aplicada a la construcción de vías de comunicación la he considerado como un tema de mucho interés y actualidad por lo que será el contenido de éste estudio que espero sea de utilidad para llevar a cabo el proyecto de construir un puente para vehículos sobre el río Palizada, sin interferir el tráfico fluvial y de este modo comunicar Palizada-Cam--peche y Jonuta-Tabasco con la carretera Villahermosa-Escárcega y entre sí; la realización de este proyecto -- contribuirá al desarrollo de las poblaciones antes mencionadas y con ello al progreso de México.

Una vez expuesto el tema de ésta tesis -- trataré sobre sus antecedentes generales.

El río Palizada nace en el lugar llamado Boca de Amatitlán siendo éste un aliviadero del río Usu

macinta; doce km. aguas abajo de Boca de Amatitlán es el lugar elegido para el cruce, como se puede ver en el cróquis general; fué fijado por estudios anteriores y destinado a ser el cruce por cumplir con las características anteriormente mencionadas en ésta tesis.

Desde su nacimiento el río Palizada tiene en ambos márgenes una zona de inundación bastante amplia produciéndose estas en tiempo de máximas avenidas, estas durante el período comprendido entre octubre y el mes de diciembre de cada año. Un km. aguas arriba del cruce se localiza un pequeño arroyo en la margen izquierda, -- que se aparta del río en estudio y sus aguas se extienden en la zona pantanosa de esa misma margen, que se denomina campos de Lara.

El río Palizada continúa su recorrido pasando por el poblado de Palizada-Campeche que se encuentra a 18 km. aguas abajo del cruce y va a desembocar a la laguna de Términos, 90 Km. aguas abajo del mismo.

Con objeto de conocer el nivel de aguas máximas extraordinario (NAME) del río se llevó a efecto una investigación entre personas de la región y se concluyó que en los últimos 50 años las avenidas máximas se han presentado en los años de 1949 y 1967; informaron también que las avenidas duran entre 5 y 6 hrs., bajando de su nivel máximo aproximadamente un metro y conservando -- este último por un lapso aproximado de dos meses. Según los datos proporcionados, las aguas del río no rebasan el barrote en la margen derecha, no siendo así en la margen izquierda donde se fugan las aguas por varios lugares, y si se atiende también a las lluvias torrenciales que a menudo caen en este lugar; ambos son el motivo de que el agua-escurriendo hacia las partes bajas aumente constantemente hasta formar una represa con el terraplen del camino actual, esta agua ahí almacenada provoca fallas del terraplen y con ello del camino como se puede observar en la planta

general.

Esta falla está producida por la falta de alcantarillado en el terraplen por lo que se tendrá especial interés en proyectar un sistema efectivo de alcantarillado en la obra a ejecutar el cual conduzca el agua a otro sitio y así garantizar la seguridad del terraplen y -- con ello del camino por lo que a esta respecta.

Un dato de sumo interés para este estudio -- fué el que proporcionó la capitania del puerto en Palizada --Campeche sobre la máxima altura de los barcos que transitan por él, siendo ésta hasta 21 m. incluyendo el calado, con este dato se puede precisar que el gálivo necesario para el puente será de 17 m.

Datos de localización del cruce y de construcción del camino.-

Cruce con: río Palizada

Camino: Campeche-Palizada

Tramo: Entronque Palizada

Ubicación: O+440.00

Origen: Arbitrario

Camino a cargo de : Junta local del Edo. de Campeche

Claro aproximado: 90 m.

Prioridad: urgente

¿Existe localización definitiva del cruce? Sí

Aprobada por: El Departamento de Geotecnia y la J.L. del Edo. de Campeche.

Fase en que se encuentra el trabajo en el camino de la zona -- cercana al cruce al hacer este reconocimiento:

Trazo en la zona cercana al cruce unicamente.

Datos Hidráulicos.-

Zona del río en que se encuentra el cruce(captación, conducción o deyección): Conducción

Características del cauce (si es recto, limpio, o tiene isletas u otros obstáculos): Recto, limpio y sin isletas.

¿Tiene el río alguna curva horizontal muy próxima del lado de aguas arriba del cruce? No existe

¿Es el río de carácter torrencial o tiene agua permanentemente? Tiene agua permanentemente.

Epoca del año de estiaje y avenidas : Estiaje de enero a mayo y avenidas de septiembre a diciembre.

Tirante medio y anchura de la lámina de agua que tiene el río en estiaje: 6m y 60m.; en aguas máximas extraordinarias: 10 m. y 73 m.; en aguas máximas ordinarias: 8 m. y 67 m.

Velocidad superficial del río en estiaje, o en la época - en que se haga el reconocimiento: 0.5 m/seg. en estiaje.

¿Cual se cree que sería la velocidad aproximada durante - crecientes máximas extraordinarias: 1.5 m/seg. afluentes- aguas arriba y aguas abajo del cruce, distancia al mismo- o influencia en su funcionamiento hidráulico: recibe apor- taciones del río Usumacinta e influye notablemente en su- funcionamiento hidráulico.

Depósito o corriente (mar, lago, río, etc.) donde desen- boca el río, distancia al cruce e influencia en su funcio- namiento hidráulico: desemboca en la laguna de Términos - a 90 km. aguas abajo del cruce, sin influencia en su funcio- namiento hidráulico.

Obstáculos (presa derivadora, barra, isleta, etc.) distan- cia al cruce e influencia en su funcionamiento hidráulico: Ninguno.

Profundidad de socavación estimada: no se estimó.

Necesidad de obras auxiliares: en la margen izquierda.

Fuentes de información: moradores del lugar.

Datos de Cimentación.-

Geología superficial: Arcilla y limos en ambas márgenes,- para datos sobre el fondo consultar sondeos.

Tipo o tipos probables de cimentación y número probable de apoyos: Pilotes, 4 apoyos.

Tipo, número y profundidad probable de sondeos: Pruebas de penetración estándar y el número de éstas dependerá de re

sultados.

Características de los accesos: margen derecha sin problemas, margen izquierda es zona de inundación (existen pantanos).

INFORME PARA PROYECTO DE PUENTES.

Datos de localización.-

Puente: Palizada
 Sobre: Río Palizada
 Cruce: Unico
 Camino: Campeche-Palizada
 Tramo: Entronque-Palizada
 Km. : 0+440.00
 Origen: Arbitrario
 División: Junta local del Edo. de Campeche
 Desviajamiento: Normal
 Elevación y descripción del banco de nivel: BN-1-2 S/grapas
 en tronco de Guasima a 15.80 m. izquierda de estación 0+554:
 Elev. 101.411 m. arbitraria
 Elev. NAME = 25.21m. de J.L.C. = 101.0 de Geotécnia.

¿Que elevación de rasante en el puente resultaría más económica desde el punto de vista terracerías? La más baja posible.
 ¿Está la rasante definida por alguna otra condición? Si por el espacio libre vertical para el paso de cuerpos flotantes.
 Obras actuales que se afectarían con la realización del proyecto y estimación de indemnizaciones: Ninguna.

Datos Hidráulicos.-

Frecuencia y duración de las crecientes máximas extraordinarias: cada 18 años; 5a 6 hrs.

Epoca del año en que se efectúan: octubre a noviembre.

Caracteres generales y dimensiones aproximadas de los mate-

riales de arrastre: ramas, troncos y arboles, de 20 m. de largo por 10 de ancho.

¿Es estable el cauce de la sección estudiada, o tiene tendencia a divagar? Es estable.

¿Cual es la tendencia general de la corriente en el lugar del cruce, socavar o depositar? socava y deposita.

¿Se recomienda hacer alguna canalización? No.

¿Hay posibilidad de que el remanso que se produzca por el puente perjudique las propiedades vecinas? No.

Claro mínimo que deberán tener los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes: 15 m.

Distancia libre vertical que deberá dejarse entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la parte inferior de la superestructura para permitir el paso de los cuerpos flotantes: vease informe general.

¿Existen puentes cercanos al cruce? No.

Con objeto de tener el gasto conocido durante las máximas avenidas se estudiarán además, dos secciones auxiliares, una aguas abajo y otras aguas arriba del cruce de las que se adjuntaran sección y perfil.

Los tramos en que se midan las secciones, pendientes, coeficientes de rugosidad, velocidad, etc. deberán escogerse tan uniformes como sea posible, tanto en sección como en alineamiento y pendiente.

Datos de Tránsito.-

Ancho de la calzada del camino 6.50 m. Banquetas 0.5 m., ancho total del puente 7.50 m.

Carga para las que se proyectará el puente: H-15 S-12.

ALTERNATIVAS DE SOLUCION.-

Para la elección del tipo de cruce será necesario estudiar las diferentes alternativas de soluciones posibles que cumplan con las condiciones del proyecto; esto es que se necesita que el camino en proyecto cruce el río Palizada y al mismo tiempo debe preverse que dicho cruce no interfiera la navegación sobre el río.

Una vez conocida la topografía del lugar y las características hidráulicas y conocido también el tipo de tránsito marítimo que tiene el río atendiendo -- principalmente al nivel de aguas máximas extraordinarias y al calado de las embarcaciones, se podrá elegir entre diferentes alternativas la que solucione el problema en la -- forma más conveniente.

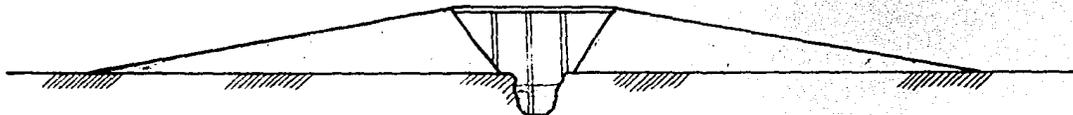
En este caso una vez determinado el NAME (por estadísticas o más comunmente visitando el lugar y preguntando a sus habitantes, de los máximos niveles que se hallan presentado durante la creciente) y tomando en consideración el informe de la Secretaría de Marina acerca del Tránsito marítimo del río se fijó el dato de que la rasante del puente pasará 17 m. arriba del nivel del NAME, cuya elevación es de 25.21 m.

Para lograr esta elevación se ocurre analizar los siguientes tipos de soluciones:

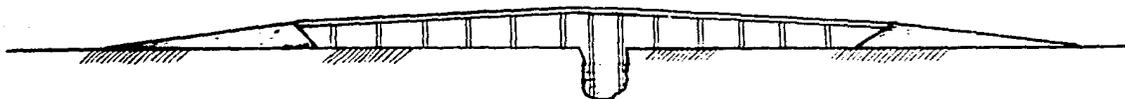
- 1.- Construcción de terraplenes desde las orillas del río -- hasta encontrar el terreno natural. Estos terraplenes -- de acceso deberán tener una altura suficiente para poder mediante un puente, lograr la elevación requerida. La pendiente máxima, que se podrá fijar para los accesos a este puente elevado, no podrá ser mayor de 10%, -- dadas las características del camino y las especificaciones vigentes.

Esta solución implica la construc-- ción de altos terraplenes, de los cuales se debe garantizar no sólo la e-- tabilidad de estos taludes sino que el terreno sobre el cual gravita tenga la suficiente -- capacidad para soportarlos y los hundimientos produci-

dos por estos terraplenes sean admisibles atendiendo al tipo de obra.



- 2.- Si una vez calculada la alternativa número uno se encuentra que el terreno no tiene la suficiente capacidad de carga como para soportar dichos terraplenes, o los hundimientos producidos por estos son inadmisibles se puede pensar en una solución mixta: esto es, reducir los terraplenes de altura y con ello de peso en forma de irlos alejando de las orillas del río hasta que los esfuerzos producidos en el terreno por el terraplén que resulte, sean admisibles por la capacidad de carga del mismo y continuar el cruce valiéndose de un viaducto que una ambos extremos de los terraplenes.



En este caso la pendiente sería 4 % dado que es la máxima que por especificaciones se admite para viaducto.

- 3.- Una vez visualizado el problema de que el terreno tuviera poca capacidad de carga y por lo tanto los terraplenes que admitiese fueran mínimos, se podría pensar en someter al terreno natural a algún proceso que aumentara

su capacidad de carga y así fuera capaz de soportar el terraplen en parte ó en su totalidad.

Podría también pensarse en caso de que el terreno no tuviera la capacidad requerida, en aligerar el terraplen mediante el uso de cajones huecos ó tubos ó algún material de bajo peso volumétrico.

Se tiene en cuenta que este tipo de soluciones implica una elevación considerable de costo que convierte a esta alternativa en antieconómica y sólo se justificaría si fuese la única forma de solucionar el problema y si la importancia de la obra lo justificara.

- 4.- Otra solución que se propone al problema, es la construcción de un viaducto que libre el río a la elevación requerida.

Este viaducto de estructura metálica o de concreto estaría cimentado sobre zapatas aisladas desplantadas a una profundidad tal, que el terreno fuera capaz de soportarlas establemente. En este caso, la capacidad de carga del terreno no es un problema tan crítico como en el caso de proponer terraplen, dado que las pilas de apoyo estarían desplantadas a cierta profundidad en la cual la resistencia del terreno sería mayor que la que tiene en la superficie.

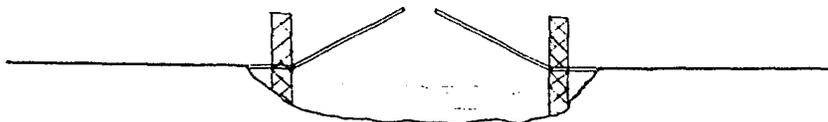
En esta solución debe considerarse que la pendiente en el viaducto no podrá ser mayor que 4% - atendiendo al tipo de obra y con ello su desarrollo será mucho mayor al logrado si fuera posible utilizar terraplenes.

4%

4%



- 5.- Otra solución aunque poco usual en México en nuestros días, sería la construcción de un puente levadizo el cual evitaría la construcción de viaductos y terraplenes.



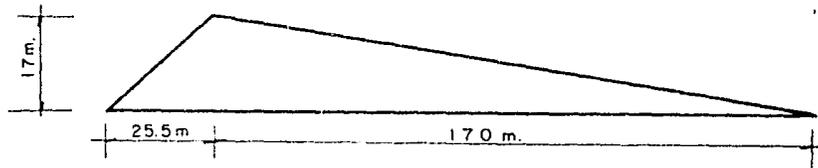
Como el claro del puente son aproximadamente 90 m. , la estructura que se levantaría sería de 45m. a cada lado, lo cual resultaría muy costoso y complicado en su construcción ; mantenimiento y operación, esto no se justificaría dado el tipo de camino, tránsito e importancia actual de la región; y con el tiempo, una vez que se incrementa el tránsito tanto carretero como fluvial estos se verían interferidos entre si al tenerse que operar el mecanismo con frecuencia y sería un cuello de botella para ambas vías de comunicación

- 6.- Se ocurre otra solución al problema, consistente en combinar en el cruce, viaducto con puente elevadizo, dejando de este último un claro de 15m. ; tomando en cuenta que es la distancia requerida para que una embarcación de las que por ahí navegan libre con toda seguridad (dato proporcionado por la capitania del puerto en Palizda Camp.) Esta solución implica gastos de mantenimiento y un gasto de operación constante, aunque suprime los consernientes a la construcción del terraplen y disminuye los gastos de viaducto relativos a pilas y a longitud de este. Esta alternativa como la anteriormente propuesta tienen las desventajas de entorpecer el tránsito en ambas vías de comunicación así como gastos constantes de mantenimiento y operación por lo que se deshechan para este caso y solo se analizara la posibilidad de terraplen, viaducto y terraplen combinado con este en la forma más económica compatible con la resistencia del terreno.

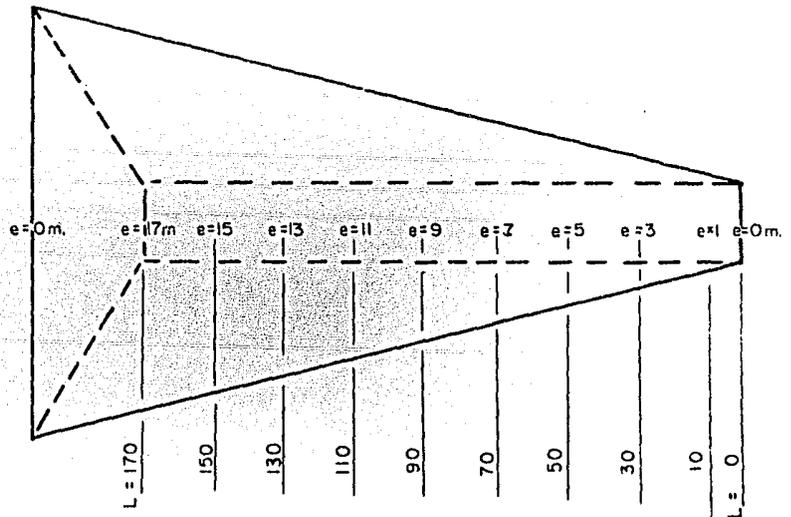
Para la acertada elección de las alternativas antes mencionadas habrá que analizar conjuntamente el aspecto técnico con el costo de la obra en proyecto y solo así se podrá elegir en forma acertada la alternativa más conveniente para solucionar el problema; aun sin ahondar en el aspecto económico dado que no es este el objetivo principal de esta tesis y solo requerimos una estimación estimada del costo del proyecto.

Por lo tanto como primer paso se hará una comparación de costos entre la solución a base de terraplenes de accesos y la solución consistente en un solo viaducto sin terraplenes de acceso

- a) Solución con terraplenes de acceso desde las margenes del río hasta encontrar el terreno natural



Calculo del volumen del terraplén necesario para lograr una altura de 17 m . con una pendiente del 10 % con inclinación de taludes de 1.5 : 1

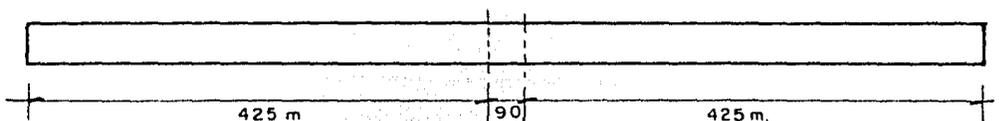


Espesor (m.)	Area (m^2)	d/2 (m)	d (m)	A1 + A2 (m^2)	Volumen (m^3)
0	0				
1	11.5	5	10	11.5	57.5
3	43.5	10	20	55.0	550.0
5	87.5	10	20	131.0	1310.0
7	143.5	10	20	231.0	2310.0
9	211.5	10	20	355.0	3550.0
11	291.5	10	20	503.0	5030.0
13	384.5	10	20	676.0	6760.0
15	487.5	10	20	872.0	8720.0
17	605.0	10	20	1092.5	10925.0
0	0	12.75	25.5	605.0	7700.0
			195.5		46912.5 m^3

$$\text{Volumen Total} = 46912.5 \times 2 = 93825.0 \text{ m}^3$$

Tomando en cuenta el precio obtenido en la Dirección General de Proyectos y Laboratorios de la S.O.P de \$10.00 m^3 considerando en este, la extracción, acarreo, colocación y compactación podemos estimar que los terraplenes de accesotendrán un costo aproximado de \$ 938000 precio que compararemos con el del viaducto.

- b) Solución con viaducto de 17 m de alto y una pendiente de 4%. En esta solución el desarrollo de los accesos al cruce tiene una longitud de 425 m. a cada lado



Lo cual significa 850 m . de viaducto y considerando que este tipo de obra tiene un costo aproximado de \$18000.00 por metro lineal (costo proporcionado por la misma dependencia) podemos estimar que el costo de esta solución sería aproximadamente de \$ 15 300 000.00. Estas estimaciones, obtenidas en forma tan poco precisa nos dan el rango de costo de uno y otro tipo de obra y nos marcan en forma definitiva la conveniencia de usar terraplenes y reducir los viaductos hasta donde sea posible.

En este problema la solución económica sera construir terraplenes tan altos como la capacidad de carga del suelo lo permita y cruzar el río por medio de un viaducto que unira los terraplenes.

CAPITULO 4

ESTUDIOS PARA LA CIMENTACION
DE LA ESTRUCTURA

SONDEOS

PRUEBAS DE LABORATORIO

PERFIL DE SUELOS

DISCUSION DEL TIPO DE CIMENTACION-
DE LA ESTRUCTURA

RECOMENDACIONES FINALES

SONDEOS.-

La necesidad que se tiene de contar con datos seguros y abundantes respecto al suelo que se está tratando para conocer así sus propiedades físicas; hace que la etapa concerniente a exploración y muestreo tenga -- gran importancia dentro de todo proyecto pues los especímenes de suelo obtenidos deben ser los apropiados para las pruebas de laboratorio.

Es indispensable para adquirir una -- información respecto al suelo, efectuar sondeos, estos pueden ser preliminares o definitivos, cada uno con sus métodos propios de muestreo, y complementar esta información con -- pruebas de clasificación tales como granulometría y límites de plasticidad.

Los principales tipos de sondeos -- son:

METODOS EXPLORATORIOS DE CARACTER PRELIMINAR:

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- c) Métodos de lavado.
- d) Método de penetración estándar.
- e) Método de penetración cónica.
- f) Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

METODOS DE SONDEO DEFINITIVO:

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b) Métodos con tubo de pared delgada.
- c) Métodos rotatorios para roca.

METODOS GEOFISICOS:

- a) Sísmico.
- b) De resistencia eléctrica.
- c) Magnético y gravimétrico.

El tipo de sondeos usado en este estudio es el método de penetración estándar por ser éste de los-

que proporcionan mejores resultados en la práctica y se obtiene más información descriptiva.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos (característica fundamental en su comportamiento mecánico).

En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea en forma tosca de la resistencia a la compresión simple; además el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

La prueba consiste a grandes rasgos en medir el número de golpes necesarios para que el penetrómetro estandar avance 30 cm. dentro del terreno (usando un martinete guiado de 63.5 kg. que cae desde una altura de 76 cm.)

Los resultados de esta prueba se grafican; siendo las abscisas el número de golpes y como ordenadas la profundidad; en este estudio, estas pruebas se presentan en el perfil de suelos, en donde también se puede apreciar la variación del N.A.F. que oscila de 0.60 a 3.70 m. de profundidad.

El número de sondeos necesarios es obvio que depende de la magnitud e importancia de la obra a ejecutar, así como de sus requerimientos de seguridad.

Los sondeos presentados a continuación, consisten en: dos sobre el cauce; cinco en la margen derecha, espaciados aproximadamente 50 m. uno de otro y cubren 201.5 m.; en la margen izquierda están cubiertos 197.3 m. con 5 sondeos espaciados también aproximadamente 50 m.; estos sondeos están realizados hasta una profundidad de 19 m. en el cauce y de 22 a 31 m. en las margenes.

REGISTRO DEL SONDEO

UBICACION Km. 48 + 297.40		SONDEO N° S-1				
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
0.00	Arcilla color negro y arena fina cafe.	1	0.00	0.60	11	20
0.60	Arena color cafe limosa muy fina.	2	0.60	1.20	8	16
1.20	Arcilla limosa color cafe.	3	1.20	1.80	6	20
1.80	Limo arenoso color cafe.	4	1.80	2.40	2	20
2.40	Limo arcilloso color cafe.	5	2.40	3.00	1	17
		6	3.00	3.60	4	20
		7	3.60	4.20	3	20
4.20	Limo arcilloso color gris obscuro.	8	4.20	4.80	4	26
4.80	Limo color gris con mica.	9	4.80	5.40	2	25
		10	5.40	6.00	3	27
		11	6.00	6.60	6	28
		12	6.60	7.20	4	24
		13	7.20	7.80	5	26
		14	7.80	8.40	4	25
8.40	Arcilla color gris y vetas cafe.	15	8.40	9.00	11	22
9.00	Arcilla color cafe.	16	9.00	9.60	23	20
9.60	Arcilla color gris con gravillas aisladas de tamaño aprox. 1 cm.	17	9.60	10.20	32	24
10.20	Arcilla color cafe y gris.	18	10.20	10.80	22	25
10.80						

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
11,40	Arcilla color gris y cafe con vetas rojizas.	19	10,80	11,40	17	21
12,00	Arcilla color cafe y vetas rojizas.	20	11,40	12,00	24	29
12,60	Arcilla color gris claro.	21	12,00	12,60	21	30
13,20	Arcilla color gris y vetas color cafe.	22	12,60	13,20	19	21
13,80	Arcilla color cafe y gris con arena fina.	23	13,20	13,80	25	27
14,40	limo arcilloso color cafe.	24	13,80	14,40	31	22
15,00	Arena fina cafe poco arcillosa.	25	14,40	15,00	29	28
15,60	Arena fina color cafe.	26	15,00	15,60	46	30
16,20	Arena muy fina color cafe.	27	15,60	16,20	14	20
16,80	Arena muy fina color cafe.	28	16,20	16,80	27	27
17,40	Arena muy fina y mica, en Zapata arcilla cafe y gris con grumos.	29	16,80	17,40	44	25
18,00	Arcilla color gris y cafe.	30	17,40	18,00	35	28
	Arcilla color cafe.	31	18,00	18,60	42	30
		32	18,60	19,20	43	25
19,80		33	19,20	19,80	37	25

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
20.40	Arcilla color gris y cafe.	34	19.80	20.40	39	27
21.00	Arcilla color cafe y gris.	35	20.40	21.00	37	30
21.60	Arcilla color cafe con grumos duros.	36	21.00	21.60	38	20
22.20	Arcilla color gris claro y cafe.	37	21.60	22.20	36	15
	Arcilla color cafe y gris.	38	22.20	22.80	35	23
23.40		39	22.80	23.40	38	25
24.00	Arcilla cafe con grumos duros.	40	23.40	24.00	49	30
24.60	Arcilla color cafe y gris.	41	24.00	24.60	49	22
	Arcilla color cafe.	42	24.60	25.20	49	15
		43	25.20	25.80	47	15

REGISTRO DEL SONDEO

UBICACION Km. 48+195.90		SONDEO N° S-1A				
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30cm DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
0.00	Arcilla color negro.	1	0.00	0.60	15	20
0.60	Arcilla color cafe.	2	0.60	1.20	21	20
1.20	Arcilla color cafe con poca arena.	3	1.20	1.80	25	18
1.80	Arcilla color cafe con grumos duros.	4	1.80	2.40	9	13
2.40	Cara superior e inferior arcilla cafe.	5	2.40	2.90	--	50 #
2.90	Arcilla color cafe y vetas negras.	6	2.90	3.50	11	25
3.50	Arcilla color cafe.	7	3.50	4.10	9	30
		8	4.10	4.55	--	-- #
		9	4.55	5.15	18	20
		10	5.15	5.75	17	19
6.35			5.75	6.35	30	30
6.35	Arcilla color cafe y gris claro.	11	6.35	6.95	17	30
6.95	Arcilla color gris claro.	12	6.95	7.55	20	24
		13	7.55	8.15	17	30
		14	8.15	8.75	18	24
8.75	Arcilla color gris claro y cafe.	15	8.75	9.35	19	30
		16	9.35	9.95	18	30
		17	9.95	10.55	25	28
10.55	Arcilla color gris.	18	10.55	11.15	24	28
11.15						

Obtenida en tubo de 4" a presión.

#' Tubo de 4", no recuperó.

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
11.75	Arcilla color cafe.	19	11.15	11.75	19	30
12.35	Arcilla color gris claro.	20	11.75	12.35	23	28
	Arcilla color cafe y gris claro.	21	12.35	12.95	31	24
13.55		22	12.95	13.55	21	30
	Arcilla con arena muy fina color cafe.	23	13.55	14.15	37	24
14.15	Arena muy fina color cafe con poca arcilla.	24	14.15	14.75	26	25
		25	14.75	15.35	29	--
15.35	Arena muy fina arcillosa color gris claro.	26	15.35	15.95	39	29
15.95	Arena muy fina arcillosa color cafe.	27	15.95	16.55	19	19
16.55	Arena fina color cafe.	28	16.55	17.15	49	30
17.15	Arena fina arcillosa y en zapata arcilla color cafe.	29	17.15	17.75	45	20
17.75	Arcilla color gris claro y cafe.	30	17.75	18.35	35	30
18.35	Arcilla color cafe.	31	18.35	18.95	49	22
18.95	Arcilla color gris claro y cafe.	32	18.95	19.55	34	30
20.15		33	19.55	20.15	40	28

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30cm DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
20.75	Arcilla color cafe y gris.	34	20.15	20.75	36	22
	Arcilla color cafe con grumos duros.	35	20.75	21.35	35	30
21.85		36	21.35	21.85	--	-- #
	Arcilla color cafe y gris claro.	37	21.85	22.45	38	22
22.95		38	22.45	22.95	--	-- #
	Arcilla color cafe y con grumos duros.	39	22.95	23.55	49	20
24.05		40	23.55	24.05	--	-- #
	Arcilla color cafe.	41	24.05	24.65	42	30
25.15		42	24.65	25.15	--	-- #
	Arcilla color cafe con grumos duros.	43	25.15	25.75	38	20

Perforado con trépano y chiflon.

REGISTRO DEL SONDEO

UBICACION Km. 48+248.60		SONDEO Nº 1-B				
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
0.00	Arcilla color cafe.	1	0.00	0.60	15	16
		2	0.60	1.20	20	14
		3	1.20	1.80	25	22
		4	1.80	2.40	17	24
		5	2.40	3.00	17	23
3.00	Arcilla color negro y cafe.	6	3.00	3.60	12	24
3.60	Cara superior e inferior arcilla cafe.	7	3.60	4.15	--	53 #
4.15	Arcilla color negro y cafe.	8	4.15	4.75	14	23
4.75	Arcilla color cafe.	9	4.75	5.35	17	30
		10	5.35	5.95	13	18
5.95	Cara superior e inferior arcilla color gris y cafe.	11	5.95	6.45	--	50 #
6.45	Arcilla color cafe y gris claro.	12	6.45	7.05	18	20
		13	7.05	7.65	19	28
7.65	Arcilla color gris claro.	14	7.65	8.25	22	23
8.25	Arcilla color cafe con grumos.	15	8.25	8.85	19	30
		16	8.85	9.45	21	17
9.45	Arcilla color cafe.	17	9.45	10.05	19	30
		18	10.05	10.65	21	16
		19	10.65	11.25	19	17

Ohtenido en tubo de 4", a presión.

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
11.25	Arcilla color gris y vetas rojizas.	20	11.25	11.85	22	24
11.85	Arcilla color gris claro y cafe.	21	11.85	12.45	26	26
12.45	Arcilla color cafe.	22	12.45	13.05	26	25
13.05	Arcilla color cafe con lente de arena gruesa rojiza.	23	13.05	13.65	21	20
13.65	Arena muy fina arcillosa color cafe y gris con mica.	24	13.65	14.25	22	20
14.25	Arena muy fina color cafe con poca arcilla.	25	14.25	14.85	21	20
		26	14.85	15.45	21	26
15.45	Arena fina color cafe.	27	15.45	16.05	25	28
16.05	Arena fina cafe con lente de caliza.	28	16.05	16.65	24	27
16.65	Arena fina color cafe.	29	16.65	17.25	24	27
17.25	Arena muy fina color cafe y gris con mica.	30	17.25	17.85	23	27
		31	17.85	18.45	25	27
18.45	Arena muy fina con poca arcilla cafe.	32	18.45	19.05	25	27
19.05	Arena muy fina arcillosa cafe y gris claro.	33	19.05	19.65	27	27

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
19.55	Arcilla cafe y vetas color gris.	34	19.65	20.25	34	14
20.05	Arcilla color cafe.	35	20.25	20.85	35	14
20.45	Arcilla color cafe y gris.	36	20.85	21.45	36	14
		37	21.45	22.05	37	24
		38	22.05	22.65	38	24
22.65	Arcilla color cafe.	39	22.65	23.25	38	30
23.25	Arcilla color cafe con grumos duros.	40	23.25	23.85	49	28
23.85	Arcilla color cafe.	41	23.85	24.45	48	22
		42	24.45	25.05	46	14

REGISTRO DEL SONDEO

UBICACION Km. 48+095.50		SONDEO N° 1-C				
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
0.00	Arcilla limosa color cafe, cara superior e inferior.	1	0.00	0.60	10	11
		2	0.60	1.20	6	17
		3	1.20	1.80	17	15
		4	1.80	2.40	6	25
		5	2.40	2.75	--	25 #
		6	2.75	3.35	14	18
3.35	Arcilla color negro.	7	3.35	3.95	4	30
3.95	Cara superior arcilla color cafe, cara inf. arcilla cafe con arena fina.	8	3.95	4.50	--	50 #
4.50	Arena fina limosa color gris y arcilla limosa color cafe.	9	4.50	5.10	12	30
5.10	Arena fina color gris.	10	5.10	5.70	17	30
		11	5.70	6.30	21	30
		12	6.30	6.90	33	30
		13	6.90	7.50	37	30
		14	7.50	8.10	23	30
		15	8.10	8.70	28	30
8.70	Arena fina color gris y en zapata arcilla color gris.	16	8.70	9.30	27	30
9.30	Arcilla color cafe y gris.	17	9.30	9.90	19	22
10.50	Arcilla color cafe y en zapata mate-	18	9.90	10.50	25	-- #1

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
11.10	rial calizo con grumos duros.	19	10.50	11.10	27	30
11.70	Arcilla color cafe y gris, y lente de caliza con grumos duros.	20	11.10	11.70	28	20
12.30	Arcilla color cafe y gris.	21	11.70	12.30	27	16
12.90	Arcilla cafe con arena muy fina.	22	12.30	12.90	29	20
13.50	Arena muy fina poco arcillosa color cafe.	23	12.90	13.50	28	30
14.10	Arena fina color cafe con gravillas angulosas de 2 cm.	24	13.50	14.10	49	30
14.70	Arena fina color cafe.	25	14.10	14.70	48	30
15.30	Arena fina cafe y en zapata arcilla gris caliza con grumos duros.	26	14.70	15.30	49	-- #'
15.90	Arena fina cafe y grumos duros de material calizo.	27	15.30	15.90	49	30
16.50	Arena fina color cafe.	28	15.90	16.50	48	22
17.70	Arena fina color cafe con grumos duros y en zapata arcilla color cafe.	29	16.50	17.10	49	30
		30	17.10	17.70	49	30
		31	17.70	18.30	45	30

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
18,30	Arcilla cafe con vetas grises.	32	18,30	18,90	43	23
19,50	Arcilla color cafe.	33	18,90	19,50	36	30
20,10	Arcilla color cafe con vetas grises.	34	19,50	20,10	35	23
20,70	Arcilla color cafe.	35	20,10	20,70	37	30
21,30	Arcilla color gris y cafe.	36	20,70	21,30	36	20
21,90	Arcilla color cafe.	37	21,30	21,90	37	24
	Arcilla color cafe.	38	21,90	22,50	38	22

Obtenida con tubo de 4" a presión.

Muestra de lavado no recuperado.

REGISTRO DEL SONDEO

UBICACION Km. 48+322.68		SONDEO Nº 5-2				
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
0.00	Arena muy fina limosa color gris.	1	0.00	0.60	1	30
0.60	Arena fina color gris.	2	0.60	1.20	4	#
1.20	Arena fina color gris y en zapata arcilla color gris.	3	1.20	1.80	3	30
1.80	Arcilla color gris claro y vetas amarillas.	4	1.80	2.40	8	30
2.40	Arcilla color cafe con vetas de material calizo.	5	2.40	3.00	11	30
3.00	Arcilla arenosa color cafe.	6	3.00	3.60	17	30
3.60	Arcilla arenosa color cafe con vetas color gris.	7	3.60	4.20	21	30
4.20	Arena fina limosa con mica color gris y cafe.	8	4.20	4.80	20	30
		9	4.80	5.40	27	30
5.40	Arena color cafe.	10	5.40	6.00	45	30
		11	6.00	6.60	47	30
6.60	Arena con mica color cafe y en zapata arcilla color cafe.	12	6.60	7.20	42	30
7.20	Arcilla color cafe.	13	7.20	7.80	45	30

No recuperó muestra de lavado.
 Los cadenamientos de los sondeos tienen origen en el entronque y la elevaciones estan referidas a el banco del estudio topohidráulico.

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
7.80	Arcilla limosa color cafe.	14	7.80	8.40	25	30
		15	8.40	9.00	45	30
9.00	Arcilla cafe y gris.	16	9.00	9.60	22	30
9.60		17	9.60	10.20	37	30
	Arcilla color cafe.	18	10.20	10.80	24	30
		19	10.80	11.40	34	24
		20	11.40	12.00	23	26
		21	12.00	12.60	35	30
		22	12.60	13.20	45	30
13.20		Arcilla color cafe con prumos resis- tentes de la misma arcilla.	23	13.20	13.80	49
13.80	Arcilla color cafe y gris.	24	13.80	14.40	48	30
		25	14.40	15.00	49	16
		26	15.00	15.60	49	30
		27	15.60	16.00	50/25	25
		28	16.00	16.60	48	20
		29	16.60	17.20	44	30
		30	17.20	17.80	39	22
17.80		Arcilla cafe y vetas color rojizo.	31	17.80	18.40	39
		32	18.40	19.00	42	29

REGISTRO DEL SONDEO

UBICACION Km. 48+359.30		SONDEO N° S-3				
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
0.00	Arcilla color gris claro con vetas color cafe y rojizas.	1	0.00	0.60	8	30
0.60	Arcilla color gris claro y vetas color cafe.	2	0.60	1.20	10	24
1.20	Arcilla color gris claro y cafe.	3	1.20	1.80	12	30
		4	1.80	2.40	16	30
2.40	Arcilla arenosa color gris y cafe.	5	2.40	3.00	19	24
3.00	Arcilla arenosa color cafe.	6	3.00	3.60	20	24
3.60	Arena con poca arcilla color cafe.	7	3.60	4.20	30	30
4.20	Arena color cafe.	8	4.30	4.80	24	30
		9	4.80	5.40	49	30
		10	5.40	6.00	48	30
		11	6.00	6.60	49	29
6.60	Arena color cafe y en zapata arcilla color gris claro y cafe.	12	6.60	7.20	40	30
7.20	Arcilla arenosa color cafe.	13	7.20	7.80	48	30
		14	7.80	8.40	34	15
8.40	Arcilla color gris y cafe.	15	8.40	9.00	32	30
		16	9.00	9.60	32	30
9.60	Arcilla arenosa color cafe.	17	9.60	10.20	20	30

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
10.20	Arcilla color cafe y gris.	18	10.20	10.80	32	30
10.80	Arcilla color gris claro y cafe.	19	10.80	11.40	29	30
		20	11.40	12.00	27	30
		21	12.00	12.60	38	25
		22	12.60	13.20	37	30
13.20	Arcilla color cafe y gris.	23	13.20	13.80	49	25
		24	13.80	14.30	--	-- #
		25	14.30	14.90	39	28
		26	14.90	15.40	--	-- #
		27	15.40	16.00	40	24
		28	16.00	16.50	--	-- #
16.50	Arcilla color cafe con vetas rojizas.	29	16.50	17.10	38	30
		30	17.10	17.60	--	-- #
17.60	Arcilla color cafe con grumos de la misma.	31	17.60	18.20	49	20
18.20	Arcilla color cafe con grumos de la misma.	32	18.20	18.70	--	-- #
		33	18.70	19.30	48	21

Perforado con trépano y chiflón.

REGISTRO DEL SONDEO

UBICACION Km. 48+384.40		SONDEO N° S-4				
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
0.00	Arcilla color cafe obscuro.	1	0.00	0.60	8	23
		2	0.60	1.20	23	14
1.20	Arcilla limosa color cafe.	3	1.20	1.80	14	30
		4	1.80	2.40	14	20
		5	2.40	3.00	15	30
3.00	Arcilla color negro y vetas blancas.	6	3.00	3.60	18	27
3.60	Arcilla color negro y vetas cafe.	7	3.60	4.20	8	25
4.20	Arcilla color negro.	8	4.20	4.80	6	28
4.80	Arcilla color gris claro.	9	4.80	5.40	6	30
5.40	Arcilla color cafe y vetas blancas.	10	5.40	6.00	13	20
6.00	Arcilla color cafe.	11	6.00	6.60	10	18
6.60	Arcilla color gris claro y cafe.	12	6.60	7.20	15	23
7.20	Arcilla color cafe y gris.	13	7.20	7.80	7	30
7.80	Arcilla color gris claro y cafe.	14	7.80	8.40	12	30
8.40	Arcilla color cafe.	15	8.40	9.00	15	30
9.00	Arcilla color cafe y gris.	16	9.00	9.60	21	19
9.60						

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30 cm DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
	Arcilla color gris y cafe.	17	9.60	10.20	22	28
		18	10.20	10.80	16	23
		19	10.80	11.40	16	20
11.40	Arcilla color gris.	20	11.40	12.00	15	20
12.00		Arcilla color cafe y gris.	21	12.00	12.60	20
13.20		22	12.60	13.20	15	28
		23	13.20	13.80	38	27
13.80	Arena fina con arcilla cafe y mica.	24	13.80	14.40	24	28
15.00	Arena color cafe.	25	14.40	15.00	21	30
		26	15.00	15.60	38	30
16.20		27	15.60	16.20	49	20
		28	16.20	16.80	27	30
16.80	Arcilla color blanco con grumos y vetas color cafe.	29	16.80	17.40	36	15
17.40	Arcilla color cafe.	30	17.40	18.00	39	30
		31	18.00	18.60	45	28
		32	18.60	19.10	--	-- #
19.10	Arcilla color cafe.	33	19.10	19.70	37	25
		34	19.70	20.20	--	-- #
		35	20.20	20.80	36	18
		36	20.80	21.30	--	-- #
21.30						

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
22.40	Arcilla color gris y cafe.	37	21.30	21.90	35	??
		38	21.90	22.40	--	-- #
23.50	Arcilla color cafe.	39	22.40	23.00	40	23
		40	23.00	23.50	--	-- #
24.00	Arcilla color gris y cafe.	41	23.50	24.10	48	16
		42	24.10	24.60	--	-- #
	Arcilla con arena muy fina color cafe.	43	24.60	25.20	45	18

Perforado con trépano y chiflón.

REGISTRO DEL SONDEO

UBICACION Km. 48+432.85		SONDEO Nº 4-A				
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
0.00	Arcilla color cafe.	1	0.00	0.60	7	11
0.60	Arcilla color negro y cafe.	2	0.60	1.20	26	19
1.20	Arcilla color cafe.	3	1.20	1.80	36	28
		4	1.60	2.40	19	28
		5	2.40	3.00	13	17
3.00	Cara superior arcilla negra vetada de caliza, cara inferior arcilla color cafe.	6	3.00	3.80	--	78 #
3.80	Arcilla color cafe y vetas negras.	7	3.80	4.40	6	23
4.40	Cara superior arcilla cafe, cara inferior limo arcilloso color cafe.	8	4.40	5.12	--	55 #
5.12	Limo arcilloso color gris.	9	5.12	5.72	7	20
5.72	No hincó más.	-	5.72	5.92	--	-- #1
5.92	Arena fina limosa color gris con mica.	10	5.92	6.52	4	30
		11	6.52	7.12	30	25
7.12	Arena fina poco limosa gris con mica.	12	7.12	7.72	20	30
		13	7.72	8.32	36	28
		14	8.32	8.92	39	28
		15	8.92	9.52	50	28
		16	9.52	10.12	32	-- #11

Obtenida en tubo de 4" a presión.

#1 Tubo de 4", no recuperó.

#11 Muestra de lavado, no recuperó.

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
10.12	Arcilla color cafe y gris.	17	10.12	10.72	22	30
10.72	Arcilla color cafe.	18	10.72	11.32	19	22
11.32	Arcilla color cafe y gris.	19	11.32	11.92	27	30
		20	11.92	12.52	34	36
		21	12.52	13.12	31	30
13.12	Arena fina arcillosa cafe con vetas color gris.	22	13.12	13.72	27	30
13.72	Arena muy fina arcillosa color cafe.	23	13.72	14.32	28	28
14.32	Limo arcilloso cafe y gris, grava a- islada de 1" y en zapata arena fina color gris.	24	14.32	14.92	42	28
14.92	Arena fina color gris.	25	14.92	15.52	44	27
		26	15.52	16.12	49	20
16.12	Arena fina color cafe.	27	16.12	16.72	48	14
		28	16.72	17.32	47	-- #
17.32	Arcilla color cafe y vetas grises.	29	17.32	17.92	48	20
17.92	Arcilla color cafe con grumos duros.	30	17.92	18.52	49	30
18.52	Arcilla color cafe.	31	18.52	19.12	38	20
19.12	Arcilla color cafe y gris.	32	19.12	19.72	38	30

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.	
21.52	Arcilla cafe con grumos duros.	33	19.72	20.32	37	20	
		34	20.32	20.92	38	30	
		35	20.92	21.52	35	28	
		36	21.52	22.12	49	27	
		37	22.12	22.47	50/20	13	
		38	22.47	23.07	50	20	
		39	23.07	23.67	50	30	

REGISTRO DEL SONDEO

UBICACION Km. 48+432.10			SONDEO Nº 4-B			
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
0.00	Limo con arcilla color cafe.	1	0.00	0.60	4	17
		2	0.60	1.20	4	16
		3	1.20	1.80	17	20
1.80	Arcilla color negro y cafe.	4	1.80	2.40	14	17
2.40						
3.30	Cara superior e inferior arcilla color negro.	5	2.40	3.30	--	66 #
4.80	Arcilla color negro con materia orgánica.	6	3.30	3.90	2	23
			3.90	4.80	--	-- #1
5.70	Cara superior e inferior arcilla color negro.	7	4.80	5.70	--	-- #
6.30	Arcilla color gris.	8	5.70	6.30	4	25
6.87	Cara superior arcilla color gris, cara inferior limo arcilloso con arena muy fina color gris.	9	6.30	6.87	--	53
7.47	Limo arcilloso con arena muy fina color gris.	10	6.87	7.47	12	20
		11	7.47	8.07	10	20
		12	8.07	8.67	18	30
		13	8.67	9.27	20	30
		14	9.27	9.87	30	30
15	9.87	10.47	36	30		

Tubo de 4", a presión.

#1 No recuperó, tubo de 4".

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	No. DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
10.47	Arena fina color gris con grumos.	16	10.47	11.07	49	30
		17	11.07	11.67	48	30
11.67	Arcilla color cafe.	18	11.67	12.27	23	20
12.27		19	12.27	12.87	24	30
12.87	Arcilla color cafe con grumos y li- mo con poca arcilla color gris.	20	12.87	13.47	21	25
13.47		21	13.47	14.07	30	23
	Limo con arena muy fina color gris.	22	14.07	14.67	47	30
14.67		23	14.67	15.27	49	26
15.27	Limo con arena muy fina color gris con grumos.	24	15.27	15.87	37	26
15.87		25	15.87	16.47	39	30
16.47	Arcilla color cafe y gris con grumos.	26	16.47	17.07	43	23
17.07		27	17.07	17.67	40	30
17.67	Arcilla cafe y gris con grumos.	28	17.67	18.27	43	20
		29	18.27	18.87	39	27
		30	18.87	19.47	37	24
		31	19.47	20.07	39	22
		32	20.07	20.67	39	21
		Arcilla color cafe.				

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
20.67	Arcilla color cafe y gris.	33	20.67	21.27	38	22
		34	21.27	21.87	40	23
		35	21.87	22.47	39	21
22.47	Arcilla color cafe con grumos.	36	22.47	23.07	44	18

BIBLIOTECA CENTRAL

REGISTRO DEL SONDEO

UBICACION Km. 48+581.70		SONDEO N° 4-D				
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	N° DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
0.00	Arcilla limosa color cafe.	1	0.00	0.60	2	12
		2	0.60	1.20	5	15
1.20	Arcilla limosa color negro.	3	1.20	1.80	6	13
		4	1.80	2.40	3	12
2.40	Limo color negro. Con conchitas.	5	2.40	3.00	2	-- #
		6	3.00	3.60	1	20
5.13	Arcilla color gris.	7	3.60	4.20	1	20
		8	4.20	5.13	2	18
5.73	Arcilla color gris y cafe.	9	5.13	5.73	3	20
6.33	Arcilla color gris.	10	5.73	6.33	8	20
6.93	Arcilla color cafe y gris.	11	6.33	6.93	8	26
		12	6.93	7.53	16	22
8.73	Arcilla color gris y cafe.	13	7.53	8.13	28	18
		14	8.13	8.73	10	30
9.33	Arcilla color cafe y gris.	15	8.73	9.33	17	20
10.53	Arcilla color cafe y gris con grumos suaves.	16	9.33	9.93	11	16
		17	9.93	10.53	15	20
11.13	Arcilla color cafe y gris.	18	10.53	11.13	24	24
		19	11.13	11.73	19	30

REGISTRO DEL SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
12.43		20	11.73	12.33	23	23
		21	12.33	12.93	29	25
13.53	Arcilla color gris y cafe con grumos duros.	22	12.93	13.53	33	18
	Arcilla color cafe y gris, y lente de material calizo.	23	13.53	14.13	19	30
14.13	Arcilla color cafe y gris.	24	14.13	14.73	31	12
14.73	Arcilla color cafe.	25	14.73	15.33	29	25
15.33	Arcilla color cafe con arena muy fina.	26	15.33	15.93	33	30
15.93	Arcilla color gris y cafe.	27	15.93	16.53	27	30
16.53	Arcilla color cafe y gris.	28	16.53	17.13	27	18
17.13	Arcilla color gris y cafe.	29	17.13	17.73	21	20
17.73	Arcilla color cafe con vetas negras.	30	17.73	18.33	21	22
18.33	Arcilla color cafe.	31	18.33	18.93	28	20
		32	18.93	19.53	46	24
19.53	Arcilla color cafe con vetas color gris.	33	19.53	20.13	23	15
20.13						

REGISTRO DE SONDEO

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	MUESTRA	DE	A	Nº DE GOLPES EN 30 cm. DE PENETRACION	LONGITUD RECUPERADA EN cm.
22.53	Arcilla color cafe y gris.	34	20.13	20.73	20	23
		35	20.73	21.33	24	22
		36	21.33	21.93	31	30
		37	21.93	22.53	44	20
23.13	Arcilla color cafe.	38	22.53	23.13	36	20
24.93	Arcilla color cafe y gris.	39	23.13	23.73	37	25
		40	23.73	24.33	38	17
		41	24.33	24.93	36	24
27.33	Arcilla color cafe.	42	24.94	25.53	37	15
		43	25.53	26.13	49	--
		44	26.13	26.73	49	23
		45	26.73	27.33	48	23
		46	27.33	27.75	50/27	27
28.65	Arcilla color cafe y gris.	47	27.75	28.15	50/25	23
		48	28.15	28.65	--	-- #
28.65	Arcilla color cafe.	49	28.65	29.25	40	16
		50	29.25	29.85	39	15
		51	29.85	30.45	40	20

Perforado con trepado y chiflón,
muestra de lavado.

PRUEBAS DE LABORATORIO.-

Las pruebas de laboratorio presentadas en ésta tesis consisten en pruebas relativas a determinar la resistencia del esfuerzo cortante.

Los tipos de pruebas que para este fin se utilizan son:

1.- La prueba de resistencia directa al esfuerzo cortante consiste, en confinar la muestra por dos piedras porosas en el interior del aparato que consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil en el sentido horizontal; mediante este último se aplica fuerza rasante que provoca la falla del espécimen; sobre la parte superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal graduable y es posible mediante extensómetros conocer las deformaciones tanto horizontales como verticales; los resultados de ésta prueba nos dan a conocer los parámetros c y ϕ de resistencia al esfuerzo cortante.

2.- Prueba triaxial lenta: como todas las triaxiales, el espécimen está sometido a presión en tres direcciones ortogonales; los esfuerzos en dos de ellas son iguales y la tercera se varía a voluntad, mediante la aplicación de carga (esfuerzo desviador).

En dirección axial, actúa σ_1 (esfuerzo principal mayor que vale $\sigma_1 = \sigma_3 +$ esfuerzo desviador.- Cabe aclarar que aún siendo un estado de esfuerzo tridimensional, que aparentemente deberían tratarse con la solución general de Mohr se puede simplificar al estado de esfuerzo plano, considerando que dos de los esfuerzos principales son iguales (el menor y el intermedio).

La característica fundamental de la prueba triaxial lenta es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos; esto se realiza permitiendo el drenaje del espécimen hasta lograr completa consolidación y posteriormente es llevado a la falla aplicando carga axial

en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática se reduzca a cero.

3.- Prueba rápida consolidada: en ésta prueba se consolida el espécimen bajo la presión $\sqrt{3}$ (permitiendo drenaje) de manera que esta presión llegue a ser efectiva; esto es que actúa sobre la fase sólida del suelo. En seguida la muestra es llevada a la falla mediante la aplicación de un rápido incremento de carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen; esto se consigue impidiendo el drenaje independientemente de la velocidad de aplicación de la carga.

4.- Prueba triaxial rápida: en esta prueba no se permite consolidación (impidiendo el drenaje); se aplica $\sqrt{3}$ y de inmediato se hace fallar la muestra mediante la aplicación rápida de carga axial.

5.- Prueba de compresión simple: esta prueba no es triaxial los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en el suelo esfuerzos efectivos debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

El tipo de prueba realizada para este estudio, fué la triaxial rápida por ser la más representativa del fenómeno que se llevará a efecto en la obra; esto es, el momento inicial en que el terreno soporta al terraplen, será el más crítico debido a que la consolidación que sufra el terreno y con ello el aumento de capacidad de carga durante la construcción de éste será mínimo y por lo tanto puede considerarse despreciable y asimilar el proceso real al utilizado en la prueba triaxial rápida.

Los resultados de esta prueba, utilizando la solución de Mohr nos ayudan a conocer la c y la ϕ del suelo y con esto podemos clasificarlos como puramente cohesivos, puramente friccionantes y cohesivos y friccionantes.

Esta clasificación tendrá gran importancia

pués además de darnos una idea precisa del suelo de que se trate, nos definirá en forma definitiva la teoría apropiada a usar para calcular la capacidad de carga; punto fundamental para elegir el tipo de cimentación apropiada.

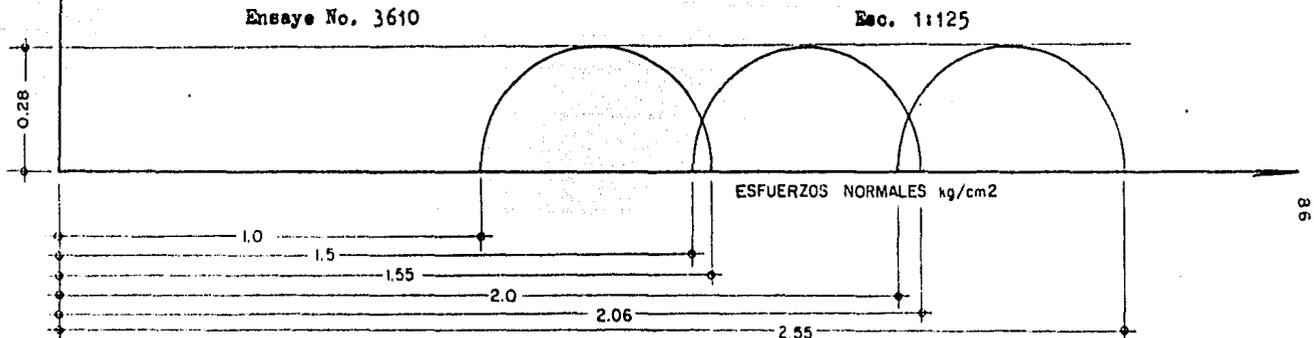
CIRCULOS DE MOHR
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

ESFUERZOS TANGENCIALES kg/cm²

Prueba	e	0%	w%	C	φ
1	3.61	95	130		
2	3.60	95	130		
3	3.20	100	130	2.8	0°
4	3.00	100	134	<u>Ton</u>	
5	3.48	82	109	<u>m²</u>	
6	3.00	93	107		
Prom.	3.32	95	123		

Ubicación: Km. 48+560.00
a 2.60 izq. del eje

Profundidad: de 4.80 m. a
5.70 m.



COMPRESION SIMPLE

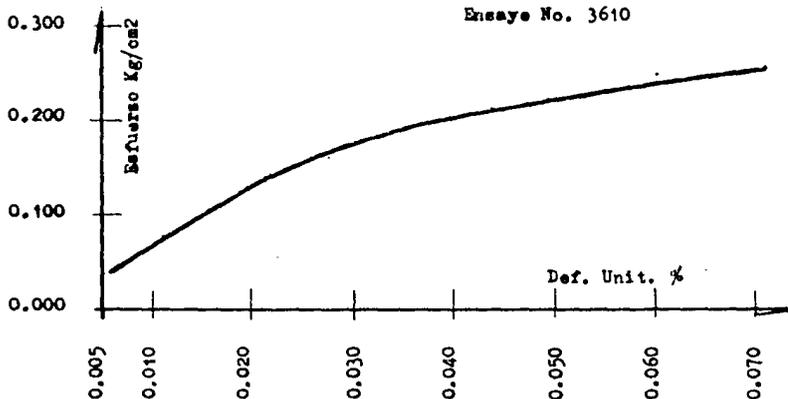
87

Medidas de la muestra:

Ds = 3.60 cm.	As = 10.17 cm ²	W1 = 122.49 gr.
Do = 3.60 cm.	Ac = 10.17 cm ²	Yt = 93.06 cm ³
Di = 3.60 cm.	Ai = 10.17 cm ²	γ _m = 1.34 ton/m ³
Hm = 9.15 cm.	Am = $\frac{As+Ac+Ai}{6} = 10.17$ cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5

Carga	Lectura Micrómetro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm ²	Kg/cm ²
0.4	0.5	0.5	0.0055	0.9945	10.22	0.039
0.8	1.0	1.0	0.0110	0.9890	10.25	0.078
1.1	1.5	1.5	0.0164	0.9836	10.35	0.106
1.5	2.0	2.0	0.0218	0.9782	10.40	0.144
1.7	2.5	2.5	0.0274	0.9726	10.45	0.162
2.0	3.0	3.0	0.0328	0.9672	10.50	0.191
2.1	3.5	3.5	0.0383	0.9617	10.57	0.199
2.3	4.0	4.0	0.0437	0.9563	10.63	0.216
2.4	4.5	4.5	0.0492	0.9508	10.70	0.224
2.5	5.0	5.0	0.0548	0.9452	10.75	0.233
2.7	5.5	5.5	0.0602	0.9398	10.80	0.250
2.7	6.0	6.0	0.0656	0.9344	10.85	0.248
2.8	6.5	6.5	0.0710	0.9290	10.94	0.260



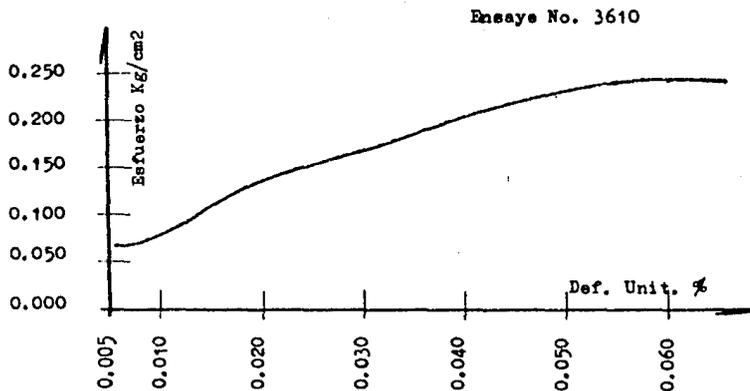
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

Medidas de la muestra:

Da = 3.60	cm.	Aa = 10.22	cm ²	Wt = 121.28	gr.
Dc = 3.60	cm.	Ac = 10.22	cm ²	Vt = 90.00	cm ³
Di = 3.60	cm.	Ai = 10.22	cm ²	$\gamma_m = 1.35$	ton/m ³
Hm = 8.86	cm.	Am = $\frac{Aa+4Ac+Ai}{6}$	= 10.17		cm ²

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3}$ = 0.5 Kg/cm²

Carga	Lectura Micrometro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm,	mm.			cm ²	Kg/cm ²
0.4	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.22	0.039
1.4	1.0	1.0	0.0113	0.9887	10.26	0.136
2.6	2.0	2.0	0.0226	0.9774	10.40	0.250
3.4	3.0	3.0	0.0338	0.9662	10.53	0.324
3.9	4.0	4.0	0.0452	0.9548	10.65	0.366
4.3	5.0	5.0	0.0563	0.9437	10.75	0.400
4.5	5.5	5.5	0.0620	0.9380	10.80	0.420



COMPRESION SIMPLE

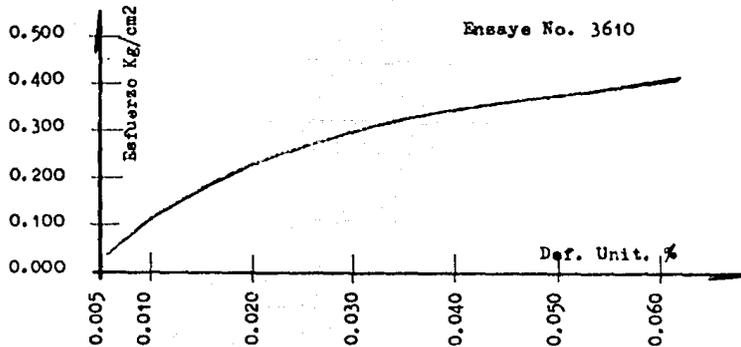
89

Medidas de la muestra:

D _s = 3.60 cm.	A _s = 10.17 cm ²	W _i = 123.22 gr.
D _o = 3.60 cm.	A _c = 10.17 cm ²	V _t = 93.06 cm ³
D _i = 3.60 cm.	A _i = 10.17 cm ²	γ _m = 1.32 ton/m ³
H _m = 9.15 cm.	A _m = $\frac{A_s + A_c + A_i}{6} = 10.17$ cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5

Carga	Lectura Micrometro	Deformación unitaria	Deformación total	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm ²	Kg/cm ²
0.7	0.5	0.5	0.0055	0.9945	10.22	0.068
0.9	1.0	1.0	0.0110	0.9980	10.25	0.088
1.3	1.5	1.5	0.0164	0.9836	10.35	0.126
1.5	2.0	2.0	0.0218	0.9782	10.40	0.144
1.7	2.5	2.5	0.0271	0.9726	10.45	0.163
1.9	3.0	3.0	0.0328	0.9672	10.50	0.181
2.1	3.5	3.5	0.0383	0.9617	10.57	0.199
2.3	4.0	4.0	0.0437	0.9563	10.63	0.216
2.4	4.5	4.5	0.0492	0.9508	10.70	0.224
2.6	5.0	5.0	0.0548	0.9452	10.75	0.242
2.6	5.5	5.5	0.0602	0.9398	10.80	0.241
2.7	6.0	6.0	0.0656	0.9344	10.88	0.240



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

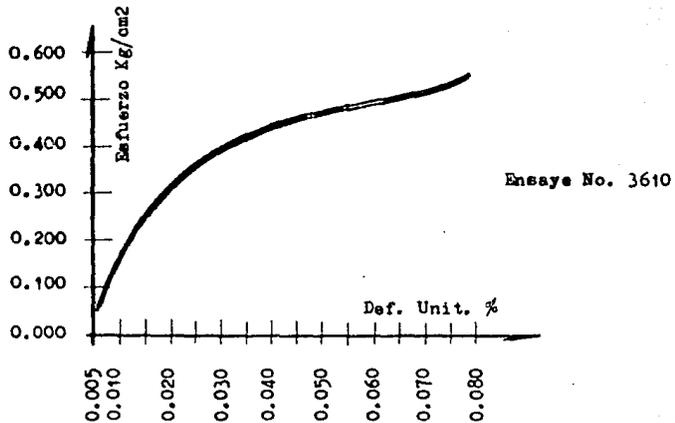
90

Medidas de la muestra:

Ds = 3.60	cm.	As = 10.22	cm2	W1 = 126.28	gr.
Do = 3.60	cm.	Ac = 10.22	cm2	Vt = 92.00	cm3
Di = 3.60	cm.	Ai = 10.22	cm2	$\gamma_m = 1.38$	ton/m3
Hm = 9.10	cm.	Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$	= 10.17		cm2

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3}$ = 1.0 Kg/cm2

Carga	Lectura Micrometro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm2	Kg/cm2
0.6	0.5	0.5	0.0055	0.9945	10.20	0.059
2.0	1.0	1.0	0.0110	0.989	10.24	0.195
3.5	2.0	2.0	0.0220	0.978	10.38	0.338
4.3	3.0	3.0	0.0330	0.967	10.50	0.412
5.0	4.0	4.0	0.0440	0.956	10.64	0.468
5.3	5.0	5.0	0.0550	0.945	10.65	0.439
5.6	6.0	6.0	0.0660	0.934	10.85	0.515
6.0	7.0	7.0	0.0770	0.923	11.00	0.555



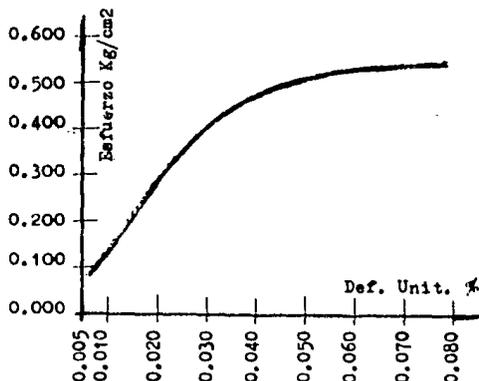
COMPRESIÓN TRIAXIAL RÁPIDA

Medidas de la muestra:

Ds = 3.57 cm.	As = 10.05 cm ²	W1 = 123.10 gr.
Dc = 3.57 cm.	Ac = 10.05 cm ²	Vt = 100.00 cm ³
Di = 3.59 cm.	Ai = 10.18 cm ²	γ _m = 1.23 ton/m ³
Hm = 9.00 cm.	Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$ = 10.01 cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3}$ = 2.0 Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo kg/cm ²
0.8	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.05	0.079
1.6	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.10	0.158
3.3	2.0	2.0	0.0222	0.9780	10.20	0.323
4.5	3.0	3.0	0.0333	0.9673	10.35	0.436
5.2	4.0	4.0	0.0444	0.9562	10.47	0.495
5.4	5.0	5.0	0.0557	0.9443	10.60	0.527
5.8	6.0	6.0	0.0667	0.9333	10.75	0.543
6.0	7.0	7.0	0.0778	0.9222	10.90	0.556



Ensayo No. 3610

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

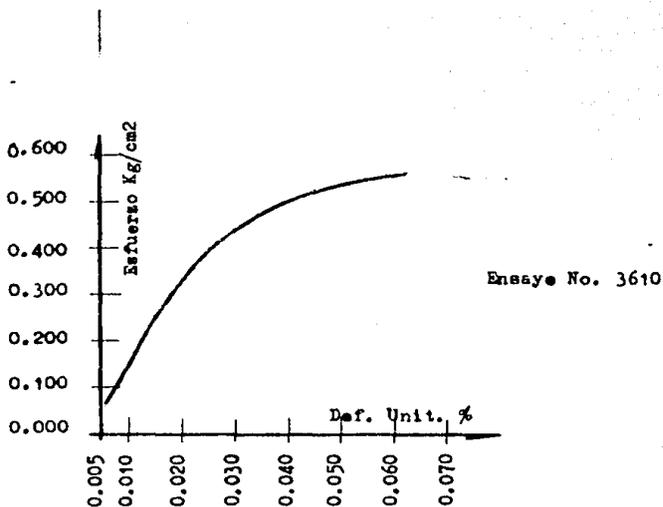
92

Medidas de la muestra:

Da = 3.60 cm.	As = 10.20 cm ²	Wt = 121.63 gr.
Dc = 3.60 cm.	Ac = 10.20 cm ²	Vt = 90.50 cm ³
Di = 3.60 cm.	Ai = 10.20 cm ²	γ _m = 1.34 ton/m ³
Da = 8.90 cm.	Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$ = 10.17 cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3}$ = 1.5 Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.6	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.22	0.0586
1.8	1.0	1.0	0.0112	0.9888	10.25	0.176
3.7	2.0	2.0	0.0224	0.9776	10.40	0.356
5.0	3.0	3.0	0.0338	0.9662	10.54	0.476
5.6	4.0	4.0	0.0449	0.9551	10.63	0.526
6.0	5.0	5.0	0.0562	0.9438	10.78	0.557
6.1	5.5	5.5	0.0620	0.9380	10.80	0.560



CIRCULOS DE MOHR
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

Prueba	•	O%	W%	C	Ø
1	3.75	91	131		
2	5.04	96	185		
3	4.42	97	163	2.8	0°
4	4.58	96	166		
5	4.58	97	170	<u>Ton</u>	
Prom.	4.46	95	163	<u>m²</u>	

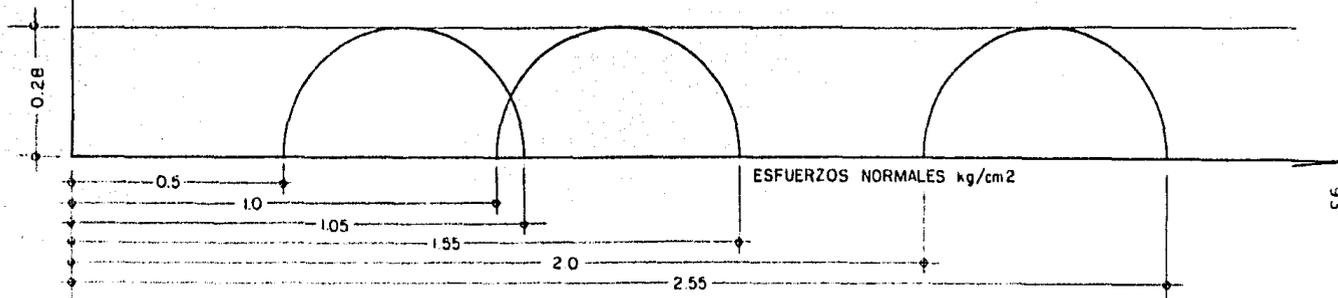
Ubicación: Km. 48+560.00
a 2.60 izq. del eje

Profundidad: de 4.80 m. a
5.70 m.

ESFUERZOS TANGENCIALES kg/cm²

Ensaye No. 3608

Esc. 1:125



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA .

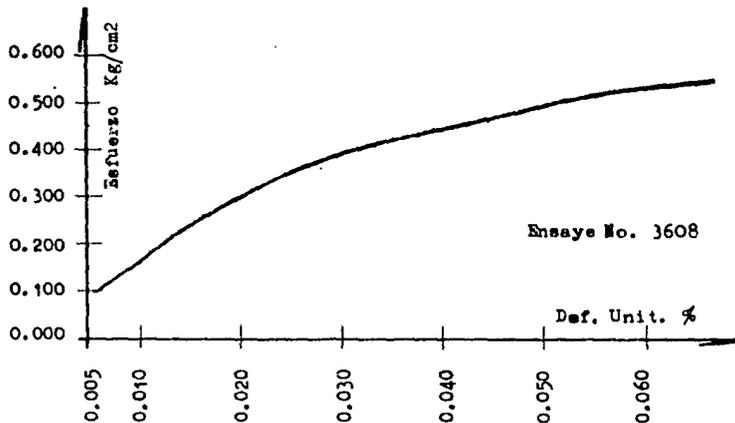
94

Medidas de la muestra:

De = 3.60	cm.	As = 10.17	cm ²	Wi = 115.78	gr.
Do = 3.60	cm.	Ac = 10.17	cm ²	Vt = 91.43	cm ³
Di = 3.60	cm.	Ai = 10.17	cm ²	γm = 1.27	ton/m ³
Hm = 8.99	cm.	Am = $\frac{As+Ac+Ai}{6}$	= 10.17		cm ²

Velocidad de aplicación de la muestra: 0.5 $\sqrt{3}$ = 0.5 Kg/cm²

Carga	Lectura Micrometro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm ²	Kg/cm ²
1.0	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.20	0.098
1.9	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.25	0.186
2.7	1.5	1.5	0.0164	0.9836	10.33	0.262
3.3	2.0	2.0	0.0222	0.9780	10.40	0.317
3.8	2.5	2.5	0.0278	0.9722	10.45	0.363
4.3	3.0	3.0	0.0333	0.9670	10.52	0.409
4.7	3.5	3.5	0.0389	0.9611	10.60	0.444
4.9	4.0	4.0	0.0444	0.9560	10.64	0.460
5.3	4.5	4.5	0.0501	0.9449	10.75	0.494
5.6	5.0	5.0	0.0556	0.9444	10.75	0.522
5.8	5.5	5.5	0.0613	0.9387	10.82	0.536
6.0	6.0	6.0	0.0667	0.9333	10.90	0.555



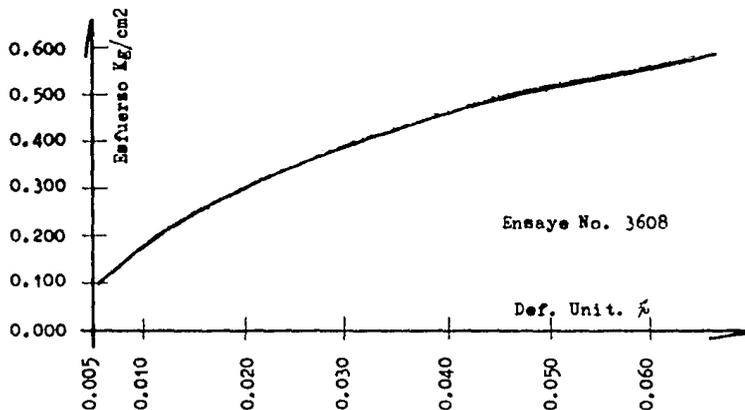
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

Medidas de la muestra:

D_s = 3.60 cm. A_s = 10.17 cm² W_i = 122.30 gr.
 D_c = 3.62 cm. A_c = 10.28 cm² V_t = 92.65 cm³
 D_i = 3.62 cm. A_m = $\frac{A_s + A_c + A_i}{3} = \frac{10.26}{3} \text{ cm}^2$
 H_m = 9.03 cm. A_i = 10.28 cm² $\gamma_m = 1.32 \text{ ton/m}^3$

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3} = \underline{2.0} \text{ Kg/cm}^2$

Carga	Lectura Micrometro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm ²	Kg/cm ²
1.0	0.5	0.5	0.0055	0.9945	10.33	0.097
1.0	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.40	0.192
2.7	1.5	1.5	0.0166	0.9834	10.45	0.258
3.5	2.0	2.0	0.0222	0.9778	10.50	0.334
3.9	2.5	2.5	0.0277	0.9723	10.55	0.381
4.4	3.0	3.0	0.0333	0.9667	10.65	0.413
4.9	3.5	3.5	0.0388	0.9612	10.70	0.459
5.3	4.0	4.0	0.0443	0.9557	10.75	0.449
5.5	4.5	4.5	0.0497	0.9503	10.80	0.509
5.8	5.0	5.0	0.0554	0.9446	10.90	0.534
6.1	5.5	5.5	0.0610	0.9390	10.95	0.559
6.3	6.0	6.0	0.0664	0.9336	11.00	0.590



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

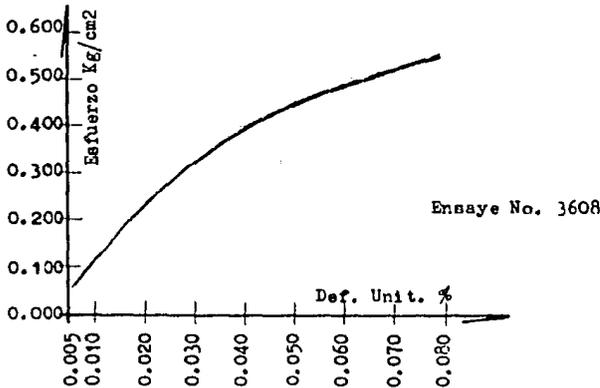
96

Medidas de la muestra:

Dm = 3.58 cm.	As = 10.06 cm ²	Wl = 115.60 gr.
Dc = 3.58 cm.	Ac = 10.06 cm ²	Vt = 90.42 cm ³
Di = 3.60 cm.	Ai = 10.17 cm ²	γm = 1.28 ton/m ³
Hm = 9.97 cm.	Am = $\frac{As + 4Ac + Ai}{6}$ = 10.08 cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3}$ = 1.0 Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.6	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.15	0.059
1.3	1.0	1.0	0.0112	0.9888	10.20	0.128
2.2	1.5	1.5	0.0168	0.9832	10.36	0.213
2.7	2.0	2.0	0.0223	0.9777	10.34	0.262
3.2	2.5	2.5	0.0280	0.9720	10.40	0.307
3.7	3.0	3.0	0.0335	0.9665	10.45	0.353
4.2	3.5	3.5	0.0392	0.9608	10.50	0.400
4.5	4.0	4.0	0.0447	0.9553	10.60	0.425
4.7	4.5	4.5	0.0502	0.9498	10.63	0.443
5.1	5.0	5.0	0.0558	0.9442	10.70	0.476
5.4	5.5	5.5	0.0615	0.9385	10.75	0.503
5.6	6.0	6.0	0.0668	0.9332	10.83	0.517
5.8	6.5	6.5	0.0725	0.9275	10.90	0.533
6.0	7.0	7.0	0.0780	0.9222	10.93	0.550



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

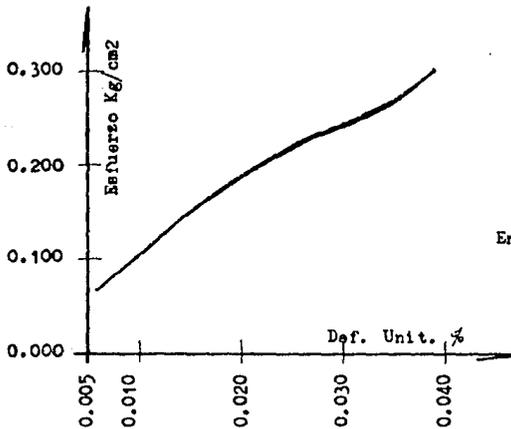
97

Medidas de la muestra:

De = 3.60	cm.	As = 10.17	cm ²	W1 = 114.60	gr.
Do = 3.60	cm.	Ac = 10.17	cm ²	Vt = 91.53	cm ³
Di = 3.60	cm.	Ai = 10.17	cm ²	$\gamma_m = 1.25$	ton/m ³
Hm = 9.00	cm.	Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$	= 10.17	cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3}$ = 0.5 Kg/cm²

Carga	Lectura Micrometro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm ²	Kg/cm ²
0.7	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.20	0.068
1.2	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.25	0.117
1.6	1.5	1.5	0.0166	0.9834	10.33	0.155
2.0	2.0	2.0	0.0222	0.9778	10.40	0.192
2.5	2.5	2.5	0.0280	0.9720	10.45	0.238
2.8	3.0	3.0	0.0333	0.9670	10.52	0.267
3.2	3.5	3.5	0.0389	0.9611	10.60	0.302
3.4	4.0	4.0	0.0444	0.9556	10.64	0.320



Ensayo No. 1608

COMPRESION SIMPLE

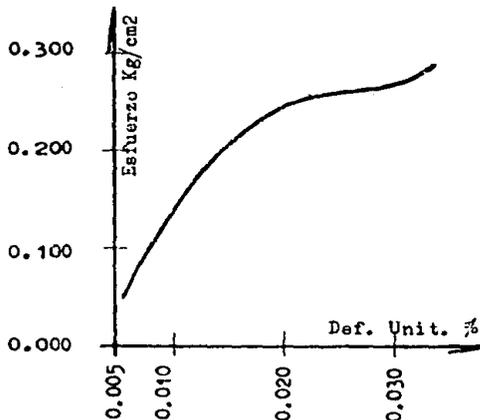
98

Medidas de la muestra:

Ds = 3.60 cm.	As = 10.17 cm ²	Wl = 116.55 gr.
Dc = 3.60 cm.	Ac = 10.17 cm ²	Vt = 91.53 cm ³
Di = 3.60 cm.	Ai = 10.17 cm ²	δm = 1.27 ton/m ³
Hm = 9.00 cm.	Am = $\frac{As+Ac+Ai}{6}$ = 10.17 cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga : 0.5

Carga Kg	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.5	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.20	0.049
1.6	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.25	0.156
2.1	1.5	1.5	0.0166	0.9834	10.33	0.203
2.7	2.0	2.0	0.0222	0.9778	10.44	0.260
2.7	2.5	2.5	0.0280	0.9720	10.45	0.258
3.0	3.0	3.0	0.0333	0.9666	10.52	0.290



Ensayo No. 3608

CIRCULOS DE MOHR
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

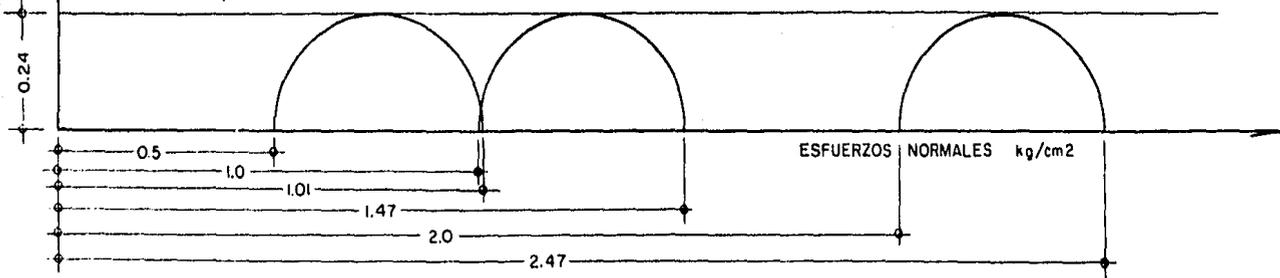
Prueba	σ	σ_3	$\omega\%$	C	ϕ
1	1.13	100	45		
2	1.19	99	45		
3	1.16	100	45	2.4	0°
4	1.38	85	45		
5	1.14	100	45	$\frac{T_{cm}}{m^2}$	
Prom.	1.20	97	45		

Ubicación: Km. 48+506.00
a 7.0 m. izq. del eje
Profundidad: de 9.0m a
9.9 m.

ESFUERZOS TANGENCIALES kg/cm²

Ensaye No. 3597

Esc. 1:125



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

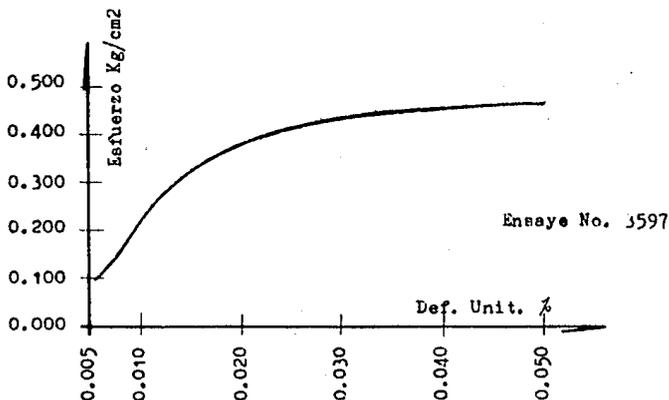
100

Medidas de la muestra:

$D_e = 3.57$ cm. $A_s = 10.01$ cm² $W_i = 159.20$ gr.
 $D_c = 3.59$ cm. $A_c = 10.11$ cm² $V_t = 90.60$ cm³
 $D_i = 3.60$ cm. $A_i = 10.17$ cm² $\gamma_m = 1.77$ ton/m³
 $H_m = 8.97$ cm. $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = 10.10$ cm²

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3} = \underline{1.0}$ Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
1.0	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.15	0.099
2.6	1.0	1.0	0.0112	0.9888	10.20	0.255
3.6	1.5	1.5	0.0168	0.9832	10.36	0.348
4.2	2.0	2.0	0.0223	0.9777	10.34	0.407
4.5	2.5	2.5	0.0280	0.9720	10.40	0.433
4.7	3.0	3.0	0.0335	0.9665	10.45	0.448
4.8	3.5	3.5	0.0392	0.9608	10.50	0.456
4.8	4.0	4.0	0.0447	0.9553	10.60	0.463
5.0	4.5	4.5	0.0502	0.9498	10.63	0.470



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

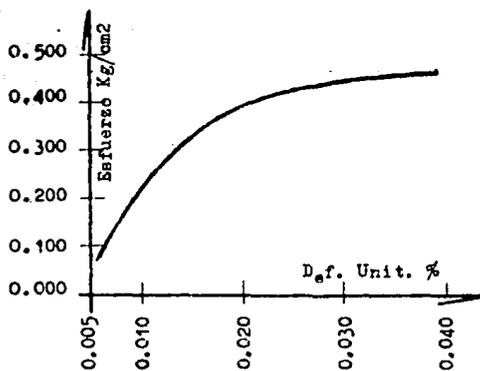
101

Medidas de la Muestra:

Ds = 3.61 cm.	As = 10.23 cm ²	W1 = 162.70 gr.
Dc = 3.61 cm.	Ac = 10.23 cm ²	Vt = 91.98 cm ³
Di = 3.60 cm.	Ai = 10.17 cm ²	$\gamma_m = 1.77$ ton/m ³
Hm = 9.00 cm.	Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6} = 10.22$ cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3} = 2.0$ Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.6	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.30	0.073
2.6	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.38	0.250
3.7	1.5	1.5	0.0166	0.9834	10.43	0.355
4.2	2.0	2.0	0.0222	0.9778	10.48	0.400
4.6	2.5	2.5	0.0280	0.9720	10.53	0.483
4.9	3.0	3.0	0.0333	0.9670	10.58	0.464
5.0	3.5	3.5	0.0389	0.9611	10.63	0.470



Ensayo No. 3597

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

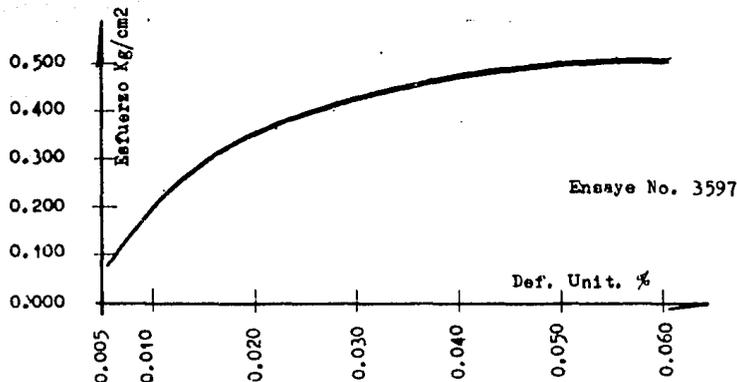
102

Medidas de la muestra:

$D_m = 3.60$ cm. $A_s = 10.17$ cm² $W_i = 162.56$ gr.
 $D_o = 3.60$ cm. $A_c = 10.17$ cm² $V_t = 92.04$ cm³
 $D_i = 3.60$ cm. $A_1 = 10.17$ cm² $\gamma_m = 1.77$ ton/m³
 $H_m = 9.05$ cm. $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_1}{6} = 10.17$ cm²

Velocidad de aplicación de la carga: $\underline{0.5}$ $\sqrt{3} = \underline{0.5}$ Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación Total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.8	0.5	0.5	0.0055	0.9945	10.20	0.078
2.4	1.0	1.0	0.0110	0.9890	10.23	0.234
3.2	1.5	1.5	0.0166	0.0884	10.25	0.313
3.8	2.0	2.0	0.0221	0.9779	10.40	0.365
4.2	2.5	2.5	0.0332	0.9723	10.45	0.402
4.7	3.0	3.0	0.0368	0.9668	10.55	0.446
5.0	3.5	3.5	0.0387	0.9613	10.58	0.473
5.2	4.0	4.0	0.0442	0.9558	10.64	0.487
5.4	4.5	4.5	0.0496	0.9504	10.70	0.505
5.5	5.0	5.0	0.0553	0.9447	10.75	0.512
5.5	5.5	5.5	0.0608	0.9392	10.83	0.510



COMPRESION SIMPLE

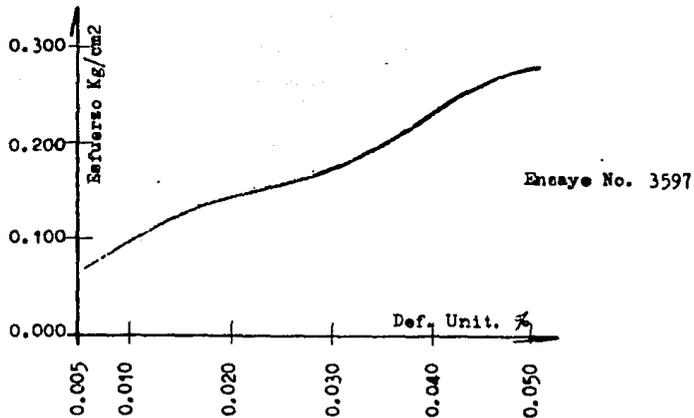
103

Medidas de la Muestra:

$D_e = 3.60$ cm. $A_e = 10.17$ cm² $W_i = 160.03$ gr.
 $D_o = 3.60$ cm. $A_o = 10.17$ cm² $V_t = 91.02$ cm³
 $D_i = 3.60$ cm. $A_i = 10.17$ cm² $\gamma_m = 1.76$ ton/m³
 $H_m = 8.95$ cm. $A_m = \frac{A_e + 4A_o + A_i}{6} = 10.17$ cm²

Velocidad de aplicación de la carga: $\sqrt{0.5}$

Carga Kg.	Lectura micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.7	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.20	0.068
1.0	1.0	1.0	0.0112	0.9888	10.23	0.098
1.4	1.5	1.5	0.0168	0.9832	10.30	0.136
1.6	2.0	2.0	0.0223	0.9777	10.37	0.154
1.8	2.5	2.5	0.0280	0.9720	10.43	0.172
2.0	3.0	3.0	0.0335	0.9665	10.50	0.190
2.4	3.5	3.5	0.0392	0.9608	10.57	0.227
2.8	4.0	4.0	0.0447	0.9553	10.63	0.203
3.0	4.5	4.5	0.0503	0.9497	10.70	0.280



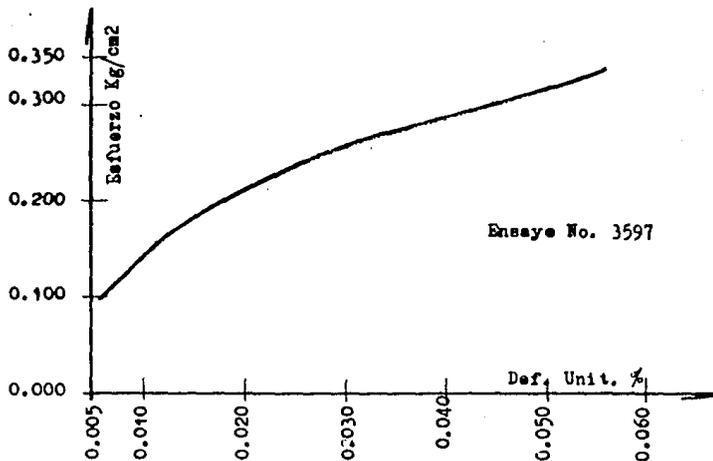
COMPRESION SIMPLE

Medidas de la muestra:

Ds = 3.58 cm.	As = 10.06 cm ²	Wl = 161.80 gr.
Do = 3.58 cm.	Ac = 10.06 cm ²	Vt = 90.22 cm ³
Di = 3.60 cm.	Ai = 10.17 cm ²	γm = 1.79 ton/m ³
Hm = 8.95 cm.	Am = $\frac{As+Ac+Ai}{6}$ = 10.08 cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: $\sqrt{0.5}$

Carga Kg.	Lectura micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
1.0	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.15	0.099
1.6	1.0	1.0	0.0112	0.9888	10.20	0.157
2.0	1.5	1.5	0.0168	0.9832	10.36	0.194
2.2	2.0	2.0	0.0223	0.9777	10.34	0.213
2.6	2.5	2.5	0.0280	0.9720	10.40	0.250
2.8	3.0	3.0	0.0335	0.9665	10.45	0.268
3.0	3.5	3.5	0.0392	0.9608	10.50	0.286
3.2	4.0	4.0	0.0447	0.9553	10.60	0.302
3.4	4.5	4.5	0.0503	0.9497	10.63	0.320
3.6	5.0	5.0	0.0559	0.9441	10.67	0.340



CIRCULOS DE MOHR
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

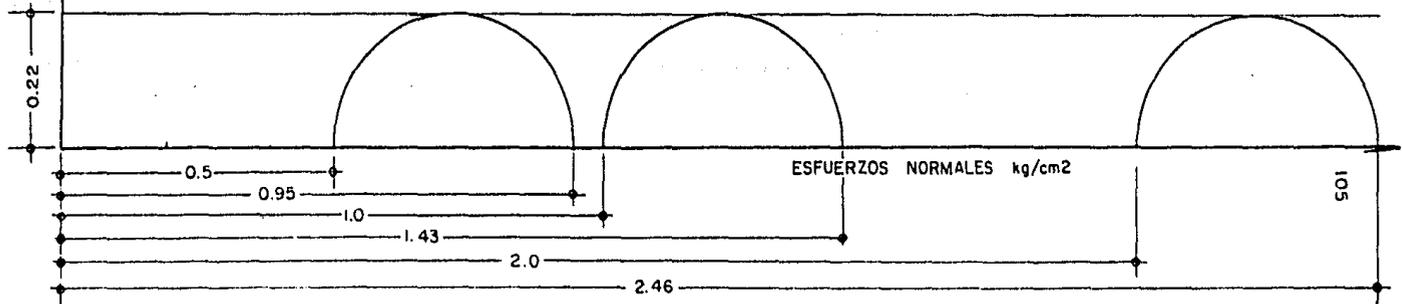
Prueba	e	D%	W%	C	ϕ
1	5.40	97	202		
2	4.58	99	185	2.2	0°
3	5.41	96	198	<u>Tom</u>	
4	3.90	100	156	m2	
Prom.	4.82	97	186		

Ubicación: Km. 48+506.00
a 7 m. izq. del eje

Profundidad: De 6.3 m. a
7.2 m.

Ensayo No. 3594

Esc. 1:100



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

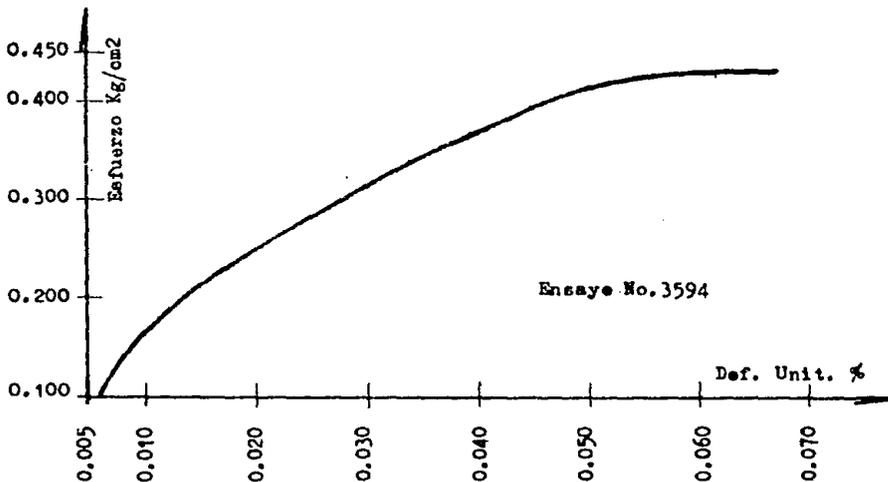
106

Medidas de la muestra:

Ds = 3.55 cm.	As = 9.89 cm ²	Wl = 112.90 gr.
Dc = 3.56 cm.	Ac = 9.95 cm ²	Vt = 88.85 cm ³
Di = 3.57 cm.	Ai = 10.01 cm ²	γm = 1.27 ton/m ³
Hm = 8.93 cm.	Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6} = 9.95$ cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3} = \underline{1.0}$ Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
1.0	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.00	0.100
1.8	1.0	1.0	0.0112	0.9888	10.03	0.180
2.3	1.5	1.5	0.0168	0.9832	10.08	0.228
2.7	2.0	2.0	0.0224	0.9776	10.16	0.266
3.3	2.5	2.5	0.0280	0.9720	10.21	0.323
3.5	3.0	3.0	0.0336	0.9664	10.30	0.340
3.8	3.5	3.5	0.0392	0.9608	10.35	0.368
4.1	4.0	4.0	0.0447	0.9553	10.41	0.394
4.3	4.5	4.5	0.0503	0.9497	10.45	0.412
4.5	5.0	5.0	0.0560	0.9440	10.53	0.428
4.5	5.5	5.5	0.0616	0.9384	10.60	0.425
4.6	6.0	6.0	0.0672	0.9280	10.67	0.430



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

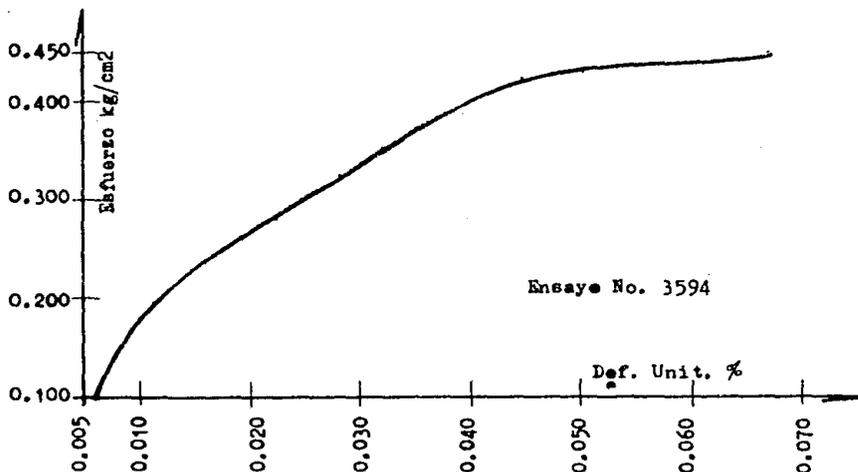
107

Medidas de la muestra:

De = 3.60 cm.	As = 10.17 cm ²	Wi = 112.03 gr.
Do = 3.60 cm.	Ac = 10.17 cm ²	Vt = 91.02 cm ³
Di = 3.60 cm.	Ai = 10.17 cm ²	γ _m = 1.23 ton/m ³
Em = 8.95 cm.	Am = $\frac{As+Ac+Ai}{6}$ = 10.17 cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3}$ = 0.5 Kg/cm²

Carga	Lectura Micrometro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm ²	Kg/cm ²
1.0	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.20	0.098
2.0	1.0	1.0	0.0112	0.9889	10.23	0.195
2.5	1.5	1.5	0.0168	0.9832	10.30	0.243
2.9	2.0	2.0	0.0223	0.9777	10.37	0.280
3.4	2.5	2.5	0.0280	0.9720	10.43	0.326
3.8	3.0	3.0	0.0335	0.9665	10.50	0.362
4.1	3.5	3.5	0.0392	0.9608	10.57	0.388
4.5	4.0	4.0	0.0447	0.9553	10.63	0.423
4.6	4.5	4.5	0.0503	0.9497	10.70	0.430
4.7	5.0	5.0	0.0558	0.9442	10.75	0.438
4.8	5.5	5.5	0.0614	0.9386	10.83	0.442
4.9	6.0	6.0	0.0670	0.9333	10.90	0.450



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

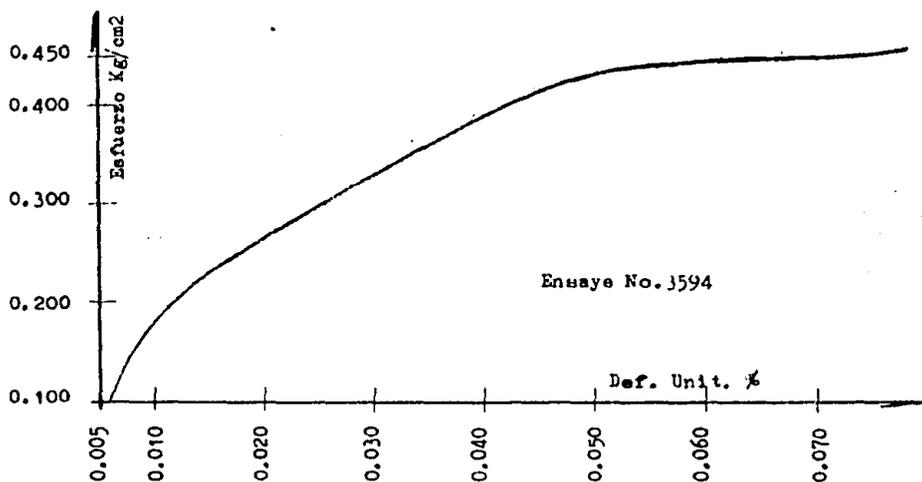
108

Medidas de la muestra:

Ds = 3.57 cm. As = 10.01 cm²
 Dc = 3.57 cm. Ac = 10.01 cm²
 Di = 3.59 cm. Ai = 10.11 cm²
 Hm = 8.96 cm. Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$ = 10.03 cm²
 W1 = 111.5 gr
 Vt = 89.87 cm³
 $\gamma_m = 1.24$ ton/cm³

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{J_3} = \underline{2.0}$ Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
1.0	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.06	0.095
2.0	1.0	1.0	0.0112	0.9888	10.15	0.197
2.5	1.5	1.5	0.0168	0.9832	10.20	0.245
2.9	2.0	2.0	0.0223	0.9777	10.25	0.283
3.3	2.5	2.5	0.0280	0.9720	10.35	0.320
3.8	3.0	3.0	0.0335	0.9665	10.40	0.366
4.1	3.5	3.5	0.0392	0.9608	10.45	0.392
4.4	4.0	4.0	0.0447	0.9553	10.52	0.418
4.6	4.5	4.5	0.0503	0.9447	10.57	0.436
4.7	5.0	5.0	0.0558	0.9442	10.63	0.442
4.8	5.5	5.5	0.0614	0.9386	10.70	0.450
4.9	6.0	6.0	0.0670	0.9330	10.75	0.456
5.0	6.5	6.5	0.0727	0.9273	10.84	0.452



COMPRESION SIMPLE

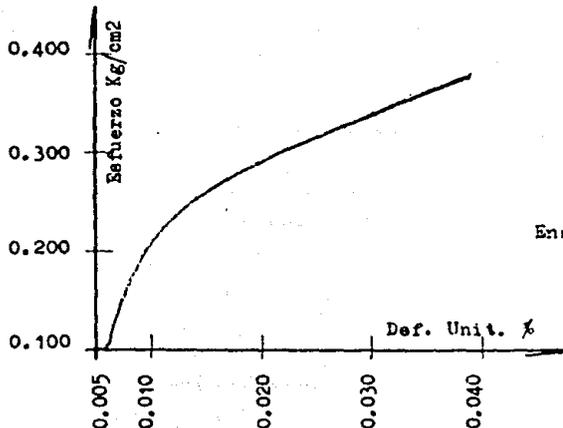
109

Medidas de la muestra:

D _s =	3.52	cm.	A _s =	9.73	cm ²	W ₁ =	119.32	gr.
D _c =	3.52	cm.	A _c =	9.73	cm ²	V _t =	87.20	cm ³
D _i =	3.50	cm.	A _i =	9.62	cm ²	γ _m =	1.37	ton/m ³
H _m =	8.98	cm.	A _m =	$\frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = 9.71$				

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5

Carga	Lectura Micrometro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm ²	Kg/cm ²
1.0	0.5	0.5	0.0056	0.9944	9.75	0.102
2.2	1.0	1.0	0.0111	0.9889	9.80	0.224
2.4	1.5	1.5	0.0167	0.9833	9.86	0.243
3.0	2.0	2.0	0.0222	0.9778	9.93	0.302
3.2	2.5	2.5	0.0278	0.9722	9.98	0.330
3.6	3.0	3.0	0.0333	0.9667	10.03	0.359
3.8	3.5	3.5	0.0289	0.9611	10.10	0.380



CIRCULOS DE MOHR
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

Prueba	σ	σ_1	σ_2	C	ϕ
1	3.61	97	134		
2	4.30	84	137	2.0	0°
3	3.30	100	133	$\frac{20n}{m^2}$	
4	3.52	99	133	m^2	
Prom.	3.68	95	134		

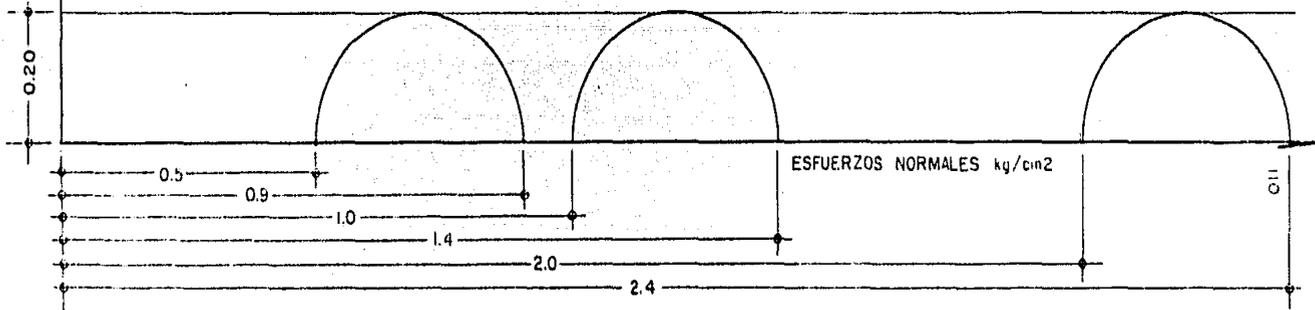
Ubicación: Km. 48+506.00
a 7.0 m. isq. del eje

Profundidad: de 4.50m. a
5.40 m.

ESFUERZOS TANGENCIALES kg/cm²

Ensayo No. 3592

Esc. 1:100



COMPRESION SIMPLE

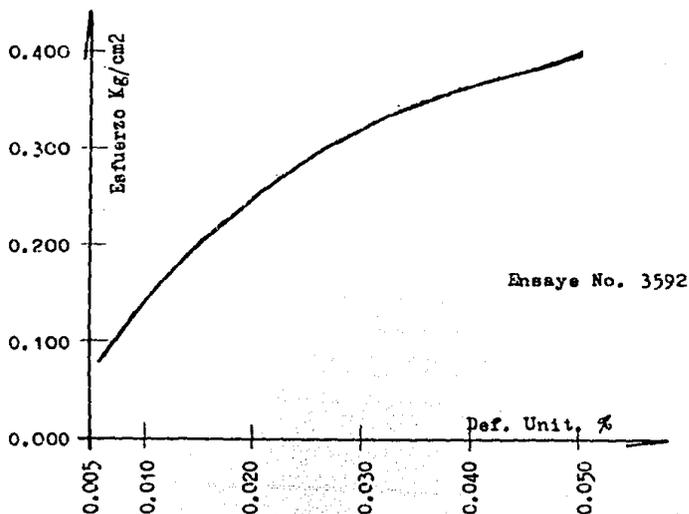
111

Medidas de la muestra:

De = 3.58 cm.	As = 10.06 cm ²	Wi = 120.87 gr.
Dc = 3.58 cm.	Ac = 10.06 cm ²	Vt = 90.72 cm ³
Di = 3.60 cm.	Ai = 10.17 cm ²	δm = 1.33 ton/m ³
Hm = 9.00 cm.	Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$ = 10.08 cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga:

Carga	Lectura Micrometro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm ²	Kg/cm ²
0.8	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.17	0.079
1.6	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.22	0.156
2.2	1.5	1.5	0.0164	0.9836	10.28	0.214
2.8	2.0	2.0	0.0222	0.9780	10.33	0.272
3.2	2.5	2.5	0.0278	0.9722	10.40	0.307
3.6	3.0	3.0	0.0333	0.9670	10.48	0.344
3.8	3.5	3.5	0.0389	0.9611	10.53	0.362
4.0	4.0	4.0	0.0444	0.9560	10.59	0.378
4.2	4.5	4.5	0.0555	0.9500	10.61	0.400



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

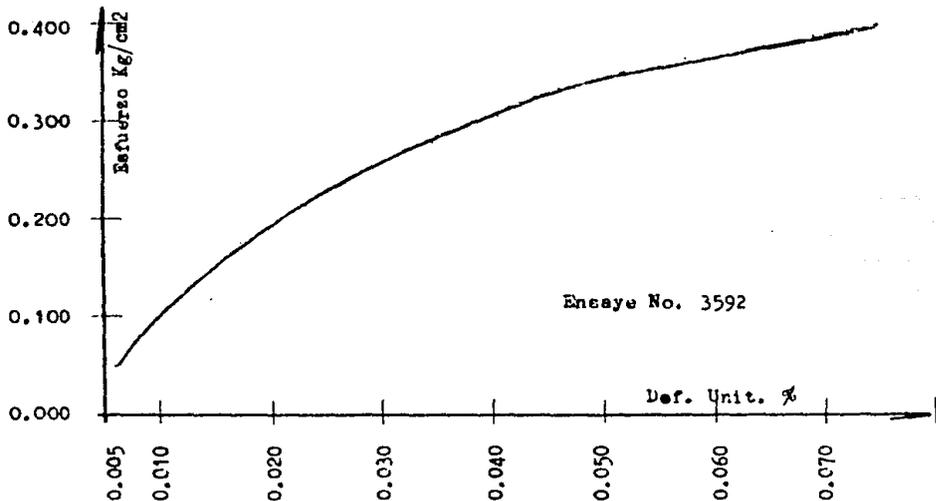
112

Medidas de la muestra:

Ds = 3.58	cm.	As = 10.06	cm ²	Wl = 118.70	gr.
Dc = 3.57	cm.	Ac = 10.01	cm ²	Vt = 87.26	cm ³
Di = 3.58	cm.	Ai = 10.06	cm ²	γm = 1.36	ton/m ³
Hm = 8.70	cm.	Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$	= 10.03	cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3}$ = 1.0 Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.5	0.5	0.5	0.0058	0.9942	10.08	0.049
1.2	1.0	1.0	0.0145	0.9855	10.18	0.118
1.8	1.5	1.5	0.0172	0.9828	10.21	0.176
2.2	2.0	2.0	0.0230	0.9770	10.30	0.214
2.6	2.5	2.5	0.0287	0.9713	10.34	0.252
2.9	3.0	3.0	0.0345	0.9655	10.40	0.278
3.2	3.5	3.5	0.0403	0.9597	10.45	0.306
3.5	4.0	4.0	0.0460	0.9540	10.50	0.334
3.7	4.5	4.5	0.0518	0.9482	10.57	0.350
3.9	5.0	5.0	0.0574	0.9426	10.64	0.366
4.0	5.5	5.5	0.0632	0.9368	10.70	0.374
4.2	6.0	6.0	0.0690	0.9310	10.78	0.389
4.3	6.5	6.5	0.0747	0.9253	10.84	0.400



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

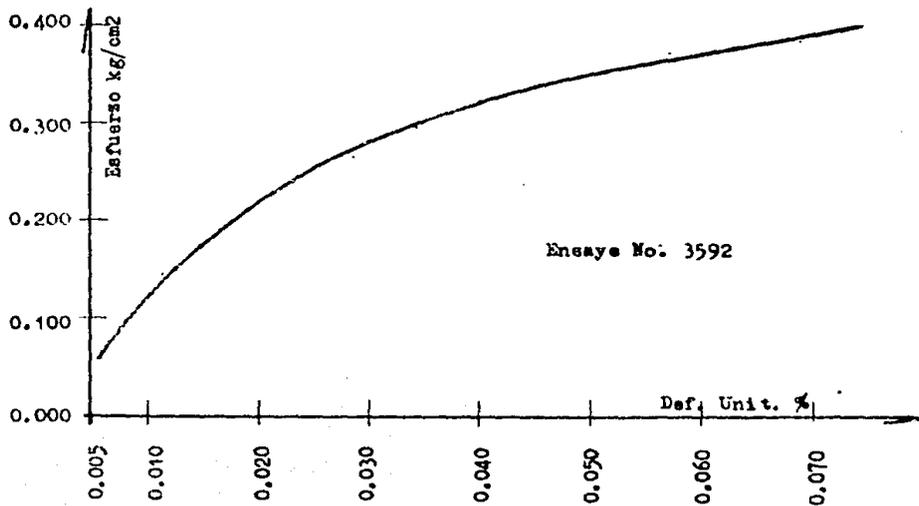
113

Medidas de la muestra:

Ds = 3.59	cm.	As = 10.11	cm ²	W1 = 130.90	gr.
Do = 3.60	cm.	Ao = 10.17	cm ²	Vt = 95.96	cm ³
Di = 3.60	cm.	A1 = 10.17	cm ²	γm = 1.32	ton/m ³
Hm = 8.74	cm.	Am = $\frac{As+Ao+A1}{6}$	= 10.16		cm ²

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3}$ = 0.5 Kg/cm²

Carga	Lectura Micrometro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm ²	Kg/cm ²
0.6	0.5	0.5	0.0057	0.9943	10.18	0.059
1.5	1.0	1.0	0.0114	0.9886	10.24	0.146
2.0	1.5	1.5	0.0171	0.9829	10.22	0.194
2.5	2.0	2.0	0.0229	0.9771	10.40	0.241
2.8	2.5	2.5	0.0286	0.9714	10.45	0.267
3.1	3.0	3.0	0.0344	0.9656	10.52	0.295
3.4	3.5	3.5	0.0400	0.9600	10.56	0.323
3.6	4.0	4.0	0.0457	0.9543	10.63	0.354
3.8	4.5	4.5	0.0514	0.9486	10.70	0.373
4.0	5.0	5.0	0.0571	0.9429	10.75	0.378
4.1	5.5	5.5	0.0630	0.9370	10.83	0.385
4.2	6.0	6.0	0.0688	0.9312	10.90	0.400
4.4	6.5	6.5	0.0743	0.9257	10.98	



COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

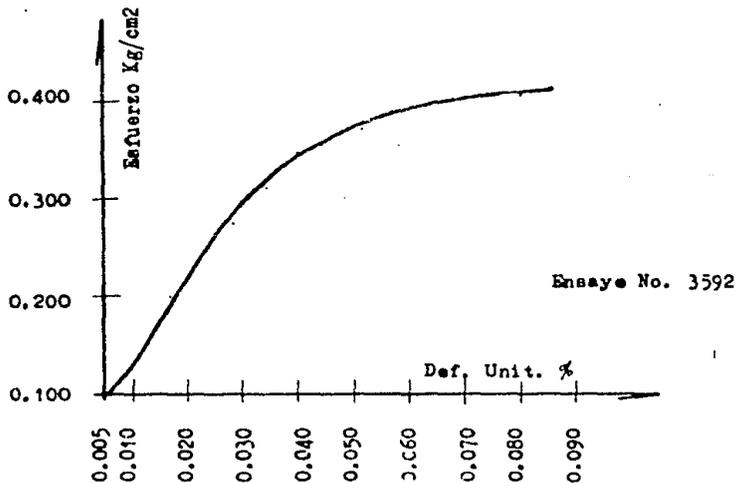
114

Medidas de la muestra:

Ds = 3.55 cm.	As = 9.89 cm ²	W1 = 117.40 gr.
Do = 3.56 cm.	Ac = 9.85 cm ²	Vt = 86.69 cm ³
Di = 3.55 cm.	Ai = 9.89 cm ²	γm = 1.35 ton/m ³
Hm = 8.75 cm.	Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6} = 9.93$ cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3}$ = 2.0 Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
1.0	0.5	0.5	0.0057	0.9943	9.97	0.100
1.4	1.0	1.0	0.0114	0.9886	10.03	0.139
2.0	1.5	1.5	0.0171	0.9829	10.10	0.198
2.5	2.0	2.0	0.0229	0.9771	10.15	0.247
2.8	2.5	2.5	0.0286	0.9714	10.21	0.274
3.2	3.0	3.0	0.0344	0.9656	10.25	0.312
3.6	3.5	3.5	0.0400	0.9600	10.34	0.348
3.8	4.0	4.0	0.0457	0.9543	10.40	0.365
3.9	4.5	4.5	0.0514	0.9486	10.45	0.373
4.1	5.0	5.0	0.0571	0.9429	10.52	0.390
4.2	5.5	5.5	0.0630	0.9370	10.60	0.397
4.3	6.0	6.0	0.0688	0.9312	10.64	0.403
4.4	6.5	6.5	0.0743	0.9257	10.75	0.410
4.4	7.0	7.0	0.0800	0.9200	10.80	0.407
4.5	7.5	7.5	0.0857	0.9143	10.85	0.415



CIRCULOS DE MOHR
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

ESFUERZOS TANGENCIALES kg/cm²

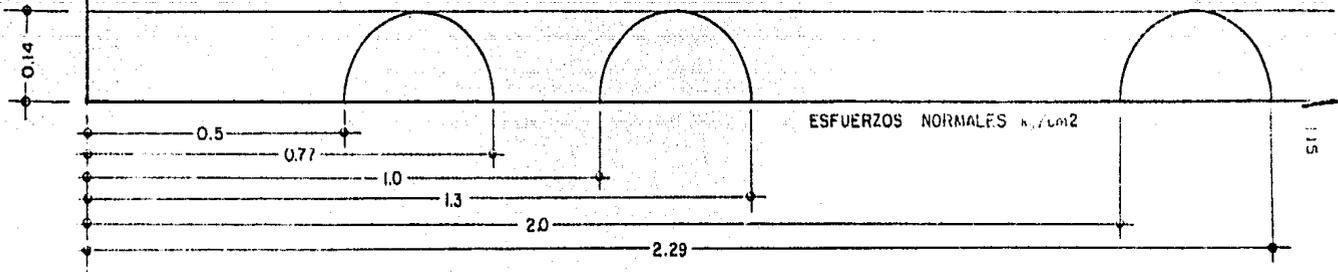
Prueba	e	G%	W%	C	φ
1	3.76	100	146		
2	2.93	89	99	1.4	0°
3	2.92	90	98	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	
4.	3.16	89	108		
Prom.	3.20	92	113		

Ubicación: km. 48+506.00
a 7.0 m. izq. del eje

Profundidad: de 2.7m. a
3.6 m.

Ensayo No. 3590

Esc. 1:100



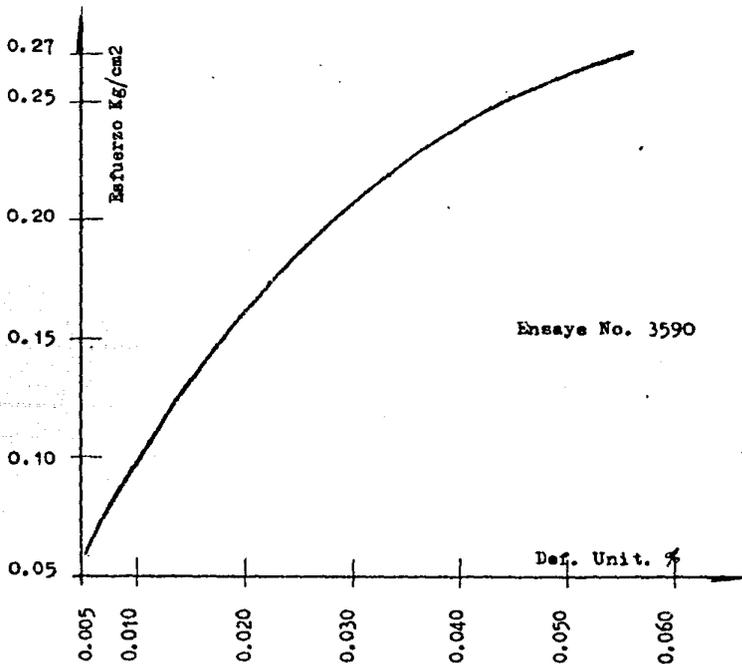
COMPRESION TRIAXIAL SIMPLE

Medidas de la muestra:

Ds = 3.58 cm.	As = 10.06 cm ²	Wl = 128.95 gr ₃
Do = 3.60 cm.	Ac = 10.17 cm ²	Vt = 91.20 cm ³
Di = 3.60 cm.	Ai = 10.17 cm ²	γ _m = 1.42 ton/cm ²
Hm = 9.00 cm.	Am = $\frac{As+4Ao+Ai}{6} = \frac{60.91}{6} = 10.15$ cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: 0.5 $\sqrt{3} = 0.5$ kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo kg/cm ²
0.6	0.5	0.5	0.0056	0.994	10.20	0.095
1.1	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.23	0.107
1.5						
1.8	2.0	2.0	0.0222	0.978	10.37	0.174
2.1						
2.3	3.0	3.0	0.0333	0.967	10.48	0.219
2.5						
2.7	4.0	4.0	0.0444	0.956	10.62	0.254
2.8						
2.9	5.0	5.0	0.056	0.944	10.70	0.27
2.9						
2.9						



COMPRESIO SIMPLE

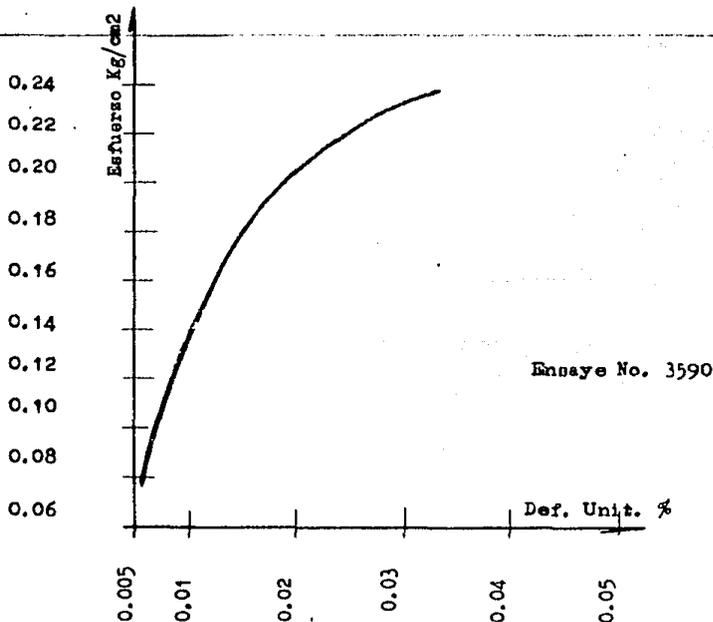
117

Medidas de la muestra:

Dm=	3.60	cm.	As=	10.17	cm ²	Wl=	122.53	gr.
Dc=	3.60	cm.	Ac=	10.17	cm ²	Vt=	91.00	cm ³ .
Di=	3.60	cm.	Ai=	10.17	cm ²	χm=	1.35	ton/m ³
Hm=	9.00	cm.	Am=	$\frac{As+Ac+Ai}{6} = 10.17$ cm ²				

Velocidad de aplicación de la carga: _____

Carga	Lectura Micrómetro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo
Kg.	mm.	mm.			cm ²	Kg/cm ²
0.8	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.20	0.078
1.5	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.24	0.146
2.2	2.0	2.0	0.0222	0.9780	10.38	0.212
2.5	3.0	3.0	0.0335	0.9665	10.50	0.238



INSTITUTO TECNOLÓGICO
U. N. A. M.

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

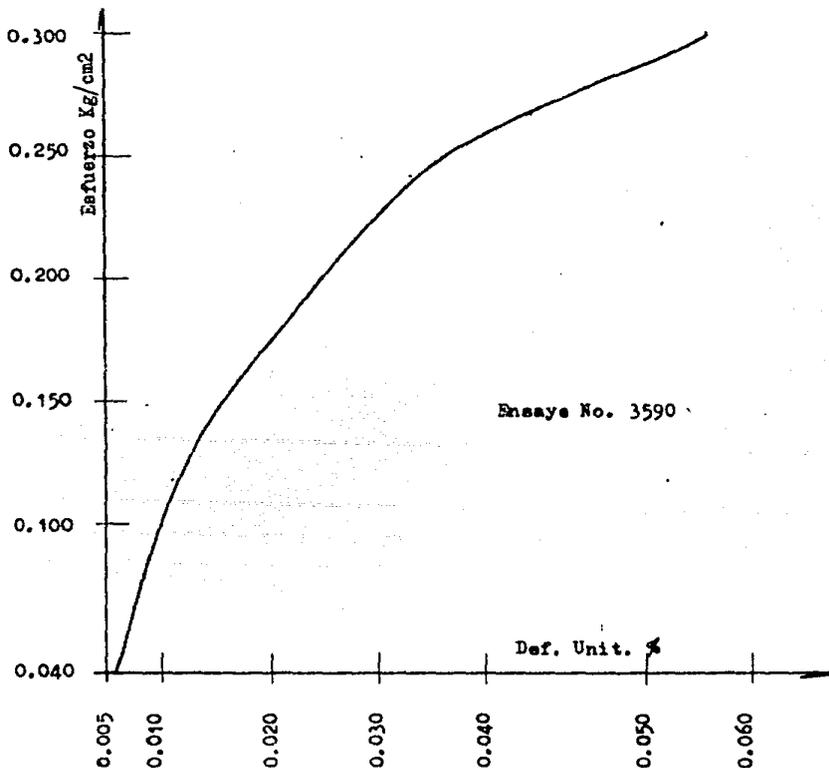
118

Medidas de la muestra:

D _s = 3.60	cm.	A _s = 10.17	cm ²	W _i = 129.70	gr ³
D _c = 3.57	cm.	A _c = 10.01	cm ²	V _t = 91.00	cm ³
D _i = 3.57	cm.	A _i = 10.01	cm ²	γ _m = 1.42	ton/m ³
H _m = 9.00	cm.	A _m = $\frac{A_s + 4A_c + A_i}{6}$ = 10.04	cm ²		

Velocidad de aplicación de la carga: $\frac{0.5}{\sqrt{3}} = 1.0$ kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrómetro mm.	Deformación Total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo kg/cm ²
.4	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.10	0.039
1.2	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.15	0.118
1.9	2.0	2.0	0.0222	0.978	10.25	0.185
2.5	3.0	3.0	0.0333	0.967	10.40	0.242
2.8	4.0	4.0	0.0444	0.956	10.50	0.267
3.1	5.0	5.0	0.0557	0.9443	10.75	0.288
3.2	5.5	5.5	0.061	0.939	10.70	0.300



COMPRESION TRIAXIAL SIMPLE

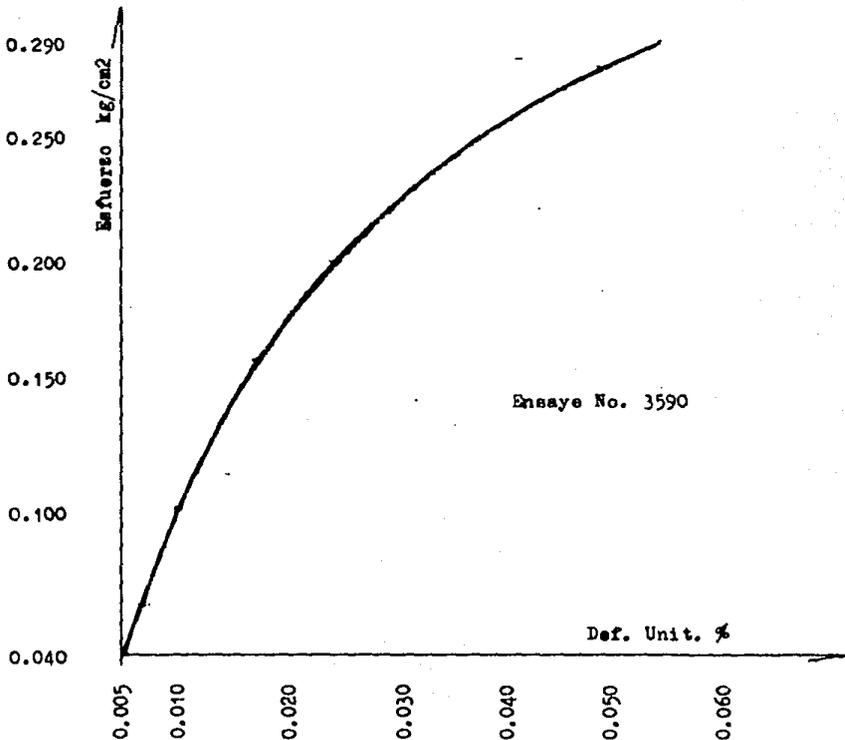
119

Medidas de la muestra:

Ds = 3.60 cm.	As = 10.20 cm ²	W1 = 129.03 gr.
Dc = 3.60 cm.	Ac = 10.20 cm ²	Vt = 92.00 cm ³
Di = 3.60 cm.	Ai = 10.20 cm ²	γm = 1.40 ton/m ³
Dm = 9.03 cm.	Am = $\frac{As+4Ac+Ai}{6}$ = 10.17 cm ²	

Velocidad de aplicación de la carga: $0.5 \sqrt{3} = 2.0$ Kg/cm²

Carga Kg.	Lectura Micrometro mm.	Deformación total mm.	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.4	0.5	0.5	0.0056	0.9944	10.22	0.039
1.2	1.0	1.0	0.0111	0.9889	10.25	0.117
2.0	2.0	2.0	0.0222	0.9780	10.37	0.193
2.5	3.0	3.0	0.0333	0.9670	10.50	0.238
2.9	4.0	4.0	0.0444	0.9560	10.64	0.273
3.1	5.0	5.0	0.0555	0.9450	10.70	0.290

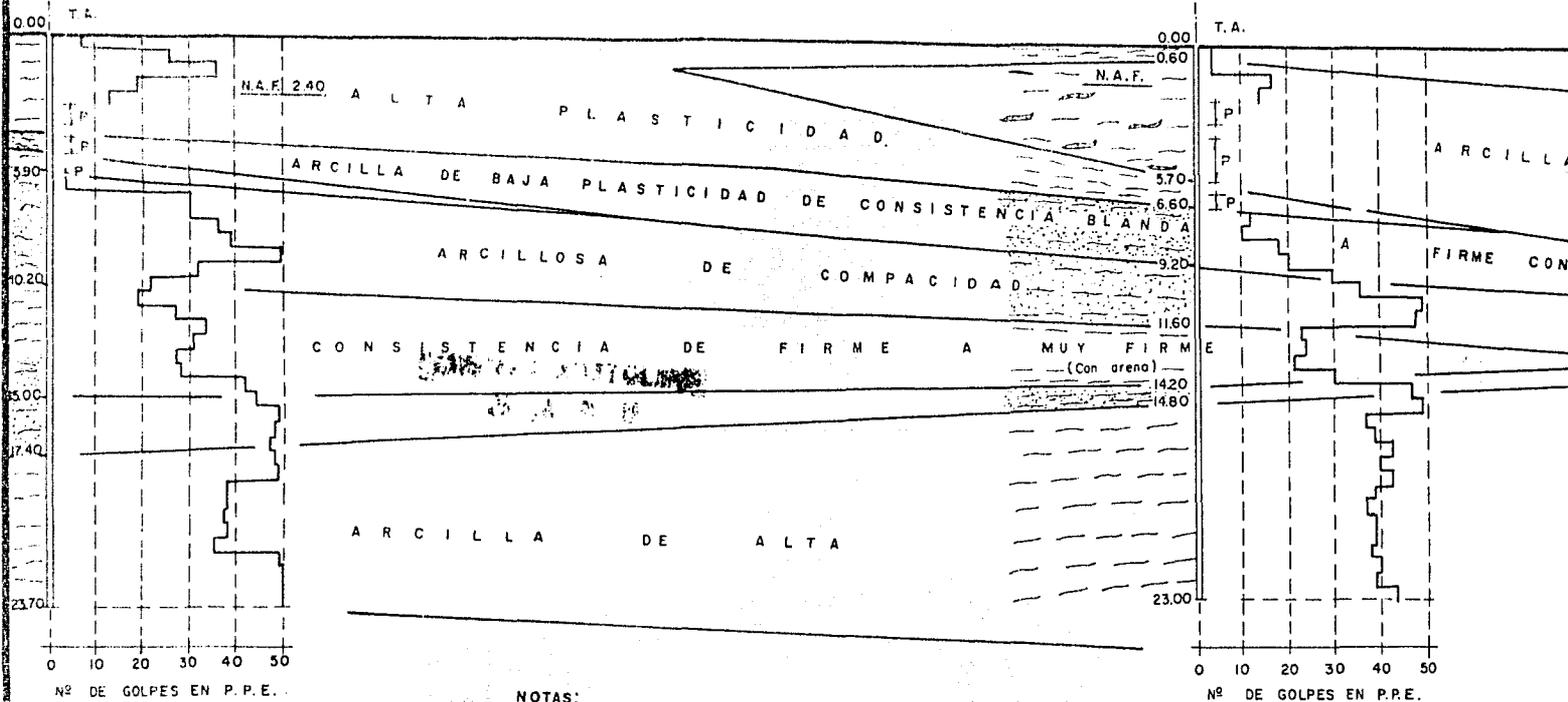


S-4A

Km. 48+432.05
ELEV: 24.70 m.

AL CRUCE EN ESTUDIO

S-4B

A 7.85m. IZO. DE
Km. 48+432.10. ELEV: 24.21m

NOTAS:

B.N.-1-2 Sobre grapas en tranco de "Guasimo"
a 15.80m. izq. de estacion 0+554.00

Elev. = 101.41m. arbitrario

Igualdad de cadenamiento:

Junta Est. 48+300 = Est. 0+400 Geotecnia

Elev. 48+300 = 25.41m.

Elev. 0+400 = 101.20m.

P.P.E. prueba de penetración estandar

⊠ P avance a presión

⊠ T avance con trepano y chiflon

ESCALA HORIZONTAL

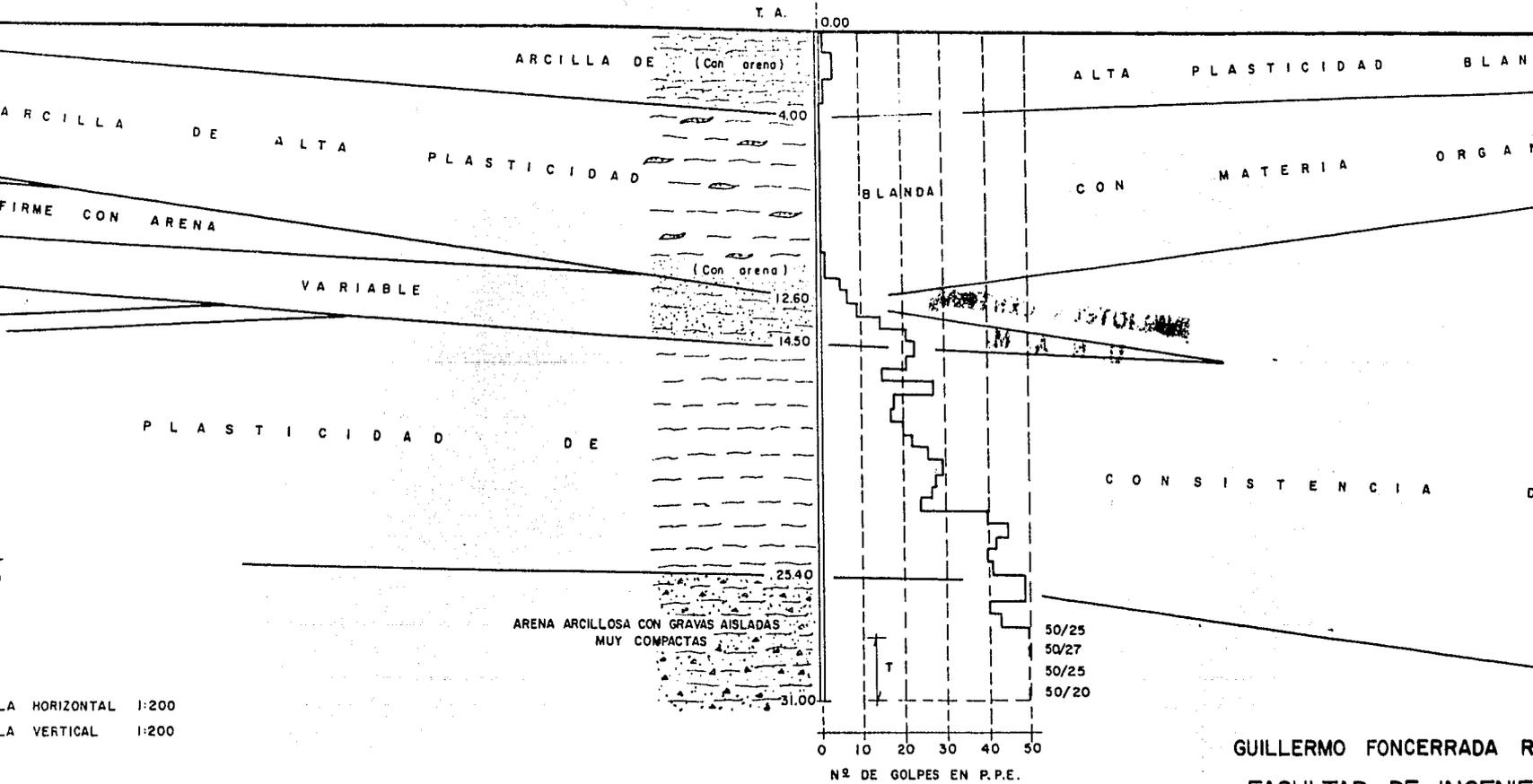
ESCALA VERTICAL

PERFIL DE SUELOS DE L

S-4C

A 5.20m. IZO. DE
Km. 48+531.70 ELEV=24.26m.

A PALIZADA CA



OS DE LA MARGEN IZQUIERDA

GUILLERMO FONCERRADA R
FACULTAD DE INGENIE
U. N. A. M.

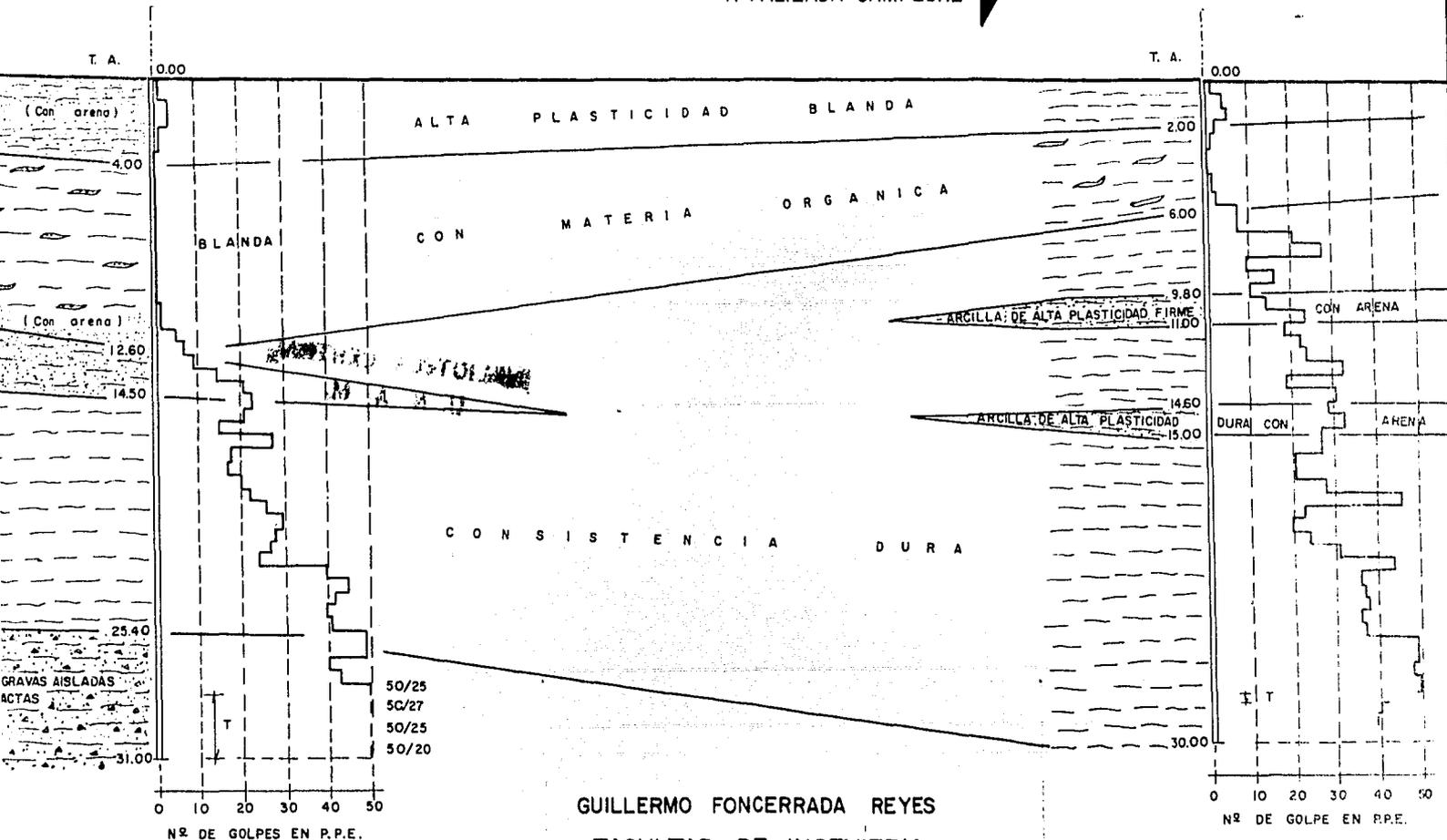
S-4C

A 5.20m. IZQ. DE
Km. 48+531.70 ELEV=24.26m.

S-4D

A 4.70 IZQ. DE
Km. 48+581.70 ELEV=23.73m.

A PALIZADA CAMPECHE



GUILLERMO FONCERRADA REYES
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

S-1C

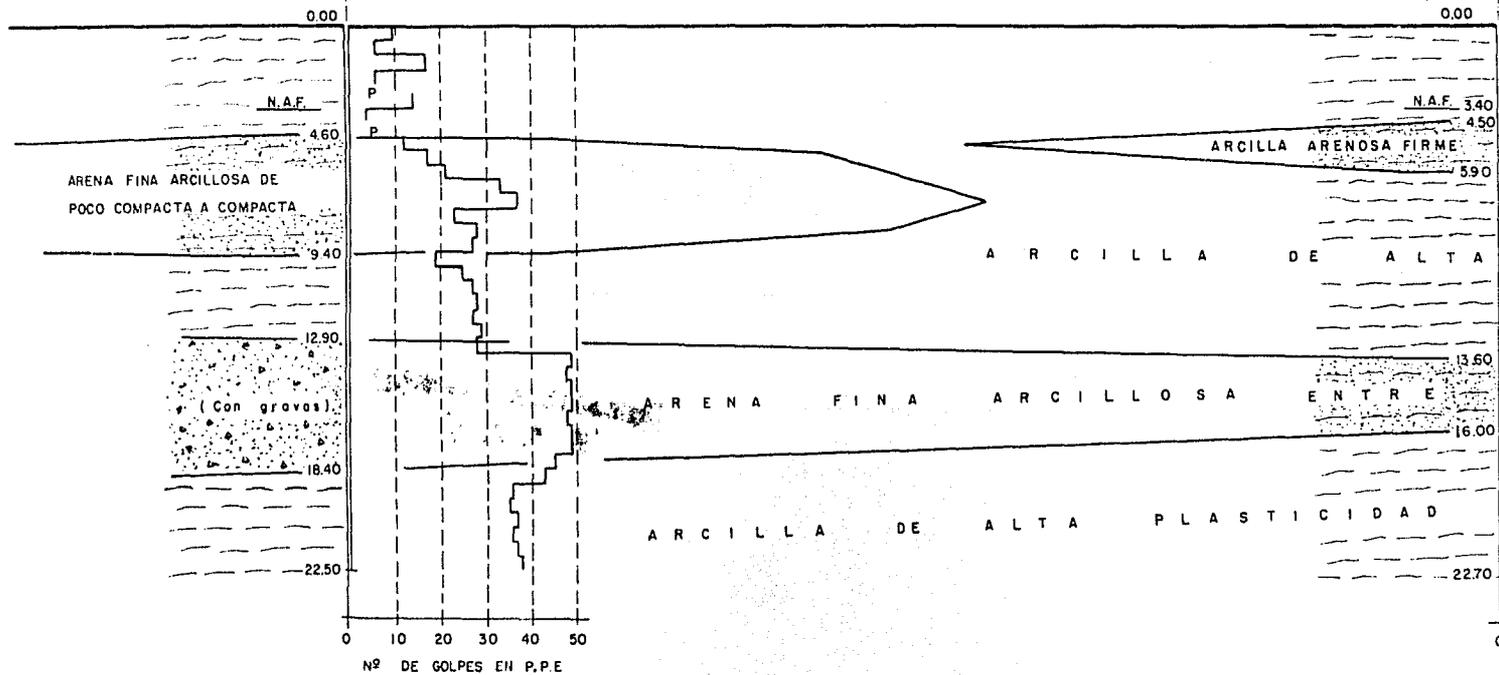
A 6.50m. DER. DE
Km. 48+095.50



A ENTRONQUE Km.156+286.00

S-1D

A 700m. DE
Km. 48+145



ESCALA HORIZONTAL 1:200
ESCALA VERTICAL 1:200

PER

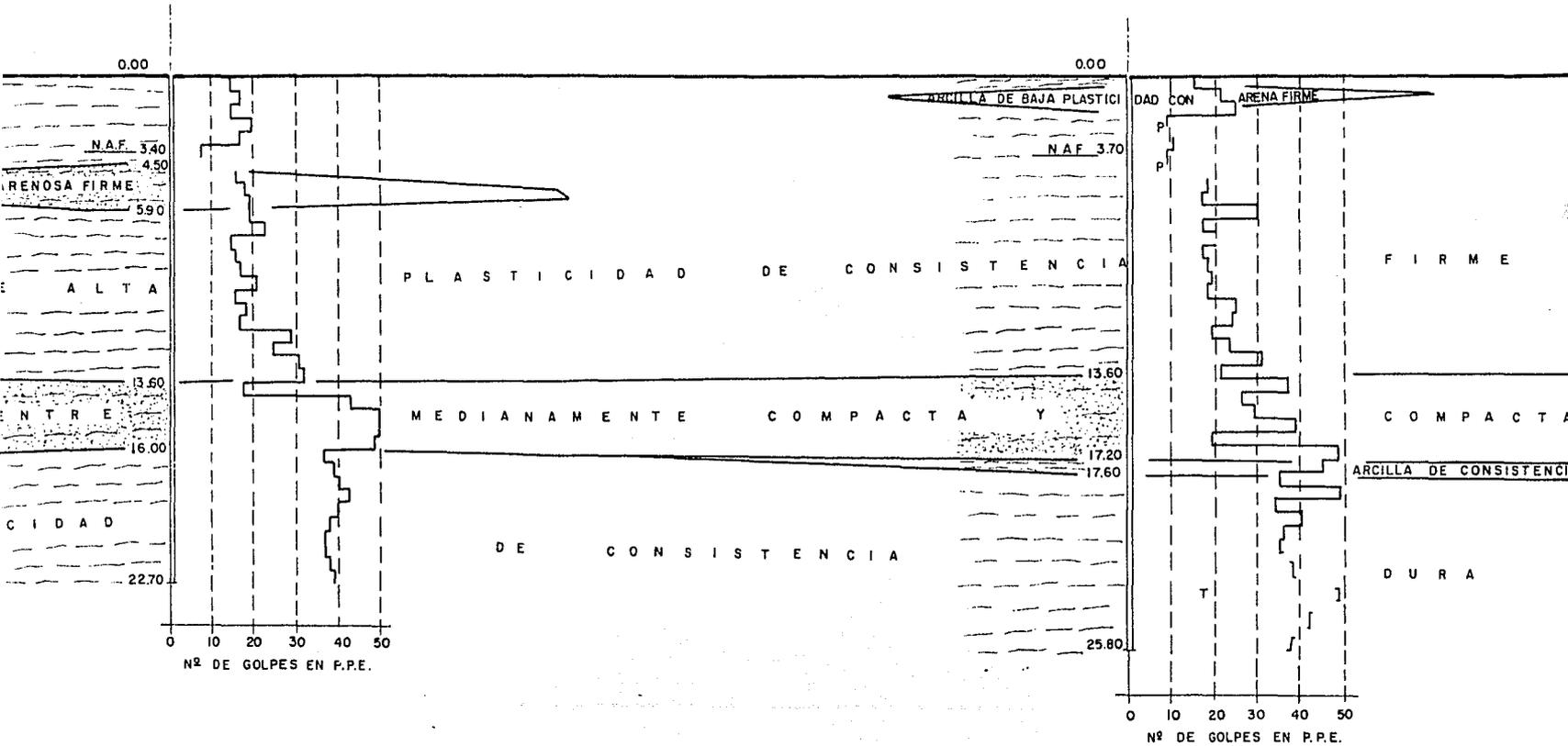
S-ID

A 700m DER. DE
Km. 48+145.70

S-IA

A 7.80 IZO. DE
Km. 48+195.90 ELEV.: 25.04m.

AL CRU

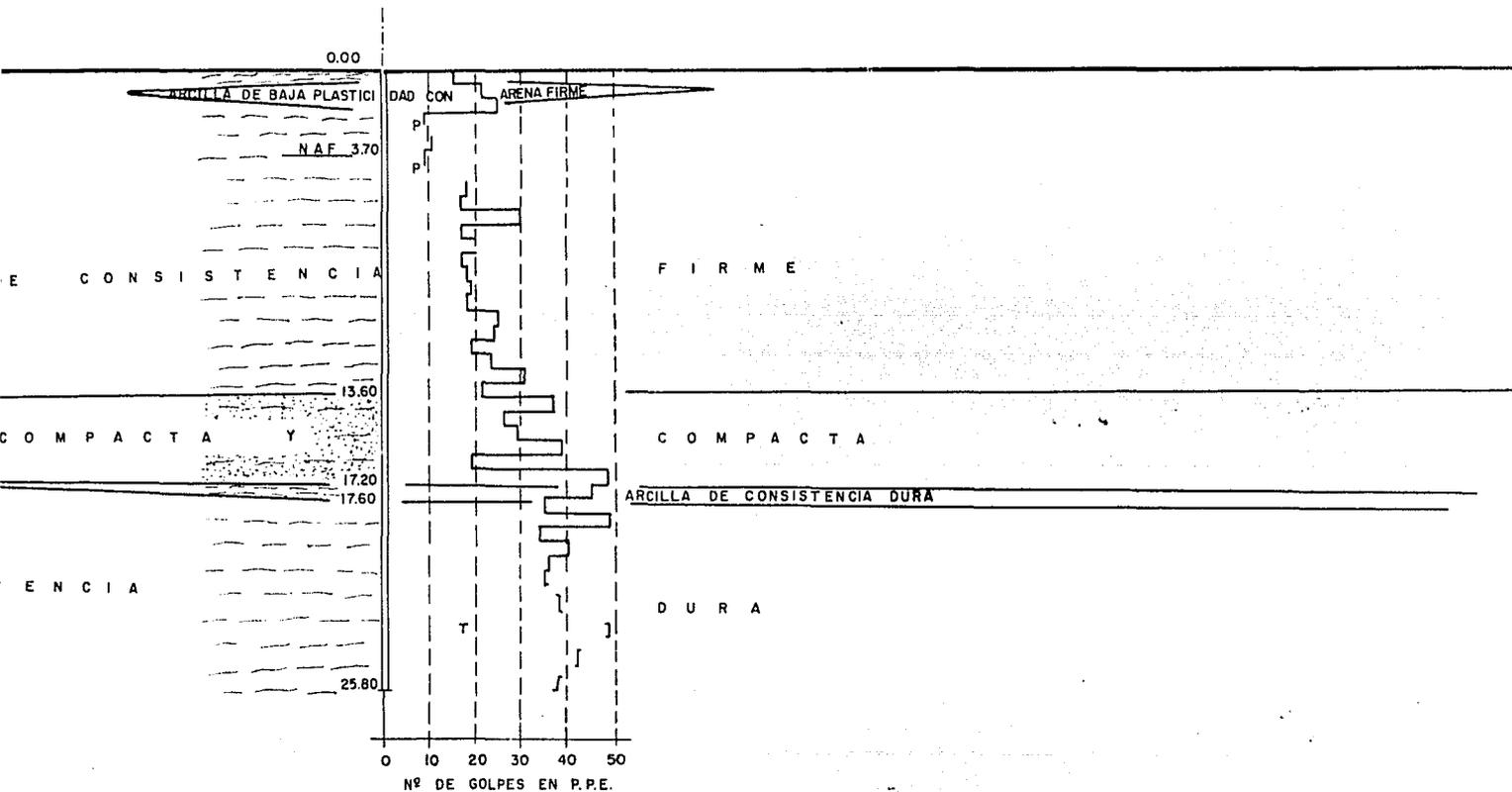


PERFIL DE SUELOS DE LA MARGEN DERECHA

S-1A

A 7.80 IZQ. DE
Km. 48+195.90 ELEV.: 25.04m.

AL CRUCE EN ESTUDIO



GUILLERMO FONCERRADA REYES

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

RECHA

S-1B

Km. 48+248.60

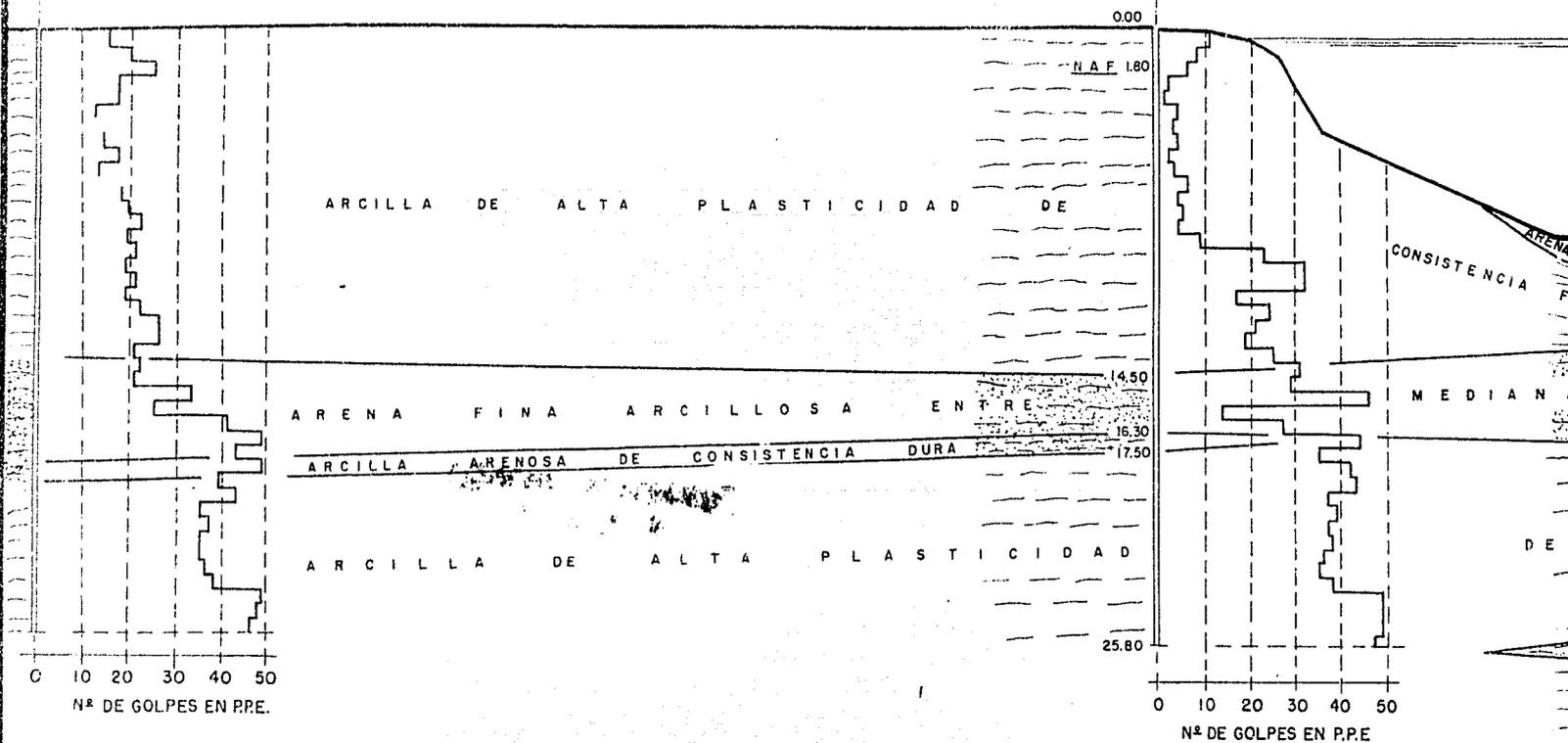
Elev. = 25.31 m.

MARGEN DERECHA
A ENTRONQUE Km. 156+286.00

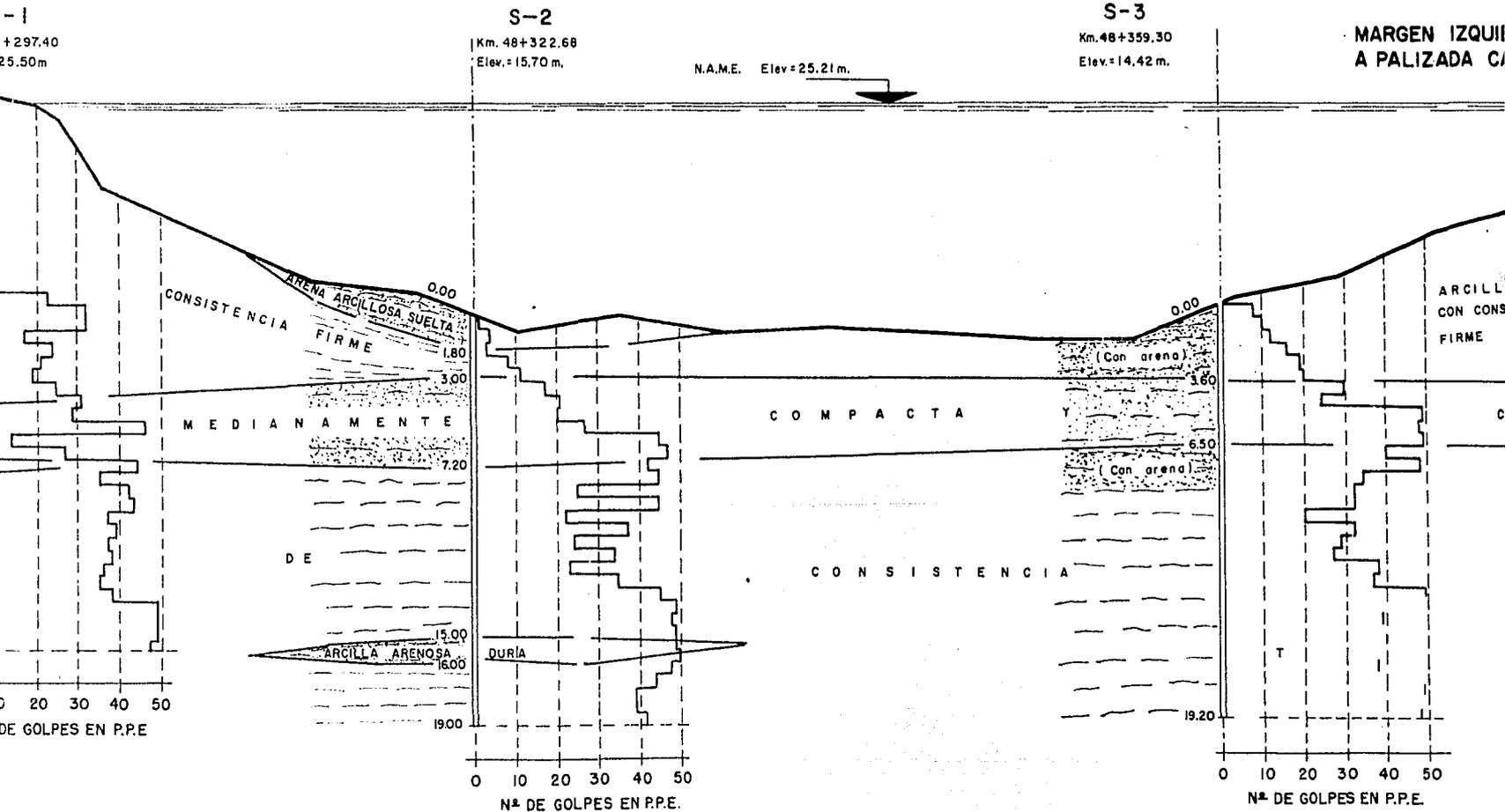
S-1

Km. 48+297.40

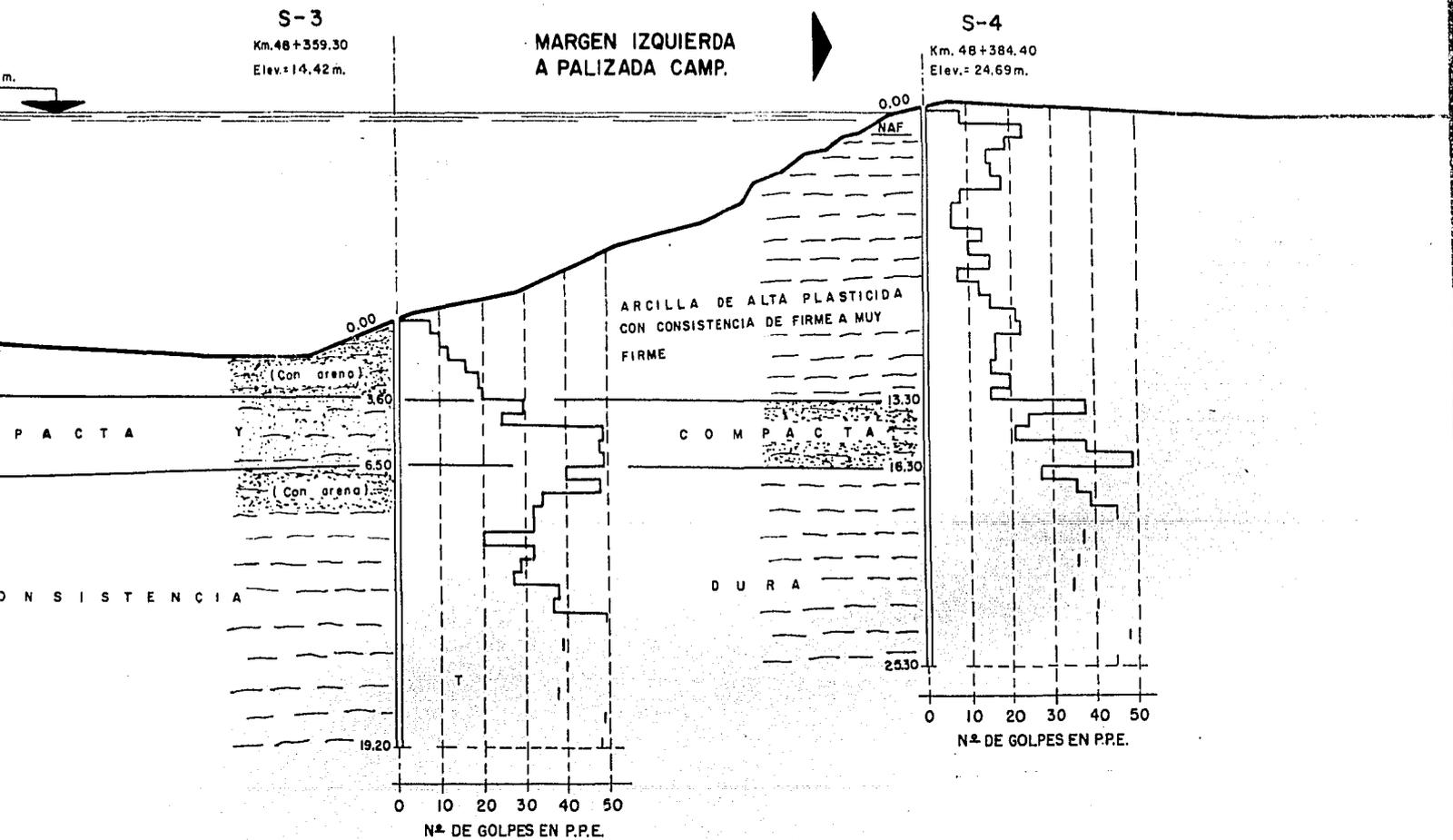
Elev. = 25.50 m.



PE



PERFIL DE SUELOS EN EL CRUCE



GUILLERMO FONCERRADA REYES
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

DISCUSION DEL TIPO DE CIMENTACION DEL VIADUCTO.-

Una vez elegida la solución más conveniente para el cruce y habiendo sido ésta la que conjuga terraplenes de acceso, con viaducto se procederá a discutir sobre la cimentación del viaducto, dejando para el capítulo posterior lo que a diseño de terraplenes se refiere.

Atendiendo a los resultados de los sondeos y de la pruebas triaxiales, se observa que el terreno en que se proyecta es puramente cohesivo ($\phi = 0$, $c \neq 0$) y teniendo a la vista el perfil de suelos puede verse que su resistencia en los estratos superficiales es relativamente baja, por lo que será preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades y si esto no es posible por presentar problemas de índole constructivo o económico, será preciso -- utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes -- de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo.

Empezaremos por analizar cimentaciones superficiales del tipo de zaratas corridas; supongamos una zapata cuyas dimensiones fueran 6 x 3 m., esto es, se tendría un área de contacto de 18 m². y aplicando sobre ésta una carga -- que puede variar dependiendo del tipo de proyecto, del orden de 500 toneladas, obtendremos un esfuerzo ∇ en donde:

$$\nabla = P/A$$

$$\nabla = 500/18$$

$$\nabla = 28 \text{ ton./m}^2.$$

Observando éste resultado se haría necesario desplantar la zarata propuesta abajo de los 10 m. de profundidad, lo cual convierte a ésta solución en inadmisibles -- por dificultar enormemente el proceso constructivo, así como por ser antieconómica.

La discusión de la cimentación versará por lo tanto sobre cimentaciones profundas del tipo de pilotes, pilas, y cilindros.

Primeramente calcularemos la capacidad de un pilote trabajando por fricción: para ello existen dos métodos:

El primero consiste en partir de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo y en el segundo se parte de datos proporcionados por una prueba de carga. en este caso, como no contamos con pruebas de carga, procederemos a suponer que la adherencia - entre el fuste del pilote y la arcilla, es igual a la cohesión de esta, calculada en prueba triaxial rápida: por lo tanto $f_a = c = q_u/2$ (a la falla) expresión usada satisfactoriamente en arcillas blandas saturadas.

Es conveniente reducir este valor a la mitad para efectos de diseño, lo que equivale a usar un F.S. = 2 ; como en nuestro caso

$$c = 2.4 \text{ ton/m}^2$$

$$\therefore f_a = 1.2 \text{ ton/m}^2 \text{ (de trabajo)}$$

Y suponiendo un pilote de sección cuadrada de 0.4 m. de lado tendremos un área:

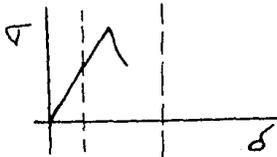
$$A = 0.4 \times h \times 4$$

$A = 1.6 h$ (siendo h la longitud del pilote), cuya capacidad de carga será $= 1.6 h \times 1.2 = 1.92h$

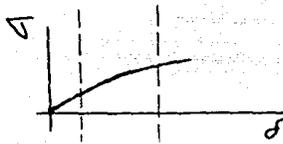
La longitud del pilote se obtendrá primeramente teniendo a la vista el perfil de suelos y observando que el pilote no llegue hasta el estrato resistente pues ésto le reduciría su capacidad por adherencia que estamos estudiando, al disminuir la deformación del suelo-arcilloso en contacto con el pilote.

Se propone como segunda alternativa atravesar el estrato resistente y llevar el pilote hasta una profundidad de 18 m., por no ser confiable para proporcionar un apoyo de punta, debido a su pequeño espesor: para esto se debe tomar en consideración que la fricción que se desarrolle entre el pilote y el estrato resistente puede despreciarse para el cálculo de la capacidad de carga admisible, debido a que el suelo cohesivo admite deformación.

nes mucho mayores que el suelo cohesivo.



PURAMENTE FRICCIONANTE



PURAMENTE COHESIVO

En caso de que predominase considerablemente el suelo friccional, la capacidad admisible se calcularía despreciando la adherencia en el suelo cohesivo.

Para éste caso propuesto de hincar el pilote 18.0 m. se consideró como h, sólo la longitud de pilote embebido en suelo cohesivo.

CAPACIDAD ADMISIBLE DE UN FILOTE TRABAJANDO POR ADHERENCIA.

Sondeo	h (m)	qa (ton.)
S-4D	13.00	22.60
S-4D	16.40	31.50
S-4C	11.50	22.00
S-4C	16.20	31.00
S-4B	8.00	15.40
S-4B	15.10	29.00
S-4A	4.50	8.60
S-4A	11.25	21.60
S-4	12.00	23.00
S-4	15.10	29.00
S-3	2.50	4.80
S-3	15.10	29.00
S-2	2.00	3.80
S-2	12.80	24.50
S-1	13.00	25.00
S-1	15.10	29.00
S-1B	12.00	23.00
S-1B	13.60	26.00

Sondeo	h (m)	qa (ton.)
S-1A	12.5	24.00
S-1A	14.1	27.00
S-1D	12.5	20.40
S-1D	13.5	26.00
S-1C	3.5	6.70
S-1C	7.6	14.60

Calcularemos ahora la capacidad de carga admisible de un pilote trabajando por punta.

Este tipo de pilote se propondrá sólo - en donde haya un estrato resistente friccional de suficiente espesor; esto es, que una vez hincado en este cuatro veces su diámetro, haya por debajo de su punta un espesor del orden de 1.6 m. (distancia aproximada entre dos hileras de pilotes) y que por abajo del estrato en cuestión existan suelos cohesivos con resistencias similares a las del estrato de apoyo, pues se debe considerar el fenómeno consistente en que al trabajar con grupos de pilotes, la zona afectada por la carga se amplifica en comparación con la zona de influencia de un pilote.

Como los estratos resistentes que presenta el perfil de suelos son del tipo friccional; se podrá utilizar la teoría de Meyerhof que es recomendada para cimientos profundos en arenas y gravas, incluyendo cilindros y pilotes; se afectarán los resultados de un F.S.= 4 debido a que en ocasiones se ha observado, proporciona valores altos con respecto a los prudentes. En esta teoría se considera que el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento es un medio a través del cual pueden propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueden desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante.

Para su aplicación al caso de pilotes, - Meyerhof propone la expresión:

$$q_c = cN_c + K \gamma hN_q$$

en donde: K = Coeficiente de presión de tierras, varía de 0.5 a 1.0 según sean arenas sueltas o compactas (valuado en pruebas de campo)

N_c y N_q = Coeficientes adimensionales, dependen del valor de ϕ (factores de capacidad de carga) debidos a la sobrecarga y a la cohesión.

h = Longitud del pilote en m.

γ = peso específico del suelo Ton/m³

q_c = carga última Ton/m²

Para nuestro caso proponiendo un pilote de sección cuadrada de 0.4 m. de lado, tendremos un área de 0.16 m²

$$\gamma = 1.4 \text{ ton/m}^3$$

$c = 0$ (por considerarlo puramente friccionante)

$K = 0.75$ (por ser arenas medianamente compactas)

N_c y N_q los obtendremos de la tabla. $N_c, N_q - \phi$

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE UN PILOTE TRABAJANDO POR PUNTA.-

Sondeo	ϕ	N_c	N_q	$h(m)$	$q_c(\text{ton/m}^2)$	$q_a(\text{ton/m}^2)$	$q_a(\text{ton})$
S-4A	33.5°	400	100	7.5	788	197	31.5
S-4	33.0°	350	90	14.9	1410	352	56.3
S-3	34.5°	450	115	5.2	629	158	25.3
S-2	32.5°	300	80	10.5	880	220	35.3
S-1	33.0°	350	90	22.0	2070	517	83.0
S-1B	34.5°	450	115	15.1	1820	455	72.8
S-1A	33.5°	400	100	15.2	1600	400	64.0
S-1D	35.0°	500	130	15.2	2070	517	83.0
S-1C	32.5°	300	80	14.5	1220	305	48.8

Cálculo de la capacidad de carga admisible de una pila.

Cabe aclarar que como estos elementos de cimentación requieren una excavación previa, sólo tendrán capacidad apoyados de punta. Analizaremos una pila de 1.2m. de diámetro, hincada en el estrato resistente 3 veces su diámetro, esto es 3.6 m.

Por no tener estratos friccionantes resistentes de espesor suficiente (6.0 m. aprox.) será necesario buscar apoyo en suelos cohesivos por lo que será aconsejable emplear la teoría de Skempton.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \quad (\text{a la falla})$$

que afectandola de un F.S. = 3 será

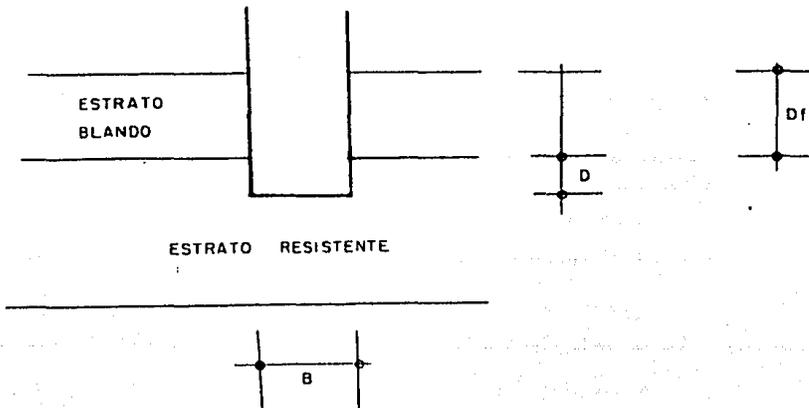
$$q_a = \frac{cN_c}{3} + \gamma D_f \quad (\text{de trabajo})$$

Análoga³ totalmente a la teoría de Terzaghi con la salvedad de que ahora N_c ya no vale siempre 5.7 (para suelo cohesivo y cimiento rugoso), sino que varía con la relación D/B ,

en donde D = profundidad de entrada del cimiento en suelo resistente

B = ancho del cimiento.

D_f = profundidad de desplante



Skempton proporciona la siguiente tabla $D/B - N_c$

D/B	N_c	
	circular ó cuadrado	largo
0.00	6.2	5.1
0.25	6.7	5.6
0.60	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.4
1.60	8.1	6.8
2.00	8.4	7.0
2.50	8.6	7.2
3.00	8.8	7.4
4.00	9.0	7.5
≥ 4.00	9.0	7.5

Se puede apreciar en ésta tabla que la mayor capacidad por punta se logra hincando el elemento 4 veces su diámetro ó lado.

En este caso $A = 1.13 \text{ m}^2$

$N_c = 8.8$

$\gamma = 1.4 \text{ ton/m}^3$

$c = q_u/2$ (se obtendrá del No. de golpes de P.P.E.

$D_f =$ profundidad de desplante.

CAPACIDAD ADMISIBLE DE UNA FILA .-

Sondeo	$D_f(\text{m})$	c (ton/m ²)	$cN_c/3$	γD_f (ton/m ²)	q_a (ton/m ²)	q_a (ton)
S-4D	25.0	22.5	66.0	35.0	101.0	114.0
S-4C	25.7	25.0	73.5	35.9	109.4	123.0
S-4B	17.9	24.0	70.5	24.8	95.3	107.5
S-4A	17.5	25.0	73.5	24.5	98.0	111.0
S-4	21.2	22.5	66.0	29.6	95.0	107.0

Sondeo	Df(m)	c(ton/m ²)	cNc/3	γDf (ton/m ²)	qa(ton/m ²)	qa(ton)
S-3	15.1	24.5	72.0	21.1	93.1	105.5
S-2	15.8	26.0	76.3	22.1	98.4	111.5
S-1	20.1	22.5	66.0	28.1	94.1	106.0
S-1B	19.3	23.0	67.5	27.0	94.5	107.0
S-1A	19.8	23.0	67.5	27.7	95.2	107.0
S-1D	18.0	25.0	73.5	25.2	98.7	112.0
S-1C	22.0	22.5	66.0	30.8	96.8	110.0

Finalmente calcularemos la capacidad de carga de un cilindro, para lo cual propondremos un diámetro de 4.5 m., hincado 0.5 veces su diámetro; esto es 2.25 m.

Como se apoyará en suelo cohesivo aplicaremos la teoría de Skempton, como lo hicimos al analizar pilas mediante la expresión $q_a = cN_c/3 + \gamma D_f$

$$D/B = 0.5 \text{ por lo tanto } N_c = 7.0$$

$$A = 16.0 \text{ m}^2.$$

$$\gamma = 1.4 \text{ ton/m}^3$$

CAPACIDAD ADMISIBLE DE UN CILINDRO.-

Sondeo	Df(m)	c(ton/m ²)	cNc/3	γDf (ton/m ²)	qa(ton/m ²)	qa(ton)
S-4D	13.90	14.5	34.0	19.5	53.5	855
S-4C	16.70	12.5	29.0	23.5	52.5	840
S-4B	11.50	17.0	40.0	16.1	56.1	895
S-4A	8.80	17.5	41.0	12.4	53.4	856
S-4	15.50	18.0	42.0	21.7	63.7	1020
S-3	7.10	20.0	47.0	9.9	56.9	910
S-2	7.70	16.0	37.0	10.8	47.8	765
S-1	11.50	14.0	32.5	16.1	48.6	775
S-1B	8.80	12.5	29.0	12.4	41.4	662
S-1A	12.30	16.0	37.0	17.2	54.2	865
S-1D	6.30	11.5	27.0	8.8	35.8	572
S-1C	12.20	16.5	38.5	17.1	55.6	887

RECOMENDACIONES FINALES .-

Habiendo analizado las capacidades de carga que proporcionan los diferentes elementos de cimentación; será necesario para poder elegir el tipo apropiado, conocer el proyecto del puente a usarse, esto es determinar las descargas de éste en cada apoyo, que dependerán básicamente del peso del puente, así como de la distancia entre apoyos que fije el proyecto.

Conocidas estas descargas, podrá elegirse el elemento de cimentación adecuado para cada apoyo del puente consultando los resultados anteriores para diversos elementos de cimentación a lo largo del tramo en estudio.

CAPITULO 5

DISEÑO DE TERRAPLENES

ALTURA MAXIMA DE TERRAPLENES

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

ALTURA MAXIMA DE TERRAPLENES.-

Una vez hecha la comparación de costo entre la construcción de viaducto y la de terraplen: y habiendo sido ésta última la más conveniente; es necesario calcular la altura máxima de terraplen que soporte establemente el terreno.

Esta altura máxima dependerá primeramente de la capacidad de carga y posteriormente se estudiará la estabilidad de taludes: para lo cual se propondrá una inclinación de talud y se calculará el F.S. del círculo de falla más crítico, debiendo ser éste mayor o igual a 1.5.

Principiaremos por determinar la altura máxima de terraplen, atendiendo a la capacidad del terreno: para lo cual será necesario calcular la carga admisible. Para esto podemos aplicar la teoría de Terzaghi que es una de las más generales en cuanto a tipos de suelos se refiere y es recomendada para toda clase de cimentaciones superficiales.

Para aplicar esta teoría usaremos los resultados de las pruebas de compresión triaxial de las que se obtuvo la cohesión y el ángulo de fricción interna del material y con estos resultados se definió el suelo como puramente cohesivo ($c \neq 0$, $\phi = 0$) y según esta clasificación se podrá aplicar la teoría de Terzaghi haciendo las debidas consideraciones por ser puramente cohesivo.

Como las pruebas de compresión triaxial presentadas en esta tesis no son suficientes para determinar la capacidad de carga en todos los lugares y profundidades a que se necesita, se recurrirá a calcularlas a partir de los sondeos realizados, con el método de penetración estándar, usando la expresión:

$$q_u \text{ (ton/m}^2 \text{)} = 1.25 \times \text{No. de golpes}$$

Que si bien no es una fórmula exacta, si nos da una idea del rango de la capacidad de carga del terreno arcilloso.

Cálculo de la capacidad de carga en el

Km. 48 + 506.00 a 7.0 m. izquierda del eje.

Profundidad de la muestra de 2.7 m. a 3.6 m.

Como es puramente cohesivo podremos aplicar la expresión:

$$q_c = 2.85 q_u (1 + 0.3 B/L) + D_f$$

En donde:

$$q_u = 2c \text{ (resistencia a la compresión simple)} = 2.8 \text{ ton/m}^2$$

B = ancho del cimiento

L = longitud del cimiento

γ = peso específico

D_f = profundidad de desplante

q_c = carga última

Por lo tanto:

$$q_c = 5.7 c (1 + 0.3 B/L) + D_f$$

$$q_c = 5.7 \times 1.4 (1 + 0.3 \times 35/170) + 1.4 \times 0$$

$D_f = 0$ por considerar la cimentación superficial

$$q_c = 8.5 \text{ ton/m}^2$$

Usando el límite superior de q en la teoría de Prandtl:

$$q = (\gamma + 2) c$$

$$q = 5.14 \times 1.4 = 7.2 \text{ ton/m}^2$$

Comparando estos resultados se puede observar, que la teoría de Prandtl para cálculo de la capacidad de carga, da valores más conservadores que la teoría de Terzaghi no obstante atenderemos a esta última debido a su comprobada eficacia en la práctica.

Cálculo de la capacidad de carga en el

Km. 48 + 560.00 a 2.60 m. izquierda del eje.

Profundidad de la muestra de 4.80 a 5.70 m.

$$c = 2.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 0$$

Por lo tanto:

$$q_c = 5.7 c (1 + 0.3 B/L)$$

$$q_c = 5.7 \times 2.8 \times 1.062$$

$$q_c = 17.0 \text{ ton/m}^2$$

Calculo de la capacidad de carga en el

Km. 48 + 560.00 a 2.60 m izquierda del eje.

Profundidad de la muestra de 4.80 a 5.70 m.

$$c = 2.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 0$$

Por lo tanto:

$$qc = 5.7 c (1 + 0.3 B/L)$$

$$qc = 5.7 \times 2.8 (1.062)$$

$$qc = 17.0 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga en el

Km. 48 + 560, a 2.6 m. izquierda del eje.

Profundidad de la muestra de 6.0 a 6.9 m.

$$c = 2.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 0$$

Por lo tanto:

$$qc = 5.7 c (1 + 0.3 B/L)$$

$$qc = 5.7 \times 2.8 (1 + 0.3 \times 35/170)$$

$$qc = 16.0 (1.062)$$

$$qc = 17.0 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga en el

Km. 48 + 506, a 7.0 m. izquierda del eje.

Profundidad de la muestra de 9.0 a 9.9 m.

$$c = 2.4 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 0$$

Por lo tanto:

$$qc = 5.7 c (1 + 0.3 B/L)$$

$$qc = 5.7 \times 2.4 (1 + 0.3 \times 35/170)$$

$$qc = 13.7 \times (1.062)$$

$$qc = 14.5 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga en el

Km. 48 + 506 a 7.0 m. izquierda del eje.

Profundidad de la muestra de 6.3 a 7.2 m.

$$c = 2.2 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 0$$

Por lo tanto:

$$qc = 5.7 c (1 + 0.3 B/L)$$

$$qc = 12.55 (1.062)$$

$$qc = 13.5 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga en el
Km. 48 + 506 a 7.0 m. izquierda del eje.
Profundidad de la muestra de 4.5 a 5.4 m.

$$c = 2.0 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 0$$

Por lo tanto:

$$q_c = 5.7 c (1 + 0.3 B/L)$$

$$q_c = 5.7 \times 2.0 (1 + 0.3 \times 35/170)$$

$$q_c = 11.4 (1.062)$$

$$q_c = 12.0 \text{ ton/m}^2$$

Se puede observar en el perfil de suelos que las resistencias se van incrementando conforme se aleja de las márgenes del río; por lo tanto en los tramos en que se construirá terraplen se podrá considerar como valor prudente de q_c 15 ton/m², atendiendo a los resultados de las capacidades de carga calculadas en este capítulo, así como a la observación anterior.

Una vez determinado el valor de q_c (carga última), habrá que afectarlo de un factor de seguridad, en este caso de 1.25 por considerar que la capacidad de carga del terreno se irá incrementando a medida que transcurre el tiempo y se consolida.

La máxima altura de terraplen se determinará aplicando la expresión:

$$q = h$$

$$q = \text{esfuerzo máximo (} q_c \text{) ton/m}^2$$

$$= \text{peso específico del terraplen, ton/m}^3$$

$$h = \text{altura, m.}$$

$$q \text{ máxima} = 15 \text{ ton/m}^2$$

$$FS = 1.25$$

Por lo tanto:

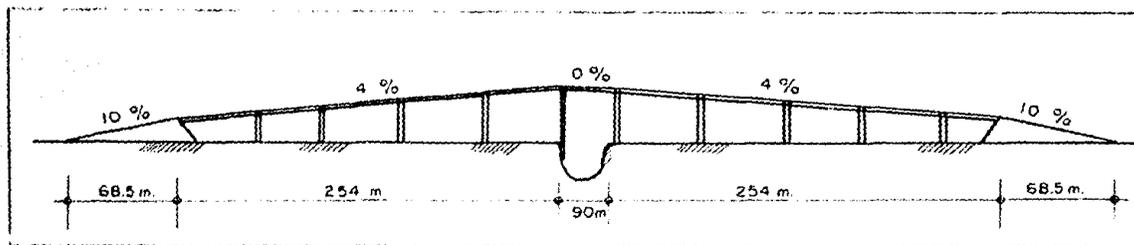
$$q_a = 15/1.25 = 12 \text{ ton/m}^2$$

$$h = q_a /$$

$$h = 12/1.75 = 6.85 \text{ m.}$$

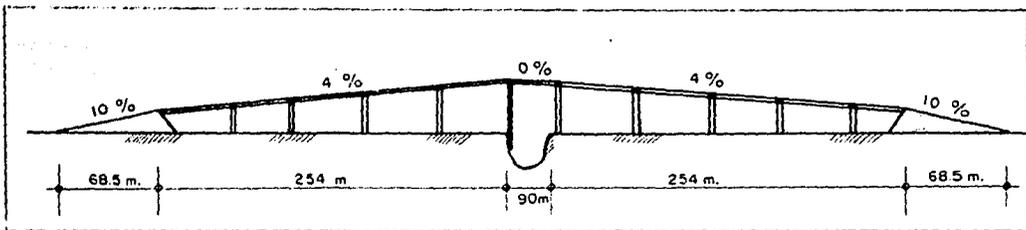
La altura de terraplen obtenida de 6.85m. con una pendiente de 10 % desarrollará horizontalmente --

68.5 m. Los 10.15 m. faltantes para lograr lo 17 m. requeridos para librar en el sentido vertical las embarcaciones, se darán por viaducto que con una pendiente de 4 % (máxima) desarrollaran 254 m. como puede verse en la figura.



NOTA.- En el resumen de cálculo de capacidad de carga que a continuación se presenta se representa la carga última y está calculada a partir de datos de prueba triaxial, que representa la resistencia de suelos cohesivos y fué obtenida a partir de datos de pruebas de penetración estandar.

68.5 m. Los 10.15 m. faltantes para lograr lo 17 m. requeridos para librar en el sentido vertical las embarcaciones, se darán por viaducto que con una pendiente de 4 % (máxi - ma) desarrollaran 254 m. como puede verse en la figura.



NOTA.- En el resumen de cálculo de capacidad de carga que a continuación se presenta se representa la carga última y está calculada a partir de datos de prueba triaxial, que representa la resistencia de suelos cohesivos y fué obtenida a partir de datos de pruebas de penetración estandar.

RESUMEN DEL CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

MARGEN DERECHA

PROFUNDIDAD En metros	S - 1C Km 48+095 qu Ton./m2	S - 1D Km 48 + 145.7 qu Ton./m2	S- 1A Km 48 + 195.90 qu Ton./m2
0	_____	_____	_____
2	7.5	18.75	12.50
4	_____	10.00	_____
6	_____	_____	21.25
8	17.5	22.50	_____
10	_____	_____	_____
12	32.5	_____	_____
14	_____	33.75	31.75
16	59.0	50.00	_____
18	_____	_____	_____
20	42.5	_____	46.50
22	_____	_____	_____
24	_____	_____	_____

RESUMEN DEL CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

MARGEN IZQUIERDA

PROFUNDIDAD En metros	S-4A 48+ 432.85 qu Ton/m2	S-4B 48+482.10 qu Ton/m2	48+506 qc Ton/m2	48+560 qc Ton/m2	S-4C 48+531.70 qu Ton/m2	S-4D 48+581.70 qu Ton/m2
0	10.00	3.75				
2	21.25		8.50	14.40		
4			12.00	17.00		
6						
8		15.00	13.50			16.25
10	33.75		14.50			
12		31.25			12.5	
14					25.00	28.75
16	50.00					
18		47.50				44.75
20					50.00	
22	62.50					
24						

RESUMEN DEL CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

TRAMO CENTRAL

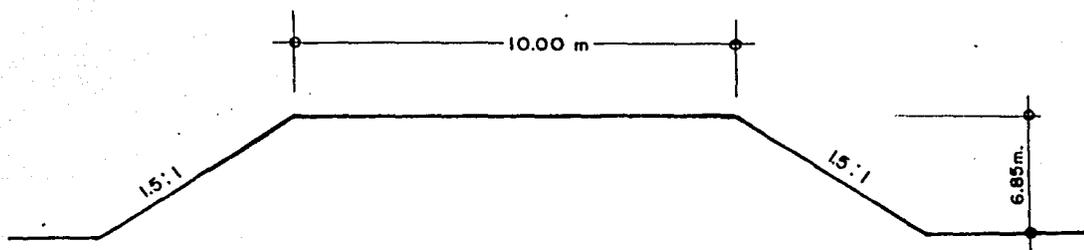
PROFUNDIDAD En metros	S - 1B 48+248.60 qu Ton./m2	S - 1 48+ 297.40 qu Ton./m2	S - 2 48+ 322.68 qu Ton./m2	S - 3 48+359.30 qu Ton./m2	S - 4 48+384.40 qu Ton./m2
0					
2		8.75	3.75	12.50	
4	17.50		18.75	18.75	
6		4.50			12.50
8			52.5		
10				40.00	
12	25.00		31.75		18.75
14		27.50			
16					35.0
18			52.5		
20	45.00	45.00			
22					
24					

ESTABILIDAD DE TALUDES.-

Para estudiar la estabilidad de taludes se procederá a proponer un talud para el terraplen y analizar su estabilidad, obteniendo el factor de seguridad para cada uno de los círculos de falla propuestos.

Se considera que el talud es estable, si el F.S. del círculo de falla más crítico es mayor o igual que 1.5, en caso de no cumplirse ésta condición, habrá que proponer otra inclinación de talud (más tendido) y repetir el proceso hasta cumplir con la condición mencionada.

Existen otros métodos para estabilizar taludes, entre los que podemos mencionar: el uso de bermas, la consolidación previa, el empleo de materiales ligeros, de muros de retención y materiales estabilizantes, así como precauciones de drenaje.



Características geométricas del terraplen, proponiendo un talud con una pendiente de 1.5 : 1

El factor de seguridad se obtendrá empleando la expresión: $F.S. = M_r/M_m$ en donde

M_r = momento resistente

M_m = momento motor

La manera de cuantificar estos momentos será:

$$\frac{M_r}{M_m} = \frac{CLr}{r\Sigma T}$$

En donde: C = cohesión del material que formará el terraplen

L = Longitud de falla

r = radio del círculo de falla

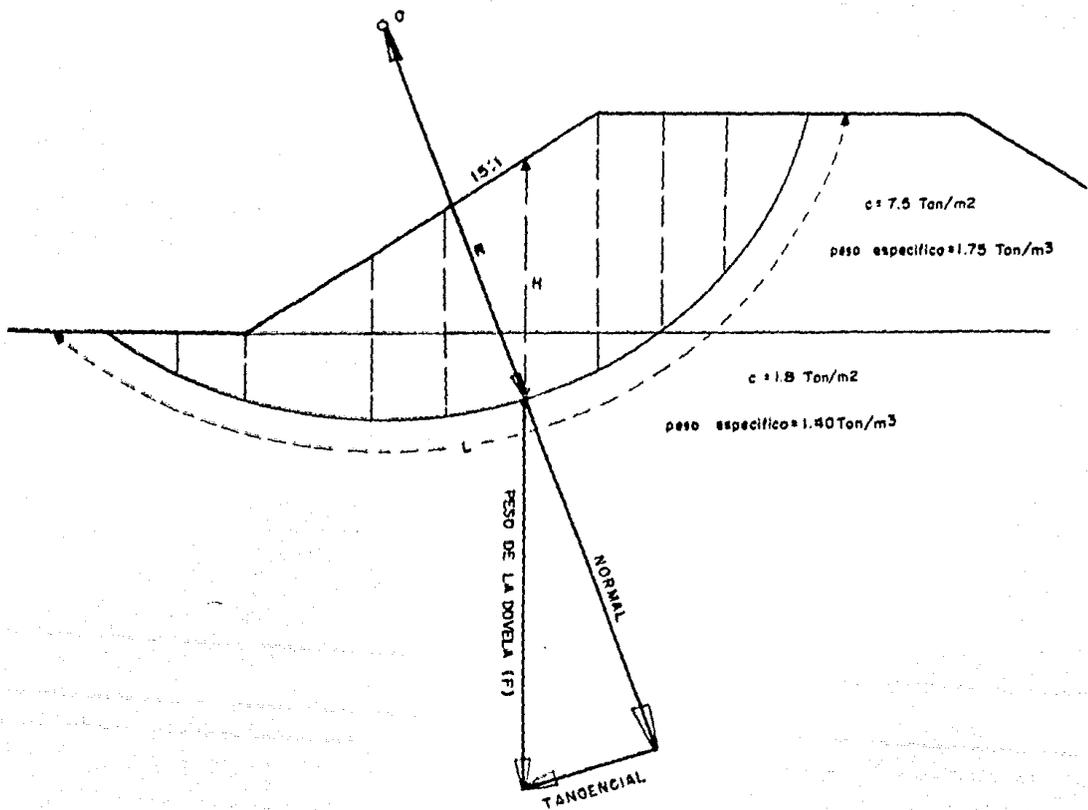
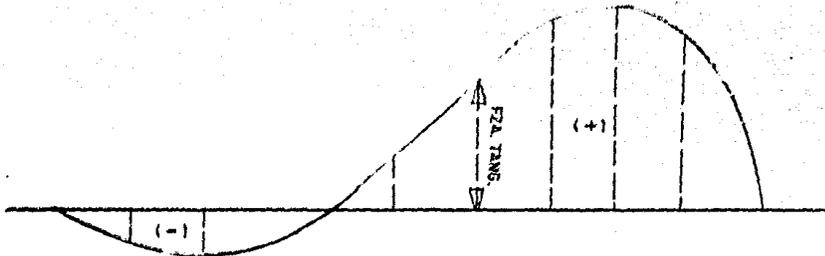
T = suma de fuerzas tangenciales (considerando todas las cargas que actúan sobre el terraplen).

El método gráfico usado consiste en descomponer en dovelas la porción de falla supuesta, considerando de un espesor unitario (1 m.) . Conocida gráficamente la altura media de cada dovela se multiplicará por el espesor (1 m.) y por su ancho (dx) y esto dará el volumen de la dovela que multiplicado por el peso o pesos específicos del material de que esté constituido (según los estratos que comprenda la dovela) nos darán como resultado una fuerza vertical hacia abajo que representará el peso total de la dovela (F).

Esta fuerza F se descompondrá en 2 fuerzas, una tangencial y otra normal al círculo de falla; y la magnitud de la fuerza tangencial de cada dovela llevada en el sentido vertical y referida a ésta, será la forma de construir un diagrama de fuerzas tangenciales, en donde el área bajo la curva nos dará la fuerza tangencial total (ΣT)

$$F = h \cdot l \cdot dx \cdot \gamma$$

$$\text{Ton} = m \cdot m \cdot m \cdot (\text{Ton}/m^3)$$



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N.º 1

ESC. 1:200

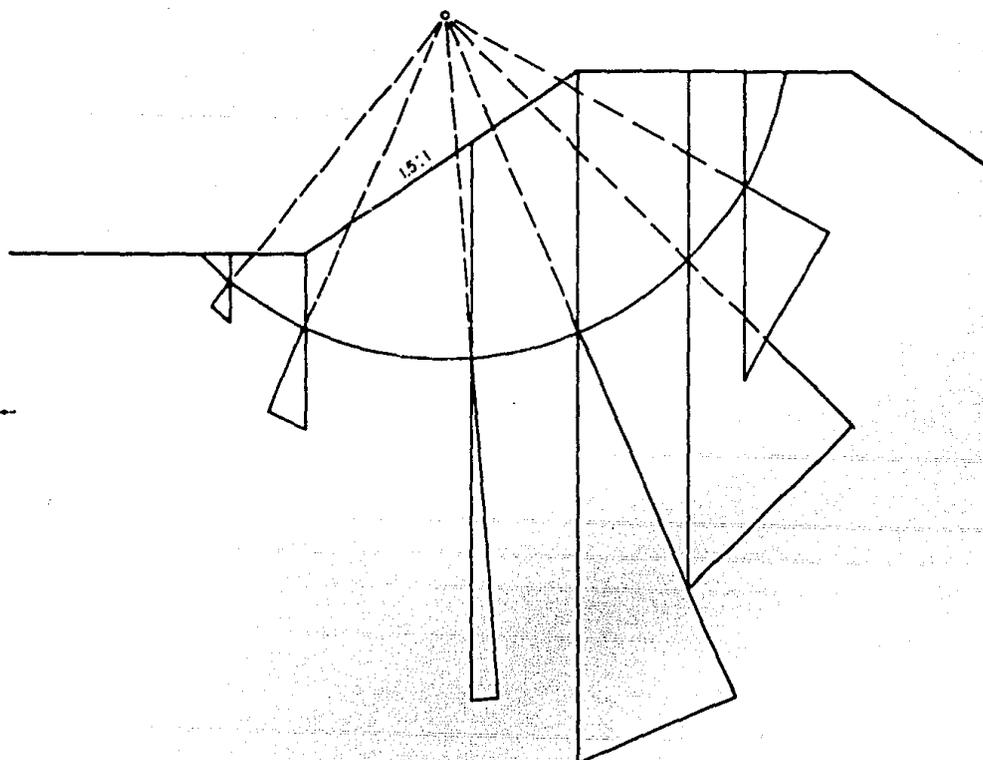
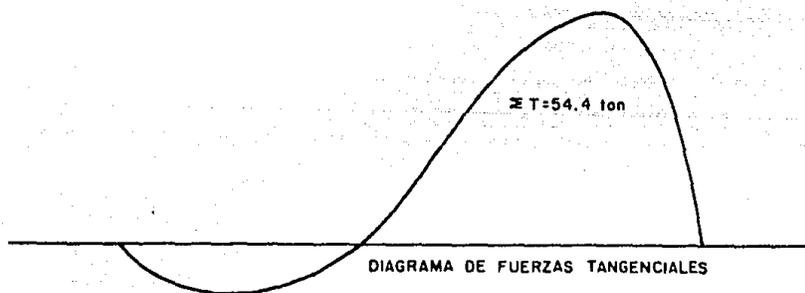
L = 28.40 m.

R = 12.60 m

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 21.0 \times 12.6 + 7.5 \times 7.6 \times 12.6}{54.4 \times 12.6}$$

F.S. = 1.74



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N.º 2

145

ESC. 1:200

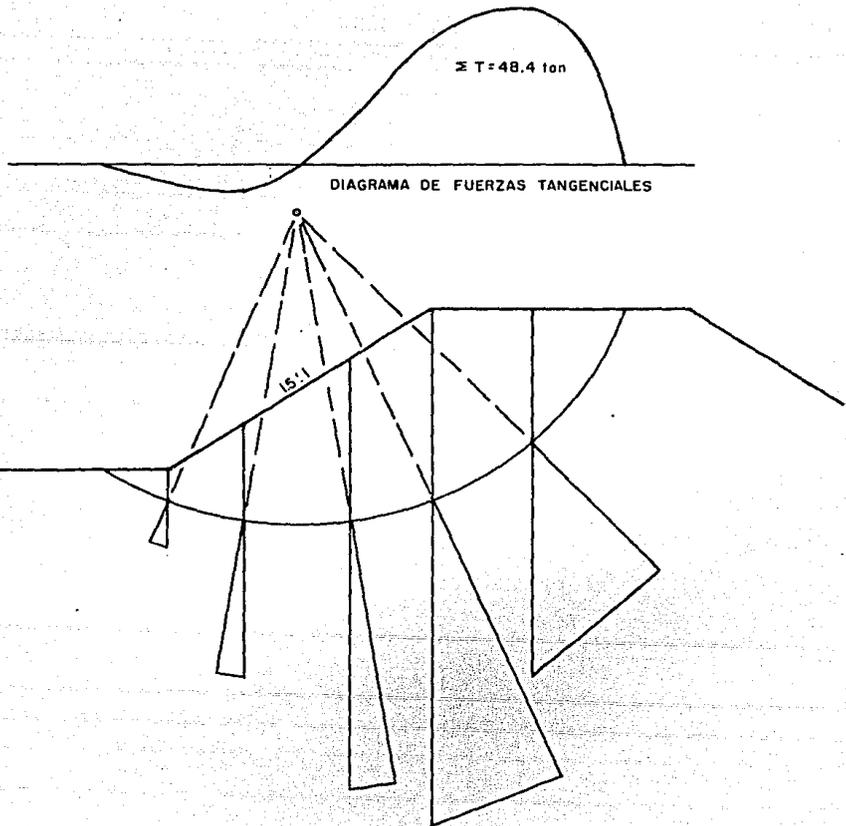
L = 25.00m.

R = 13.20m.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 16.4 \times 13.2 + 7.5 \times 8.4 \times 13.2}{18.4 \times 13.2}$$

FS = 1.92



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 3

ESC. 1:200

L = 32.40m.

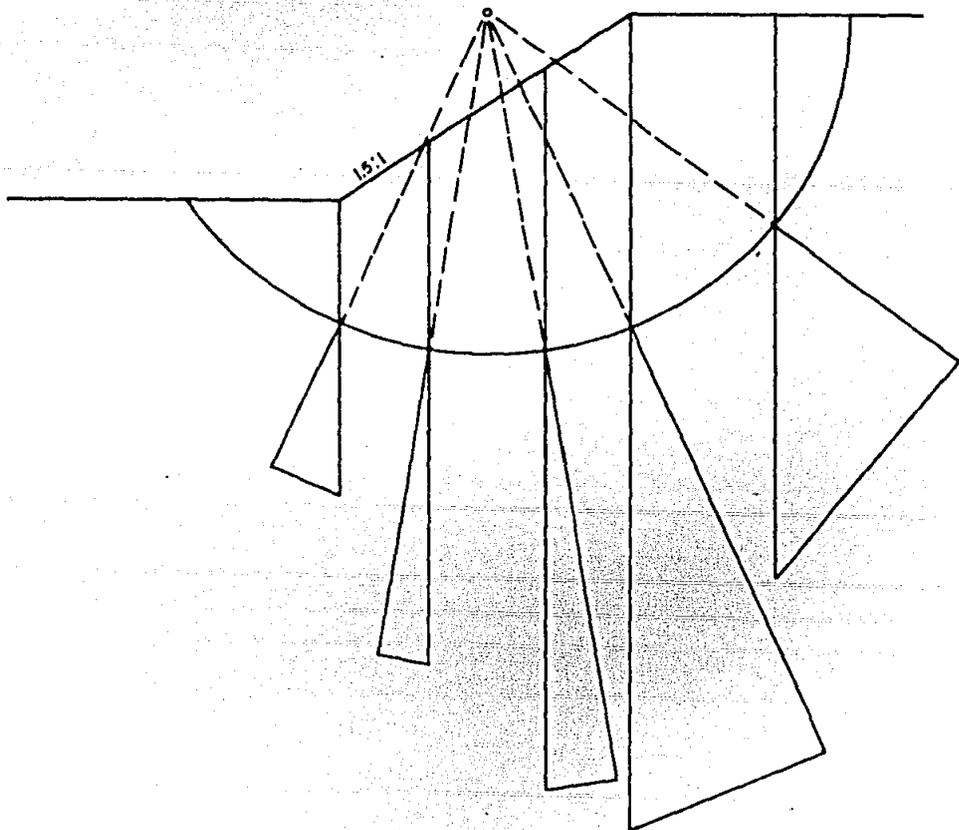
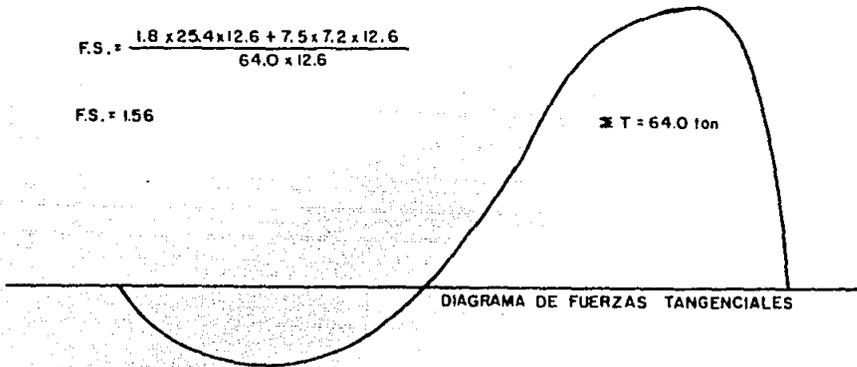
R = 12.60m.

$$F.S. = \frac{C \cdot L \cdot R}{T \cdot R} = \frac{M_r}{M_m}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 25.4 \times 12.6 + 7.5 \times 7.2 \times 12.6}{64.0 \times 12.6}$$

F.S. = 1.56

$\Sigma T = 64.0 \text{ ton}$



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 4

147

ESC. 1:200

L = 37.20 m.

R = 12.70 m.

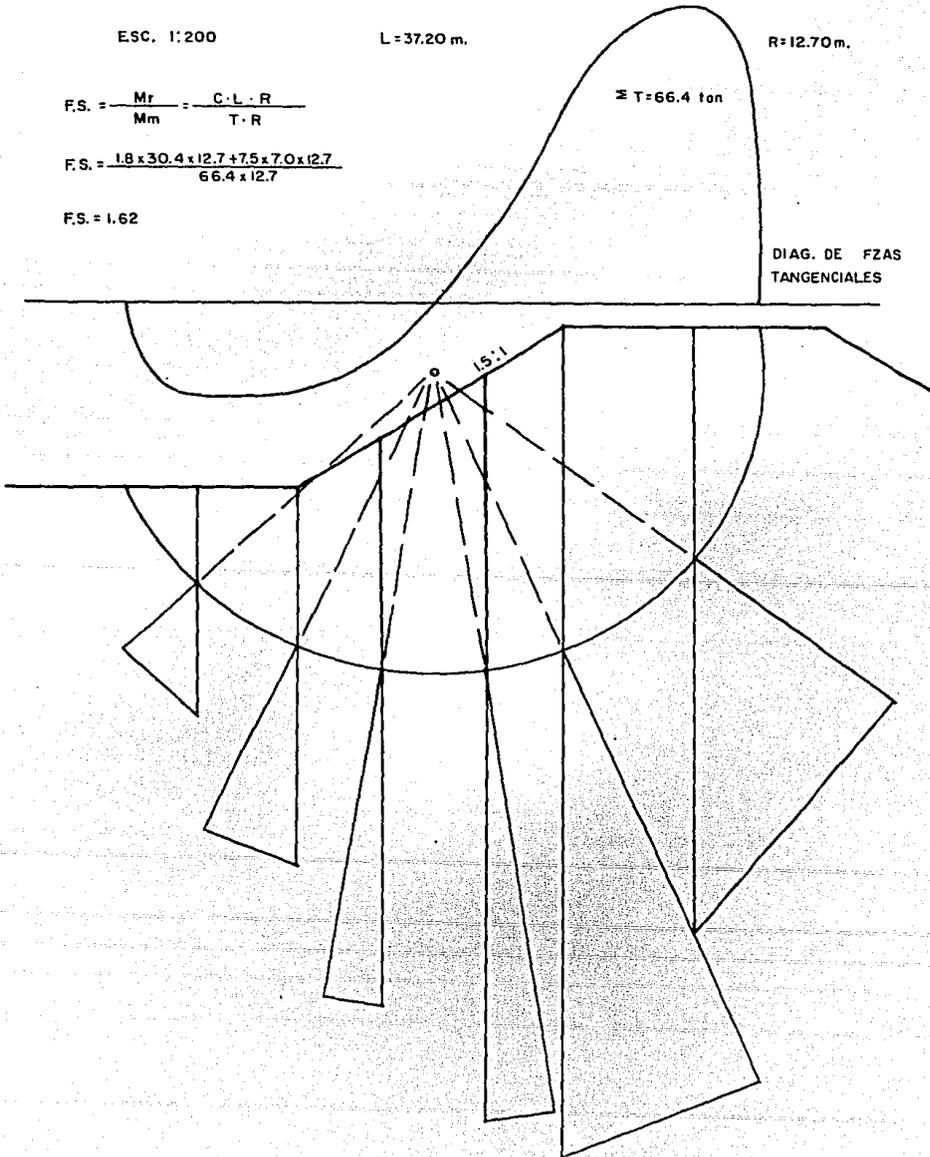
$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 30.4 \times 12.7 + 7.5 \times 7.0 \times 12.7}{66.4 \times 12.7}$$

$$F.S. = 1.62$$

$\Sigma T = 66.4$ ton

DIAG. DE FZAS
TANGENCIALES



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 5

ESC. 1:200

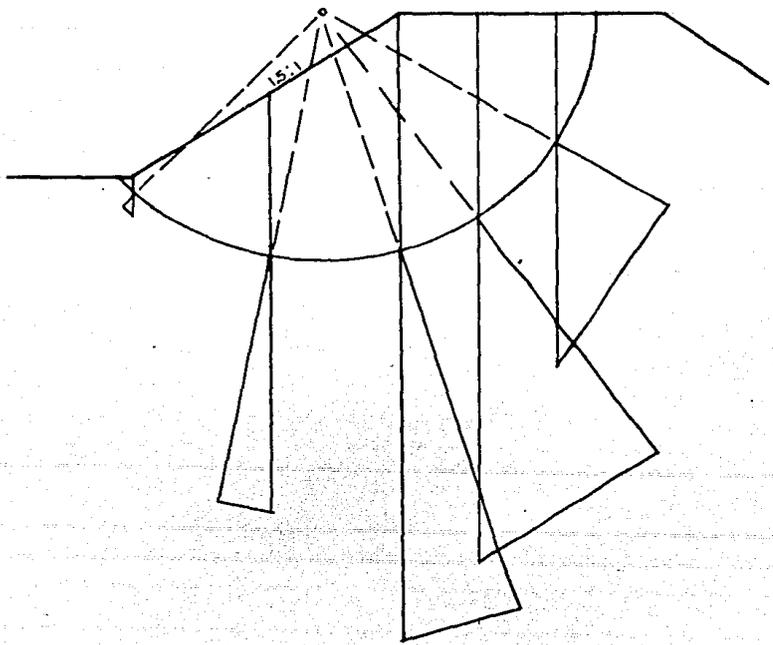
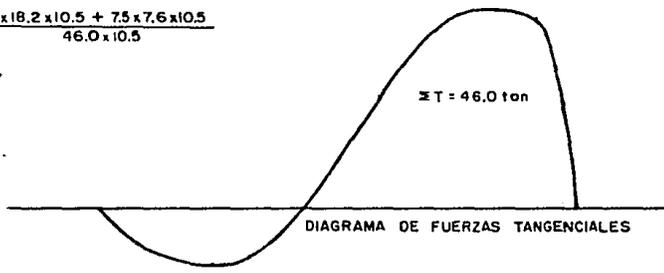
L = 25.60 m.

R = 10.50 m.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 18.2 \times 10.5 + 7.5 \times 7.6 \times 10.5}{46.0 \times 10.5}$$

F.S. = 1.97



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 6

149

ESC. 1:200

L = 38.60 m.

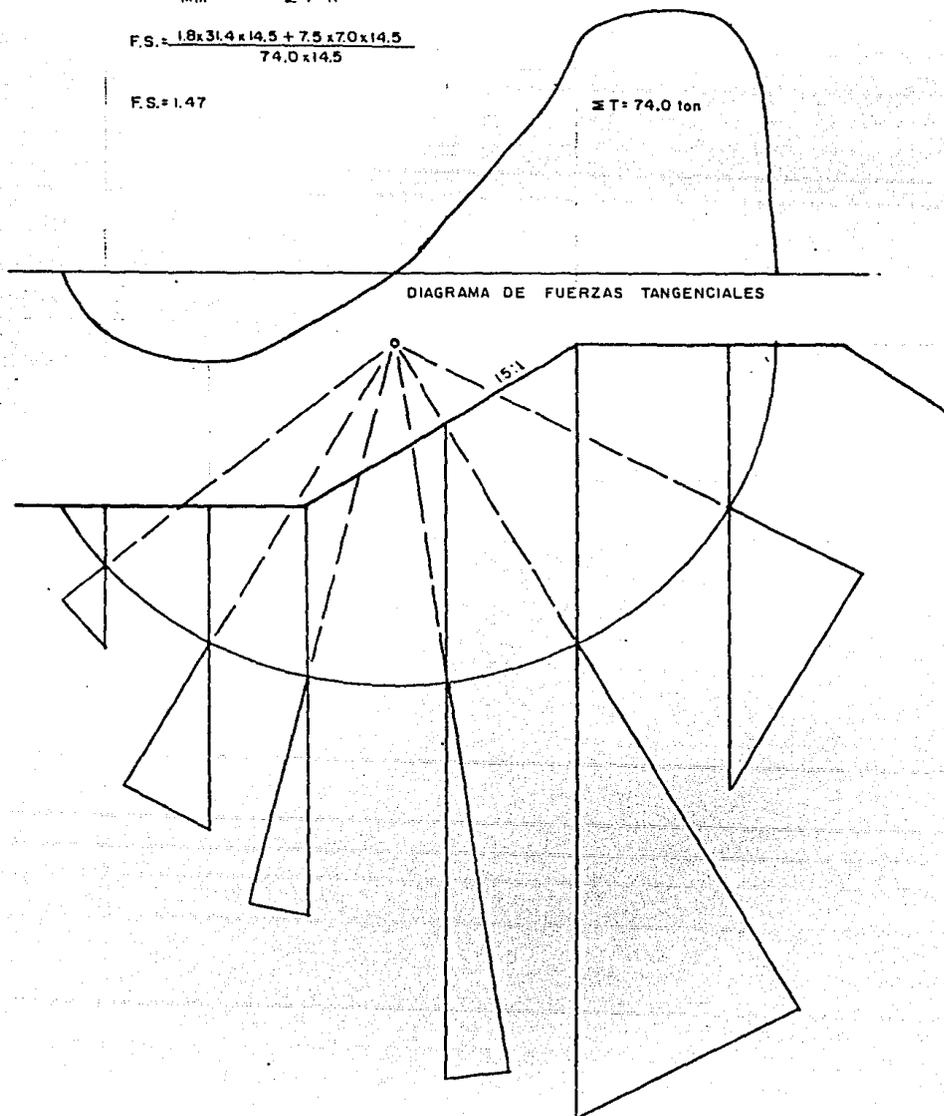
R = 14.50 m.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 31.4 \times 14.5 + 7.5 \times 7.0 \times 14.5}{74.0 \times 14.5}$$

F.S. = 1.47

$\sum T = 74.0$ ton



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 7

ESC. 1:200

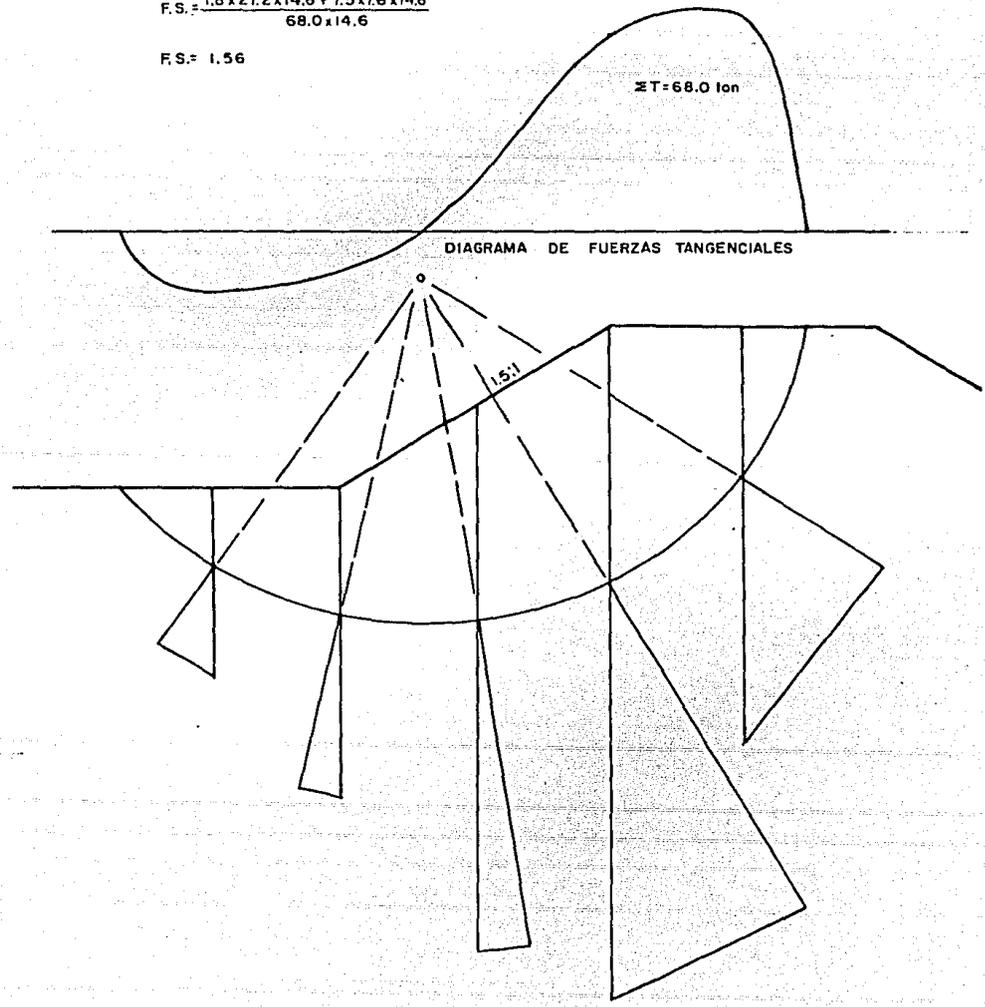
L = 34.80 m.

R = 14.60 m

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 27.2 \times 14.6 + 7.5 \times 7.6 \times 14.6}{68.0 \times 14.6}$$

F.S. = 1.56



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 8

151

ESC. 1:200

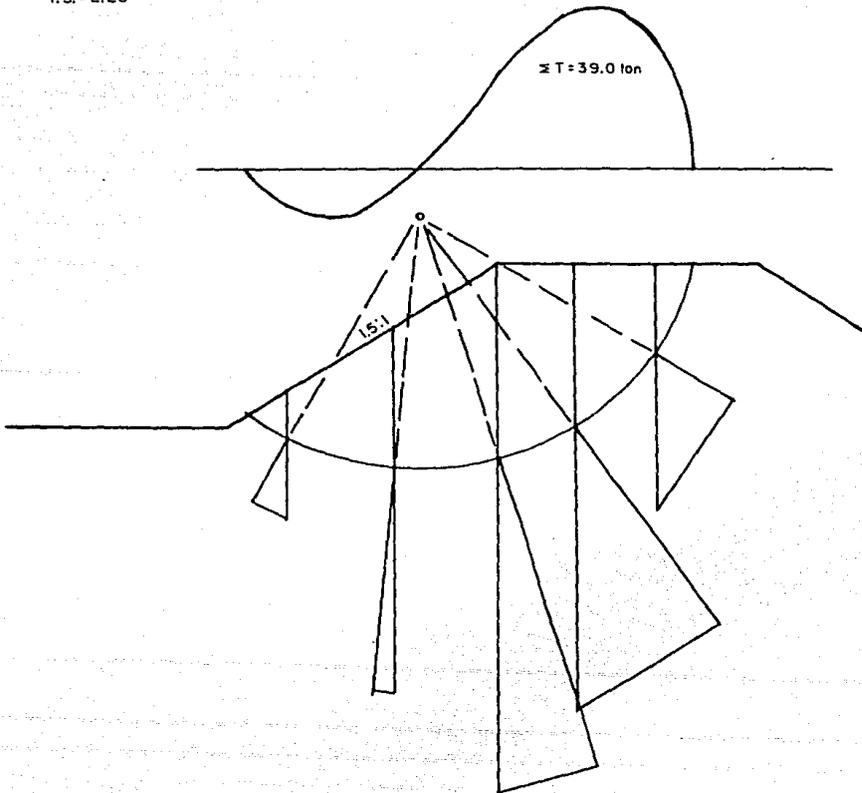
L = 22.20 m.

R = 10.80 m.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 13.6 \times 10.8 + 7.5 \times 8.6 \times 10.8}{39.0 \times 10.8}$$

F.S. = 2.28



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 9

152

ESC 1:200

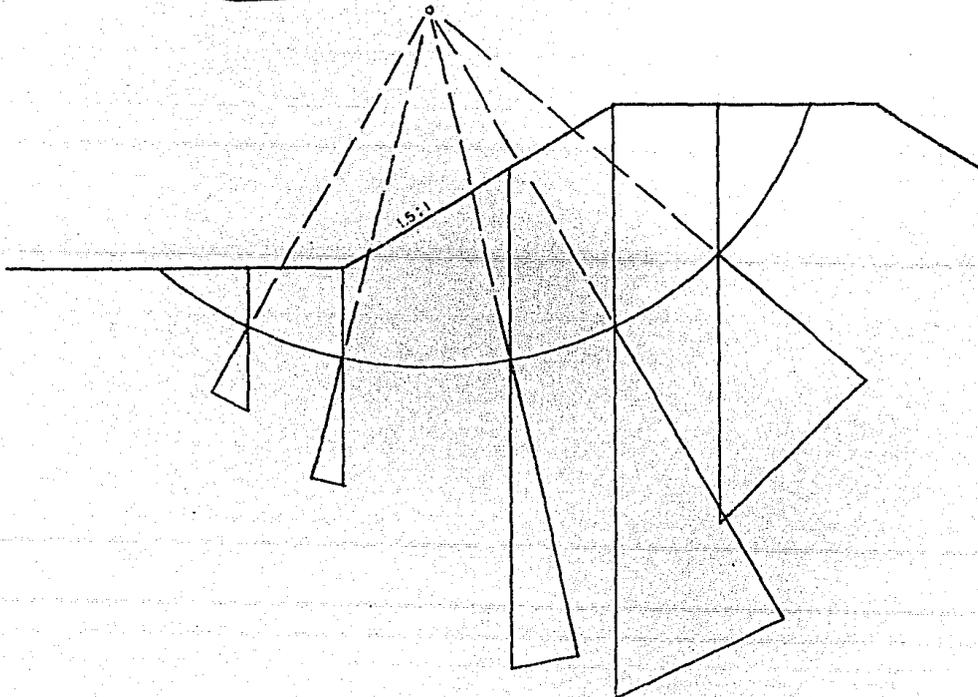
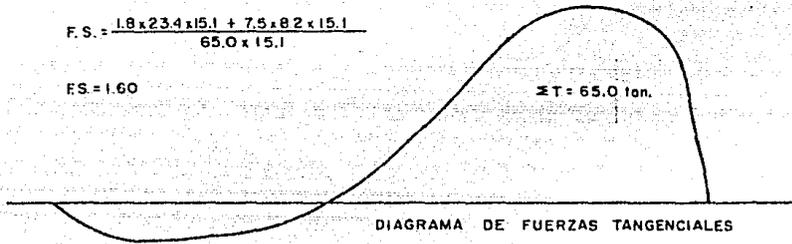
L = 31.60 m.

R = 15.10 m

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 23.4 \times 15.1 + 7.5 \times 8.2 \times 15.1}{65.0 \times 15.1}$$

FS = 1.60



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 10¹⁵³

ESC. 1:200

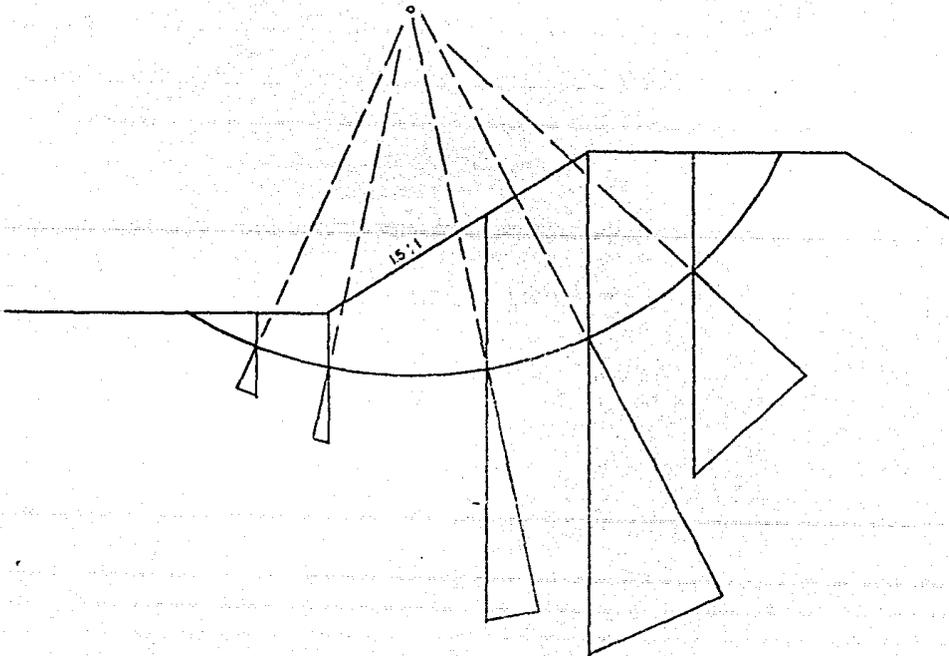
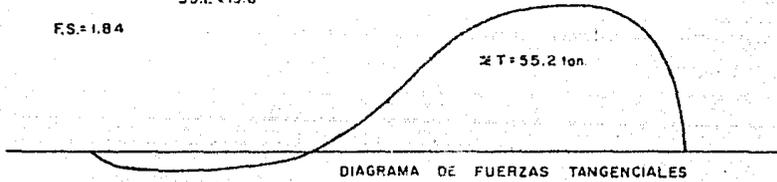
L = 28,00 m.

R = 15,60 m.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1,8 \times 18,8 \times 15,6 + 7,5 \times 9,0 \times 15,6}{55,2 \times 15,6}$$

F.S. = 1,84



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° II

154

ESC. 1:200

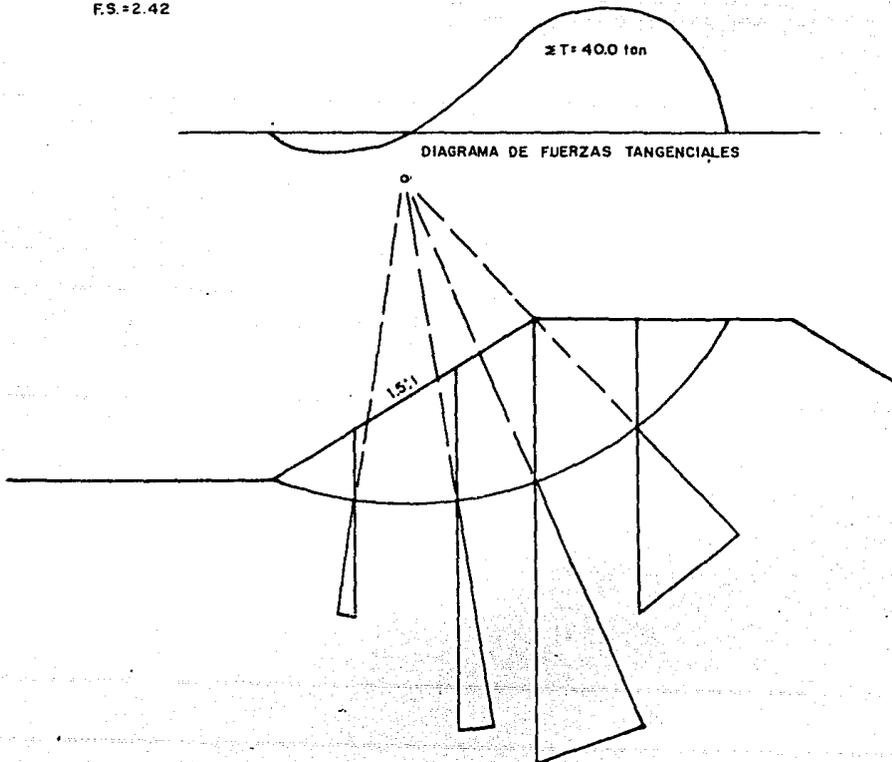
L = 21.20m.

R = 13.90 m.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 10.6 \times 13.9 + 7.5 \times 10.4 \times 13.9}{40.0 + 13.9}$$

F.S. = 2.42



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 12

155

ESC. 1:200

L = 37.80 m.

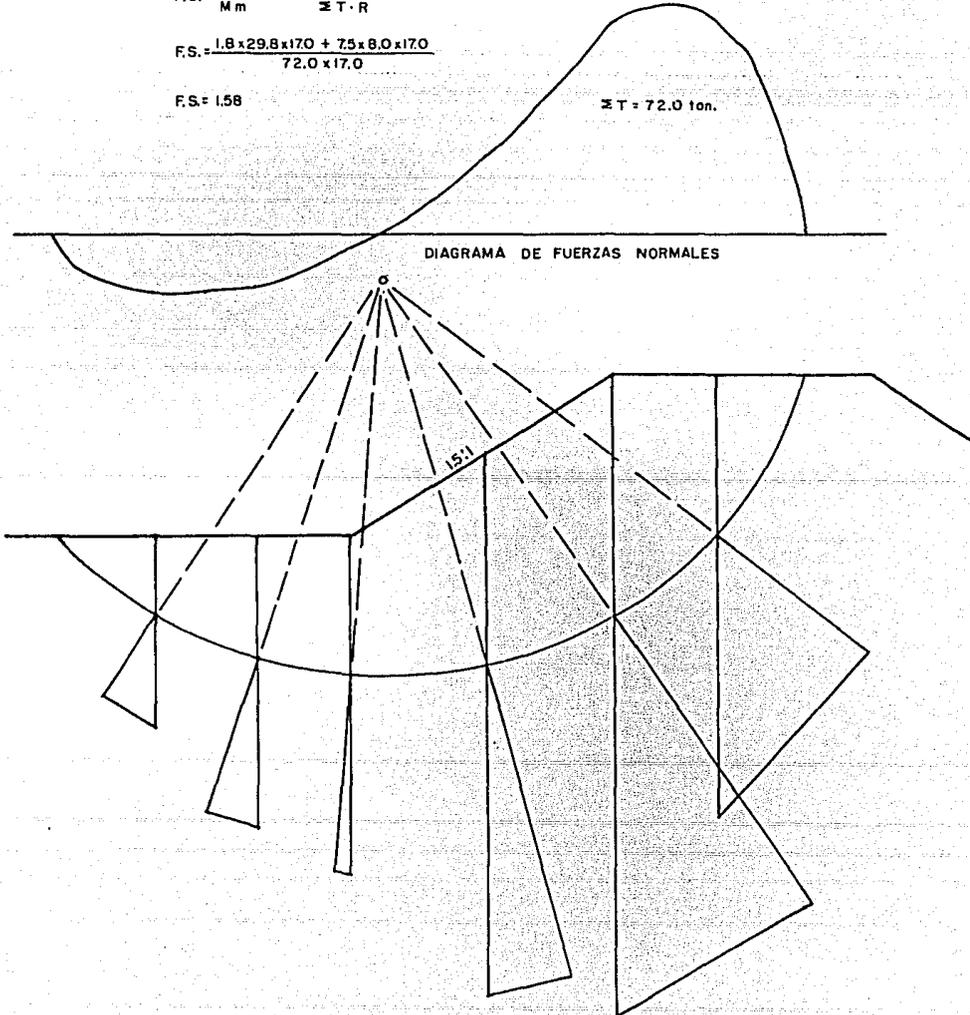
R = 17.00 m.

$$F.S. = \frac{M_f}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\Sigma T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 29.8 \times 17.0 + 75 \times 8.0 \times 17.0}{72.0 \times 17.0}$$

F.S. = 1.58

$\Sigma T = 72.0 \text{ ton.}$



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 13

ESC. 1 : 200

L = 34.80 m

R = 17.60 m.

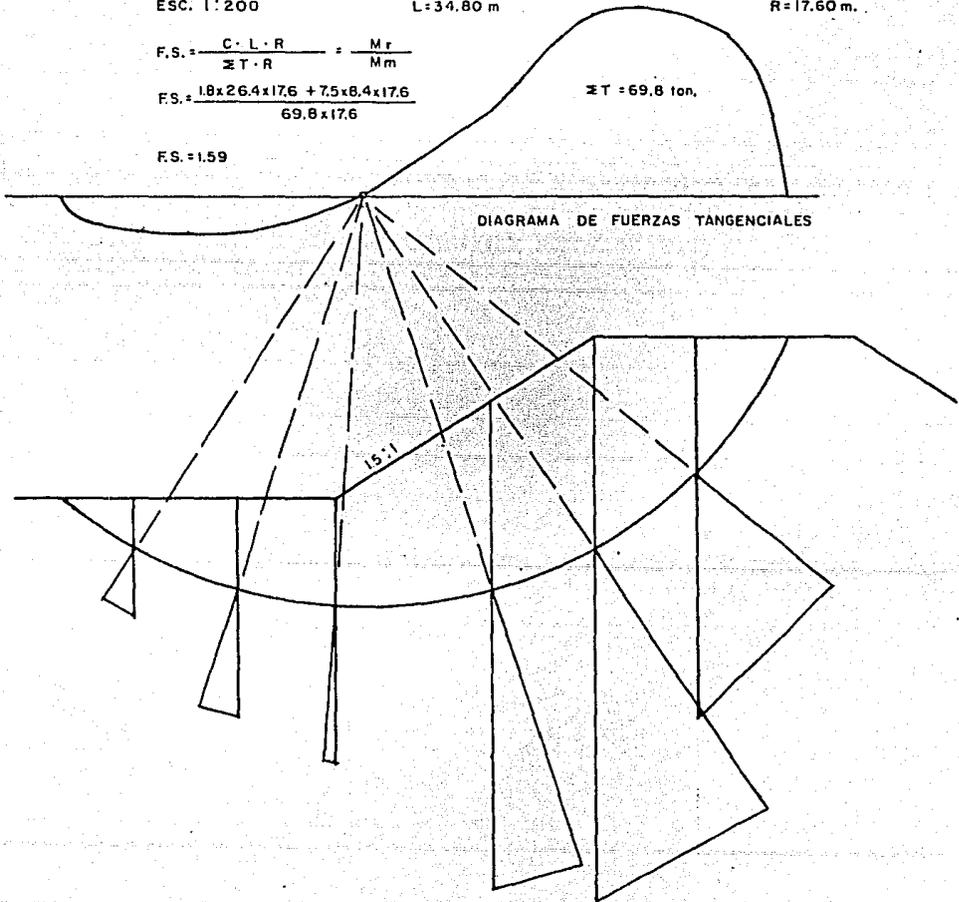
$$F.S. = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R} = \frac{M_r}{M_m}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 26.4 \times 17.6 + 7.5 \times 8.4 \times 17.6}{69.8 \times 17.6}$$

F.S. = 1.59

$\sum T = 69.8 \text{ ton.}$

DIAGRAMA DE FUERZAS TANGENCIALES



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 14

ESC. 1:200

L = 41.40 m.

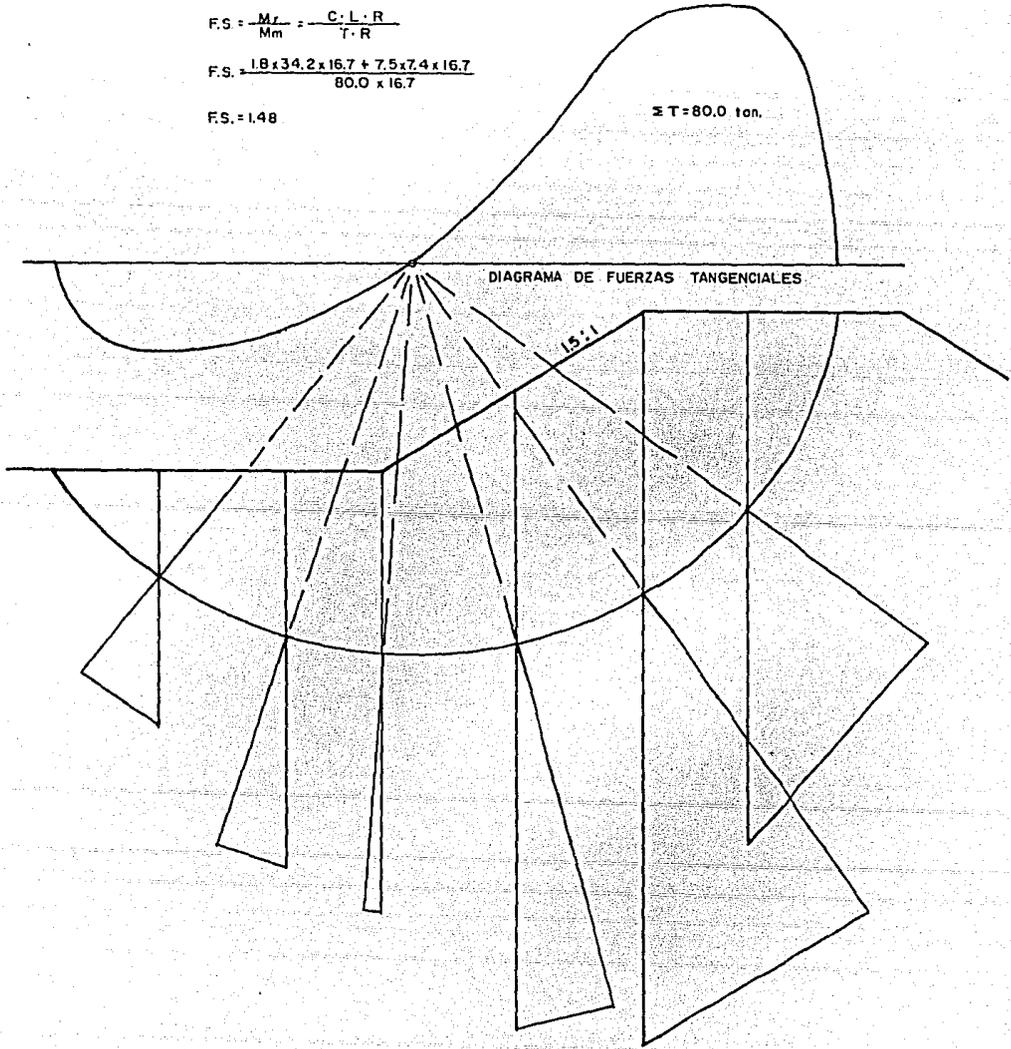
R = 16.70 m.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{r \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 34.2 \times 16.7 + 7.5 \times 7.4 \times 16.7}{80.0 \times 16.7}$$

F.S. = 1.48

$\Sigma T = 80.0 \text{ ton.}$



CALCULO DEL F.S. DEL CIRCULO Nº 15

ESC 1:200

L = 43.0m.

R = 16.4

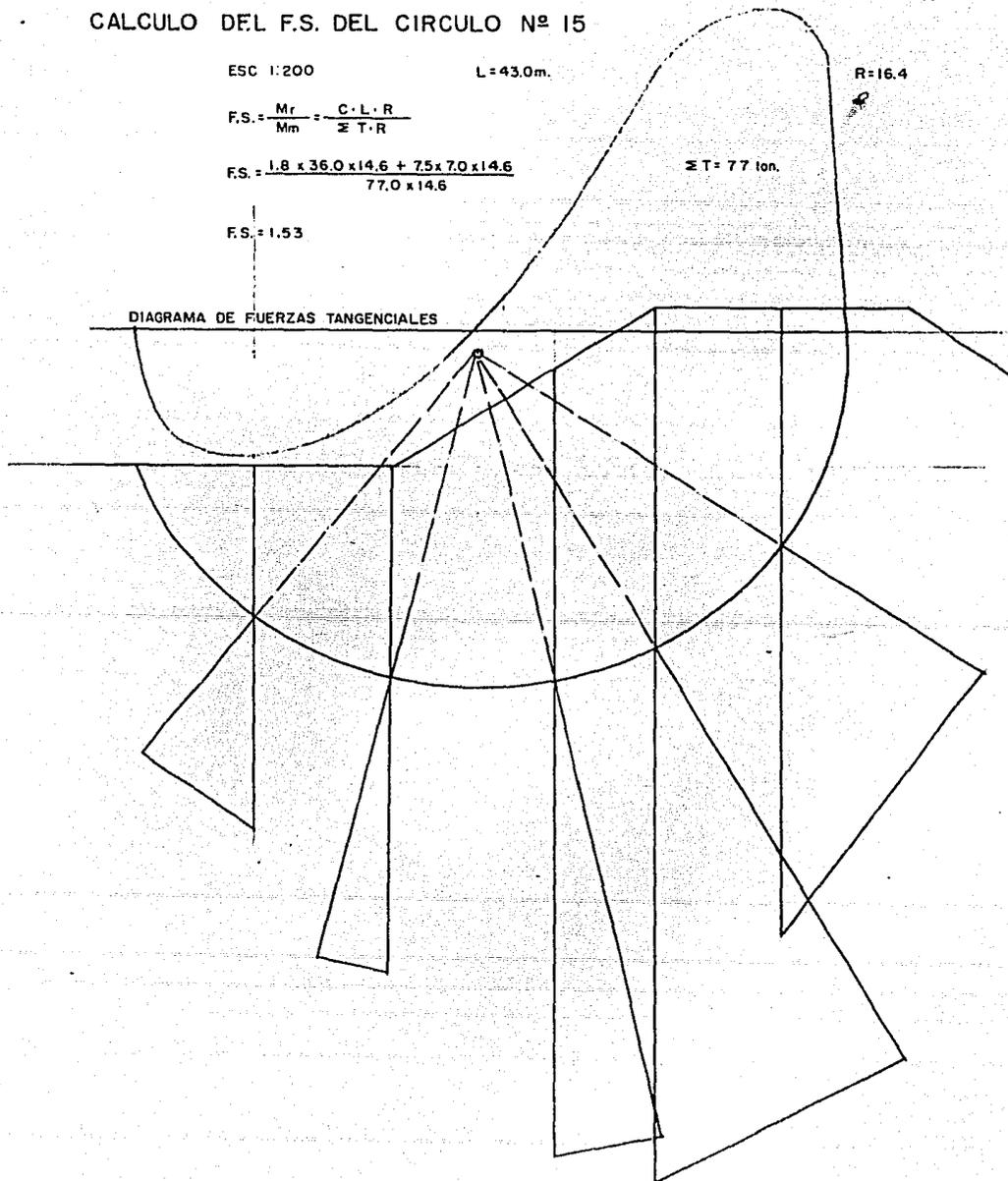
$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\Sigma T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{1.8 \times 36.0 \times 14.6 + 75 \times 7.0 \times 14.6}{77.0 \times 14.6}$$

$\Sigma T = 77 \text{ ton.}$

F.S. = 1.53

DIAGRAMA DE FUERZAS TANGENCIALES



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 16

ESC. 1:400

L = 496m

R = 16.4 m.

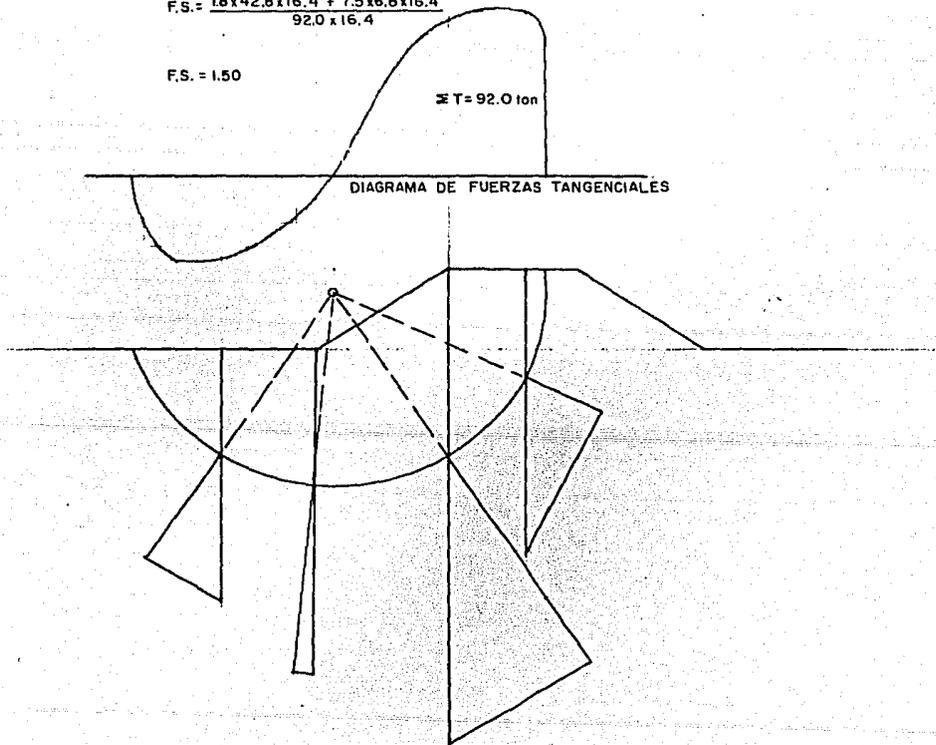
$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R}$$

$$F.S. = \frac{18 \times 42.8 \times 16.4 + 7.5 \times 6.8 \times 16.4}{92.0 \times 16.4}$$

F.S. = 1.50

 $\sum T = 92.0 \text{ ton}$

DIAGRAMA DE FUERZAS TANGENCIALES



CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL CIRCULO N° 17

ESC 1:400

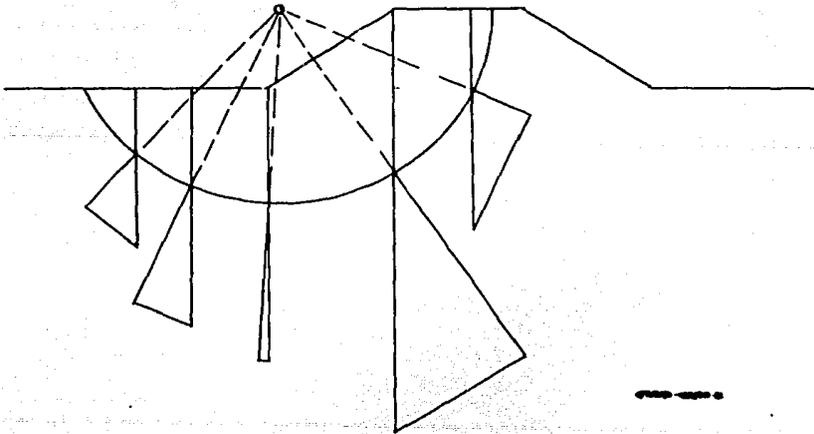
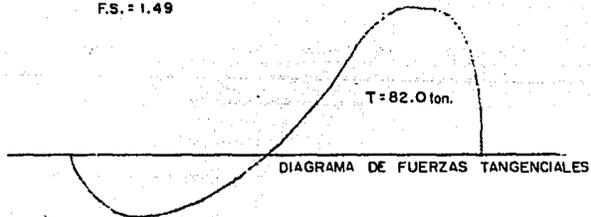
L = 45.8 m.

R = 16.8 m.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C \cdot L \cdot R}{\sum T \cdot R}$$

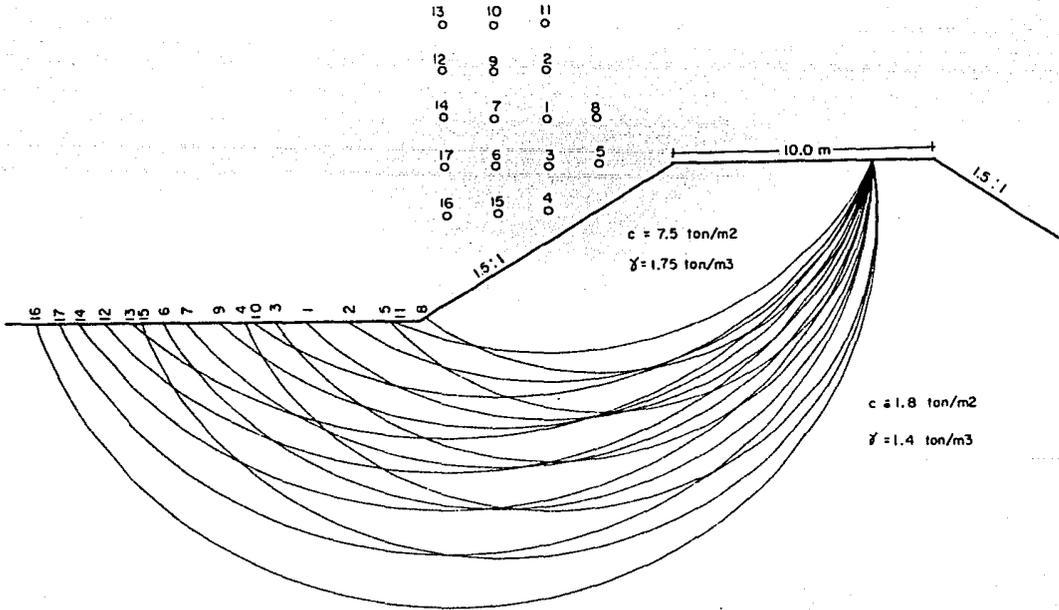
$$F.S. = \frac{1.8 \times 38.8 \times 16.8 + 7.5 \times 7.0 \times 16.8}{82.0 \times 16.8}$$

F.S. = 1.49



RESUMEN DE CIRCULOS ESTUDIADOS PARA GARANTIZAR LA ESTABILIDAD DEL TALUD PROPUESTO

161



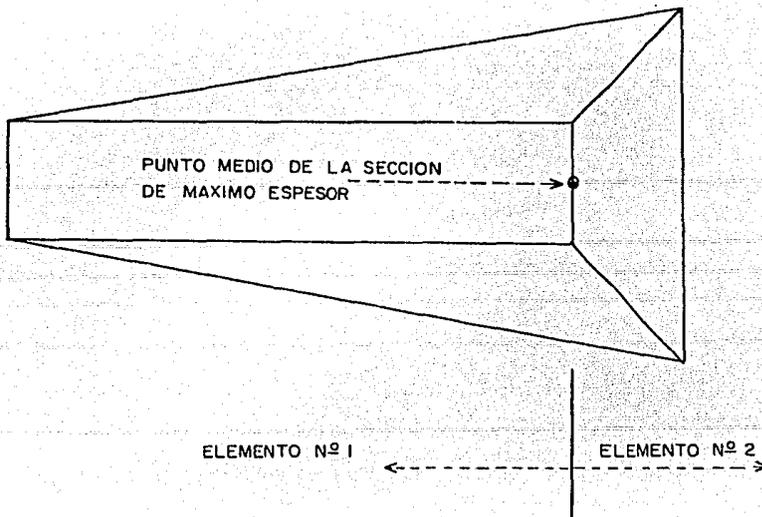
<u>CIRCULO</u>	<u>F.S.</u>
1	1.74
2	1.92
3	1.56
4	1.62
5	1.97
6	1.47
7	1.56
8	2.28
9	1.60
10	1.84
11	2.42
12	1.58
13	1.59
14	1.48
15	1.52
16	1.50
17	1.49

CALCULO DE ASENTAMIENTOS.-

Para poder cuantificar los asentamientos, será necesario conocer las presiones que el terraplen transmite al terreno, estas varían con la profundidad del estrato que se analiza.

En este caso calcularemos los valores de la presión \sqrt{z} bajo el punto medio de la sección de máximo espesor del terraplen, por ser éste el lugar en donde los esfuerzos transmitidos al terreno son máximos.

Para efectos de cálculo reconoceremos dos elementos que formarán el terraplen y calcularemos por separado los esfuerzos que estos elementos transmitan al terreno y sobreponiéndolos en una gráfica esfuerzo-profundidad tendremos el esfuerzo total a cualquier profundidad.



Para calcular los asentamientos en suelos plásticos compresibles podremos utilizar la expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

En el caso de que los incrementos de presión (Δp) transmitidos al suelo varíen sensiblemente con la profundidad o en el que $\Delta e / 1 + e_0$ varíe a lo largo del espesor del estrato, por ejemplo, por efecto de preconsolidación en parte de él, se hace necesario expresar la fórmula anterior en forma diferencial y obtener el asentamiento total por un proceso de integración a lo largo del espesor del estrato. Puede entonces escribirse:

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz$$

Lo cual integrado da:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{e}{1 + e_0} dz$$

Considerando a la frontera superior del estrato compresible como origen de las z . Esta última expresión es la ecuación general para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria, supuesto un proceso unidimensional de consolidación.

Para aplicar esta expresión en la práctica es necesario contar con una curva de compresibilidad representativa del comportamiento del suelo a diferentes profundidades; sobre esas gráficas podrá llevarse el valor de p_0 , presión actual efectiva del suelo a esa profundidad, -- con este valor podrá obtenerse la correspondiente e_0 , a continuación podrá llevarse el valor del incremento de presión (Δp) y encontrar $p = p_0 + \Delta p$; la ordenada del valor p pro-

porcionará la e final que teóricamente alcanzará el suelo a la profundidad de que se trate. Pudiéndose determinar ---
 $\Delta e = e - e_0$ y por lo tanto $\Delta e / 1 + e_0$.

Repitiendo este proceso a diferentes profundidades tendremos datos suficientes para trazar la curva $\Delta e / 1 + e_0$ (abscisas) - profundidad (ordenadas) y el área bajo esta curva así trazada nos representará el asentamiento total.

En algunos casos especiales los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. por ejemplo, en el caso de un estrato compresible, homogéneo, de pequeño espesor en que el coeficiente m_v pueda considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja puede escribirse:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \cdot \Delta p \cdot dz = m_v \int_0^H \Delta p dz$$

La integral representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente.

Si además Δp puede considerarse constante en el espesor tratado la fórmula anterior se reduce a :

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta p \cdot H \quad S_t = \Delta H (U \% / 100) \text{ Evolución}$$

Fórmula que usaremos en este caso para calcular los asentamientos del terraplen, debido a que los estratos en que calcularemos son de espesor reducido y el m_v tiene poca variación.

Para calcular la evolución de los asentamientos con el tiempo se requerirá la determinación previa del coeficiente de consolidación del suelo (C_v), pues en la ecuación anterior que representa la evolución de los asentamientos, U % es función de T , el que a su vez está dado por la expresión:

$$T = C_v \frac{t}{H^2}$$

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50 % de consolidación de dicha muestra. En efecto: $T_{50} = 0.197$, según se deduce de la curva de consolidación teórica: t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala $U\%$ en la curva de consolidación (que a continuación se presentará) y H es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento en que alcanzó el 50% de consolidación bajo el incremento de carga: si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiespesores inicial y final de la muestra en ese incremento de carga, entonces:

$$C_v = \frac{T}{t} \frac{50}{50} H^2$$

Nótese sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación anterior. Así pues, se tiene un valor de C_v para cada incremento de carga.

Así es posible dibujar una gráfica de C_v contra la presión media aplicada en ese incremento, obtenida como media aritmética de las presiones inicial y final. Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga Δp , se tomará como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese Δp .

Obtenido el C_v del suelo, puede aplicarse la expresión anterior en la forma:

$$t = \frac{H^2}{C_v} T$$

Ahora H es el espesor efectivo del estrato del suelo, calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta; C_v es el coeficiente de consolidación del suelo, recién calculado, dentro del intervalo

de presiones que representan la sobrecarga aplicada al estrato. Así dando valores a T pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo.

RELACION TEORICA U % - T

U%	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	

CONSOLIDACION

Fresión	Lectura micrometro	Deformación	Corrección por compresión del aparato	Deformación corregida	$\frac{d}{H_s}$	Relación de vacíos	Contenido de agua
P		d'		d		e	$w = \frac{e}{S_s}$
Kg/cm ²	mm.	mm.	mm.	mm.			%
0	25.145	0	0	0	0	1.4720	0.563
0.131	25.110	0.035	0.009	0.026	0.0043	1.4677	0.562
0.260	25.036	0.109	0.015	0.094	0.0155	1.4565	0.554
0.511	24.913	0.232	0.024	0.208	0.0343	1.4377	0.549
0.011	24.508	0.637	0.038	0.599	0.0990	1.3750	0.523
2.099	23.474	1.671	0.060	1.611	0.2660	1.2060	0.459
4.367	22.246	2.897	0.090	2.807	0.4640	1.0080	0.382
8.689	21.101	4.044	0.131	3.913	0.6450	0.8270	0.315
4.367	21.257	3.888	0.095	3.793	0.6260	0.8460	0.323
2.099	21.512	3.633	0.068	3.565	0.5890	0.8830	0.337
1.011	21.748	3.397	0.048	3.349	0.5540	0.9160	0.351
0.511	22.004	3.136	0.034	3.102	0.5130	0.9590	0.367
0.260	22.194	2.951	0.022	2.929	0.4840	0.9880	0.376
0.131	22.374	2.771	0.017	2.754	0.4550	1.0170	0.388
0	22.558	2.587	0	2.587	0.4770	1.0450	0.399

CONSOLIDACION-CONTENIDOS DE HUMEDAD Y CALCULOS

Determinación de W	Al principio de la prueba		Al final de la prueba	
Anillo y vidrio No.	4	418		
Peso tara + suelo humedo	367.75	56.31	357.77	
Peso tara + suelo seco	317.66	34.99	317.66	
Peso del agua	50.09	21.32	40.11	
Peso tara	245.60	8.39	245.60	
Peso suelo seco: W _s	72.06	26.60	72.06	
Contenido de agua: W%	W1= 70	W1= 80	W2= 56	W2=
W % Promedio		W1 =		W2 =

Anillo No. 4 Diametro del anillo: 7.97 cm. Area del Anillo: A= 50 cm²
 Altura del anillo- Altura de la muestra al principio de la prueba = H1 = 15 mm.

$$\text{Peso específico relativo de solidos-Ss} = \underline{2.40}$$

$$\text{Altura solidos- Hs} = \frac{10 W_s}{A S_s} = \frac{720.60}{120.00} = \underline{6.06 \text{ mm.}}$$

Variación en la altura de la muestra del principio.

$$\text{Al final de la prueba} = H = \underline{2.587} \text{ mm.}$$

$$H_s S_s = 14.55$$

ALTURA FINAL DE LA MUESTRA	H2 = H1 - ΔH = <u>15-2.587</u> = <u>12.413</u> mm.
ALTURA INICIAL DEL AGUA:	Hw1 = W1HsSs = <u>.7 X 6.06 X 2.40</u> = <u>10.2</u> mm.
ALTURA FINAL DEL AGUA:	Hw2 = W2HsSs = <u>.56 X 6.06 X 2.40</u> = <u>8.15</u> mm.
RELACION DE VACIOS INICIAL:	e1 = $\frac{H1-Hs}{Hs}$ = $\frac{8.940}{6.06}$ = <u>1.472</u>
RELACION DE VACIOS FINAL:	e2 = $\frac{H2-Hs}{Hs}$ = $\frac{6.653}{6.06}$ = <u>1.05</u>
GRADO DE SATURACION INICIAL:	G1 = $\frac{Hw1}{H2-Hs}$ = $\frac{10.2}{8.940}$ = <u>114</u> %
GRADO DE SATURACION FINAL:	G2 = $\frac{Hw2}{H2-Hs}$ = $\frac{8.15}{6.353}$ = <u>128</u> %

EN EL CALCULO DE RELACIONES DE VACIOS USENSE LOS VALORES SIGUIENTES:

$$H_s = 6.06 \text{ mm.} \quad H1 = 15 \text{ mm.}$$

R E G I S T R O D E C A R G A

Fecha	Tiempo	Temp.	Carga	Tiempo	Lectura
	Hrs:min	°C	Kg.	Transcurrido	micrometro
				min.	mm.
6/XII/68	11.05		0.125	0 seg.	25.145
				5	25.150
				10	25.145
				15	25.140
				30	25.135
				1min.	25.131
				2	25.125
				4	25.120
				8	25.115
				15	25.111
				6/XII/68	11.20
5	25.090				
10	25.088				
15	25.085				
30	25.080				
1min.	25.075				
2	25.068				
4	25.059				
8	25.049				
15	25.044				
6/XII/68	11.50				
	12.10			50	25.036

REGISTRO DE CARGA

Fecha	Tiempo Hrs:min	Temp. °C	Carga Kg.	Tiempo transcurrido min.	Lectura micrometro mm.
6/XII/68	12.10		0.500	0 seg.	25.035
				5	25.009
				10	25.002
				15	25.000
				30	24.992
				1 min.	24.982
				2	24.970
				3	24.953
				4	24.950
				8	24.941
				15	24.934
6/XII/68	13.10			30	24.917
				60	24.911
				80	24.913
6/XII/68	13.30		1.000	0 seg.	24.913
				5	24.870
				10	24.860
				15	24.850
				30	24.831
				1 min.	24.813
				2	24.785
				4	24.741
				8	24.680
				15	24.647
				7/XII/68	14.00
60	24.590				
1175	24.508				
7/XII/68	14.30			13.45	
				14.00	
				14.30	

REGISTRO DE CARGA

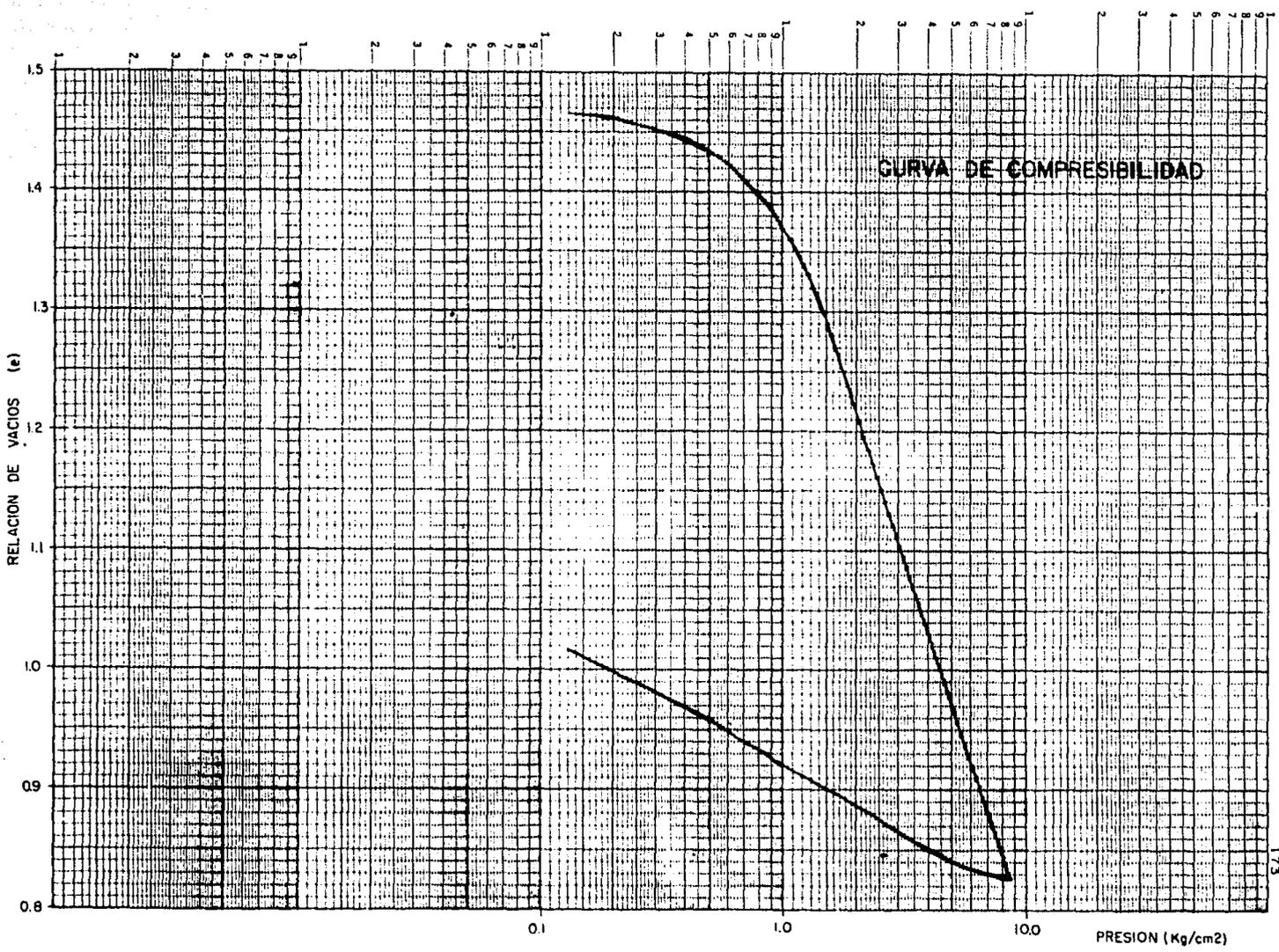
Fecha	Tiempo	Temp.	Carga	Tiempo transcurrido	Lectura micrometro
	Hrs:min	°C	Kg.	min.	mm.
7/XII/68	9.05		2.00	0 seg.	24.508
				5	24.452
	10			24.435	
	15			24.425	
	30			24.406	
	9.06			1 min.	24.371
				2	24.323
				4	24.253
				8	24.129
	9.15			15	24.019
	9.30			30	23.835
	10.00			60	23.743
	11.00			120	23.645
13.00	240	23.579			
9/XII/68	9.05		2880	23.474	
9/XII/68	9.05		4.00	0 seg.	23.474
				5	23.419
	10			23.402	
	15			23.391	
	30			23.369	
	9.01			1 min.	23.330
				2	23.274
				4	23.181
				8	23.090
	9.15			15	22.973
	9.30			30	22.783
	10.00			60	22.547
	11.00			120	22.428
13.00	240	22.347			
10/XII/68	9.05		1440	22.248	

REGISTRO DE CARGA

Fecha	Tiempo	Temp.	Carga	Tiempo transcurrido	Lectura micrometro	
	Hrs:min	°C	kg.	min.	mm.	
10/XII/68	9.05		8.00	0 seg.	22.248	
				5	22.193	
	10			22.179		
	15			22.170		
	30			22.150		
	9.06			1 min.	22.120	
				2	22.080	
				4	22.035	
				8	21.888	
				15	21.813	
	9.20				30	21.679
	9.35				60	21.482
	10.05				150	21.321
11.45		240	21.221			
13.05		1440	21.122			
11/XII/68	9.05		2830	21.101		
12/XII/68	9.00					

DESCARGA

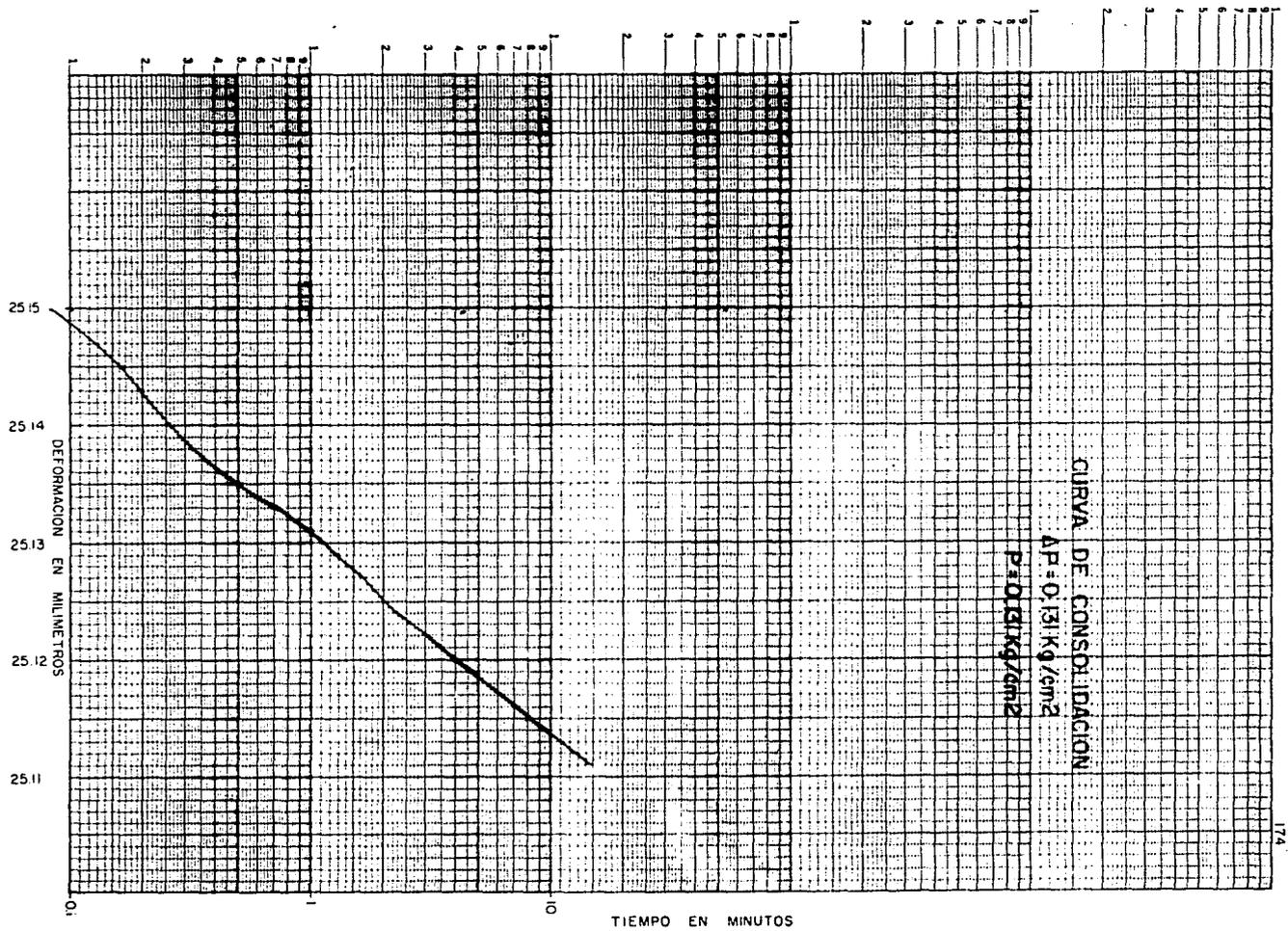
12/XII/68	9.00	8.000	21.101
		4.000	21.257
		2.000	21.512
		1.000	21.748
		0.500	22.009
		0.250	22.194
		0.125	22.374
		0	22.558

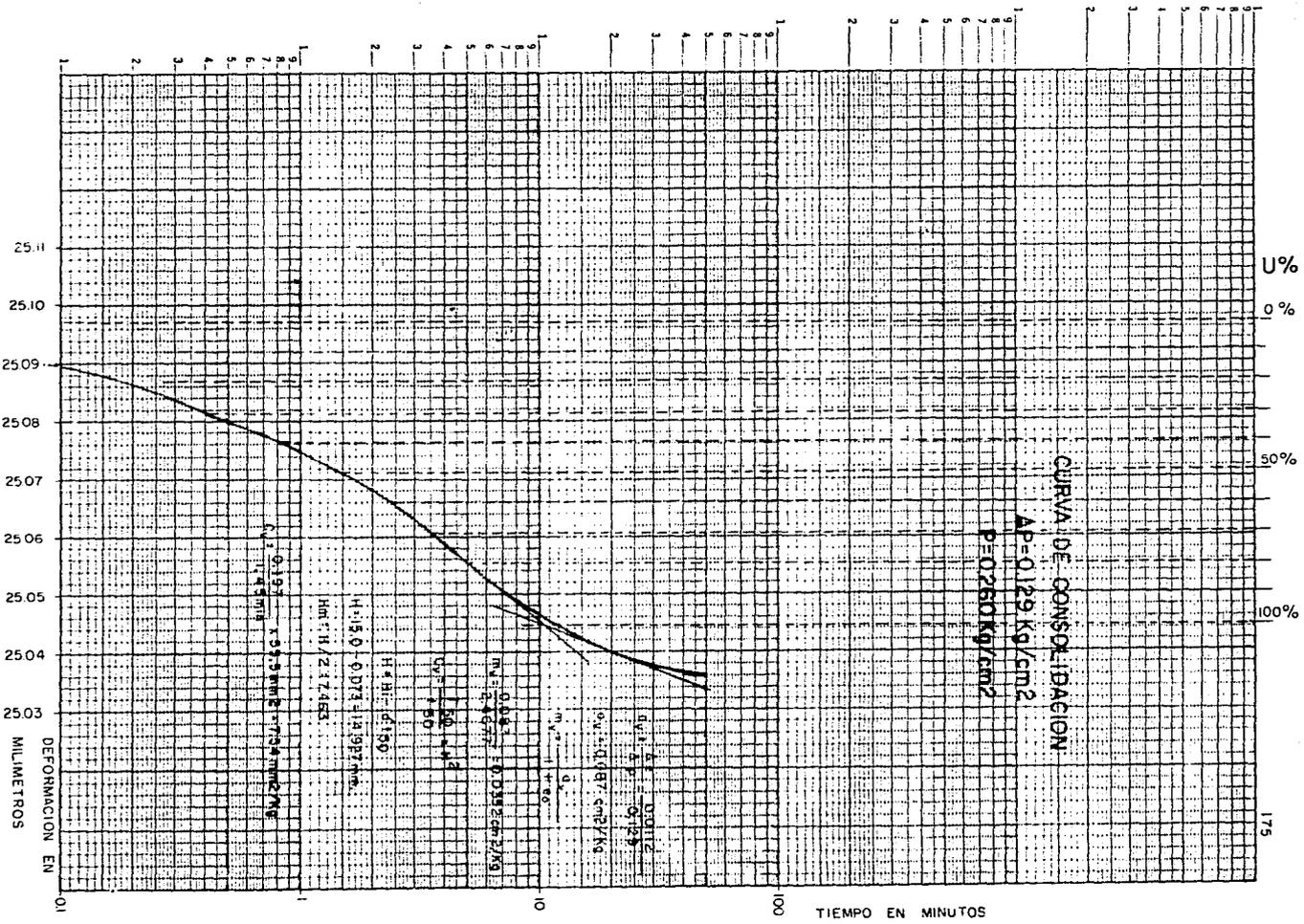


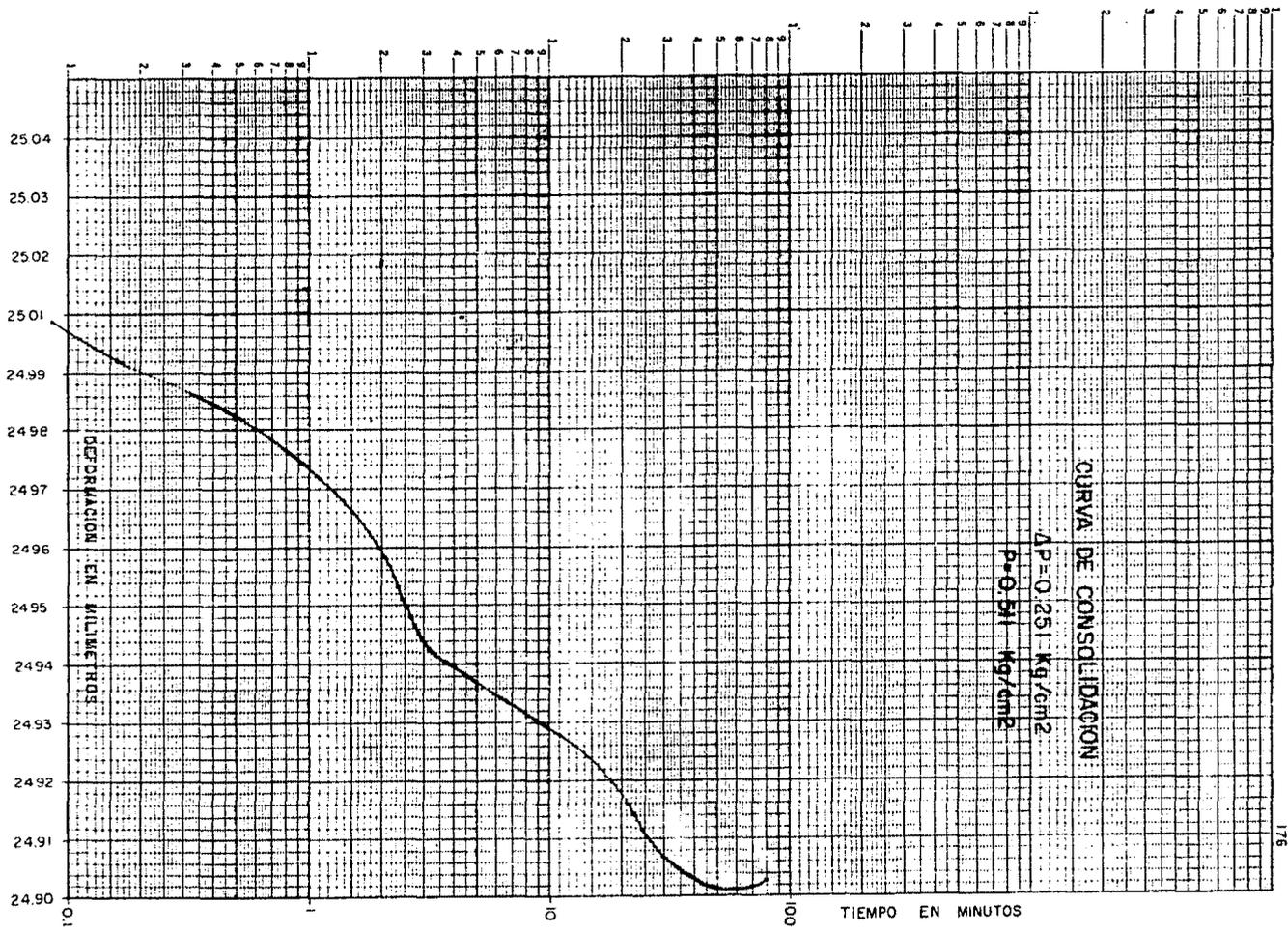
CURVA DE COMPRESIBILIDAD

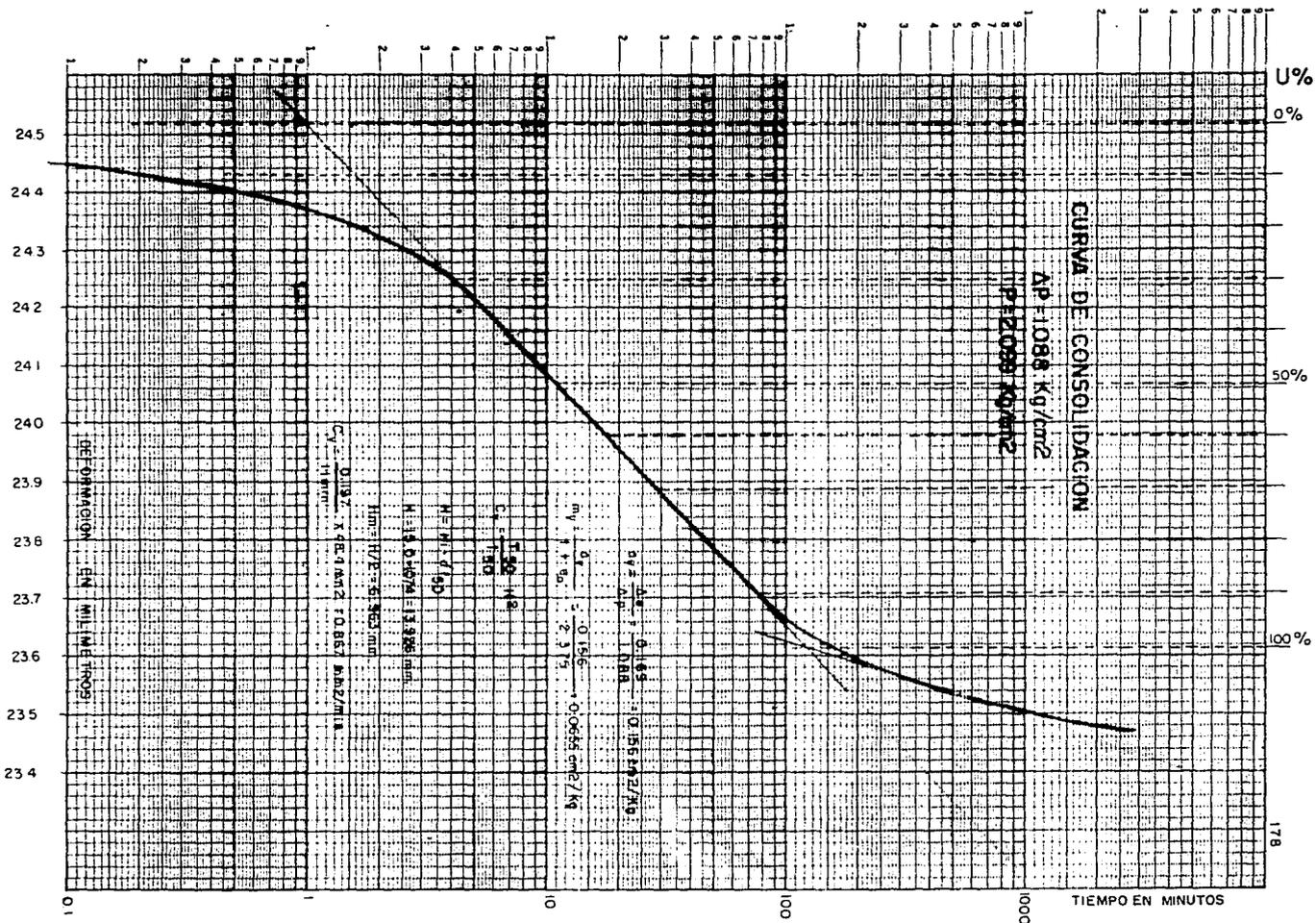
RELACION DE VACIOS (e)

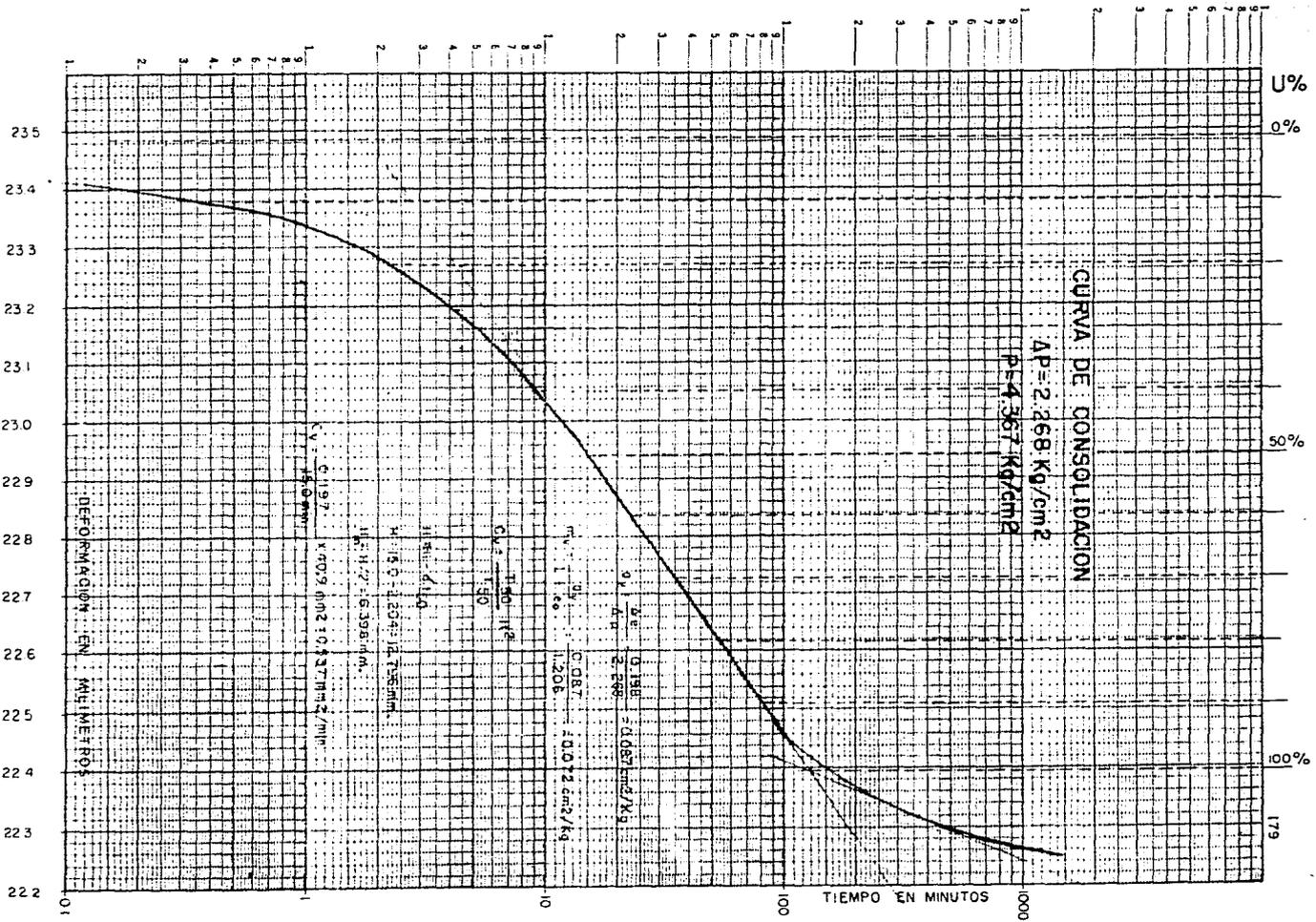
PRESION (Kg/cm2)

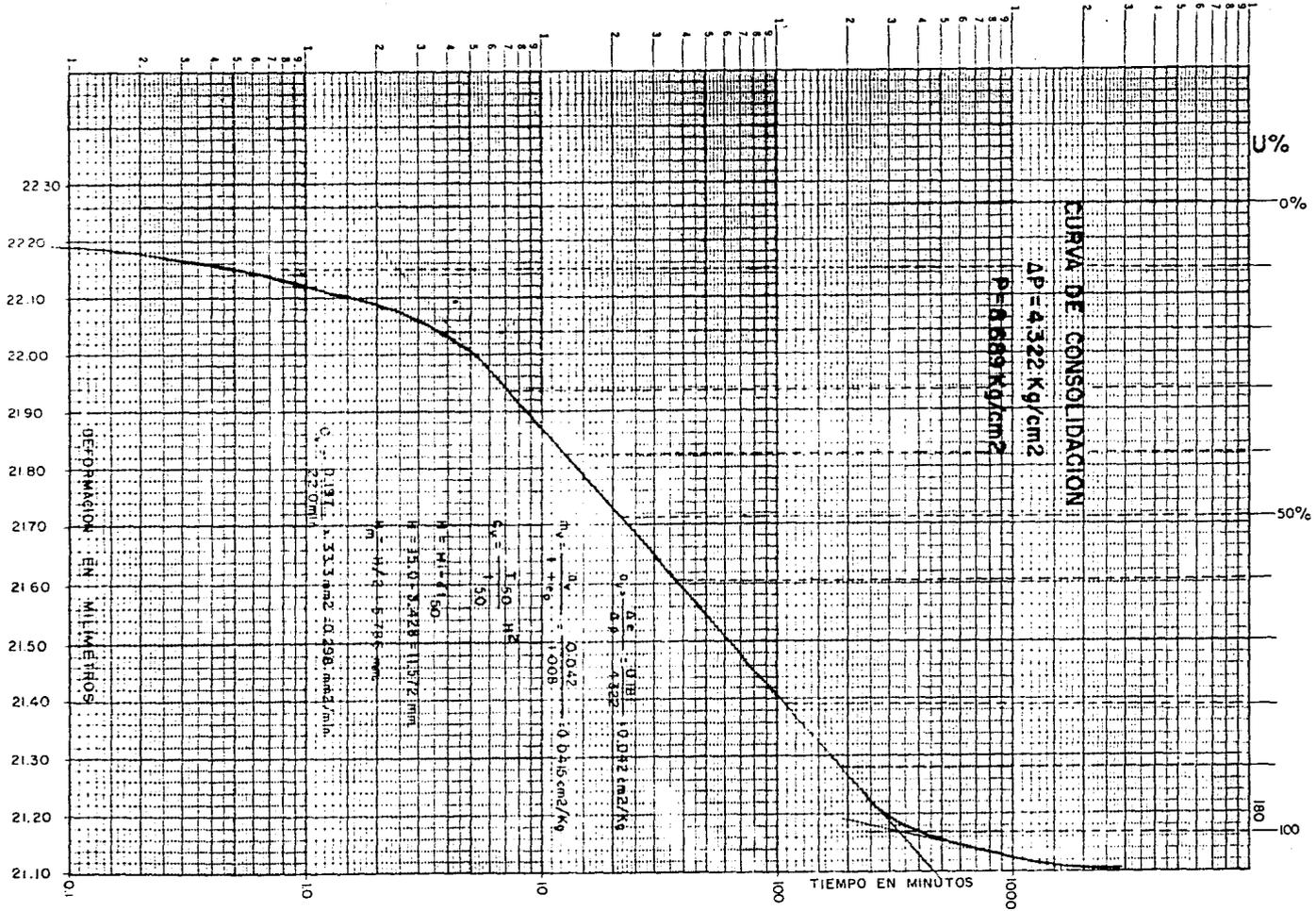


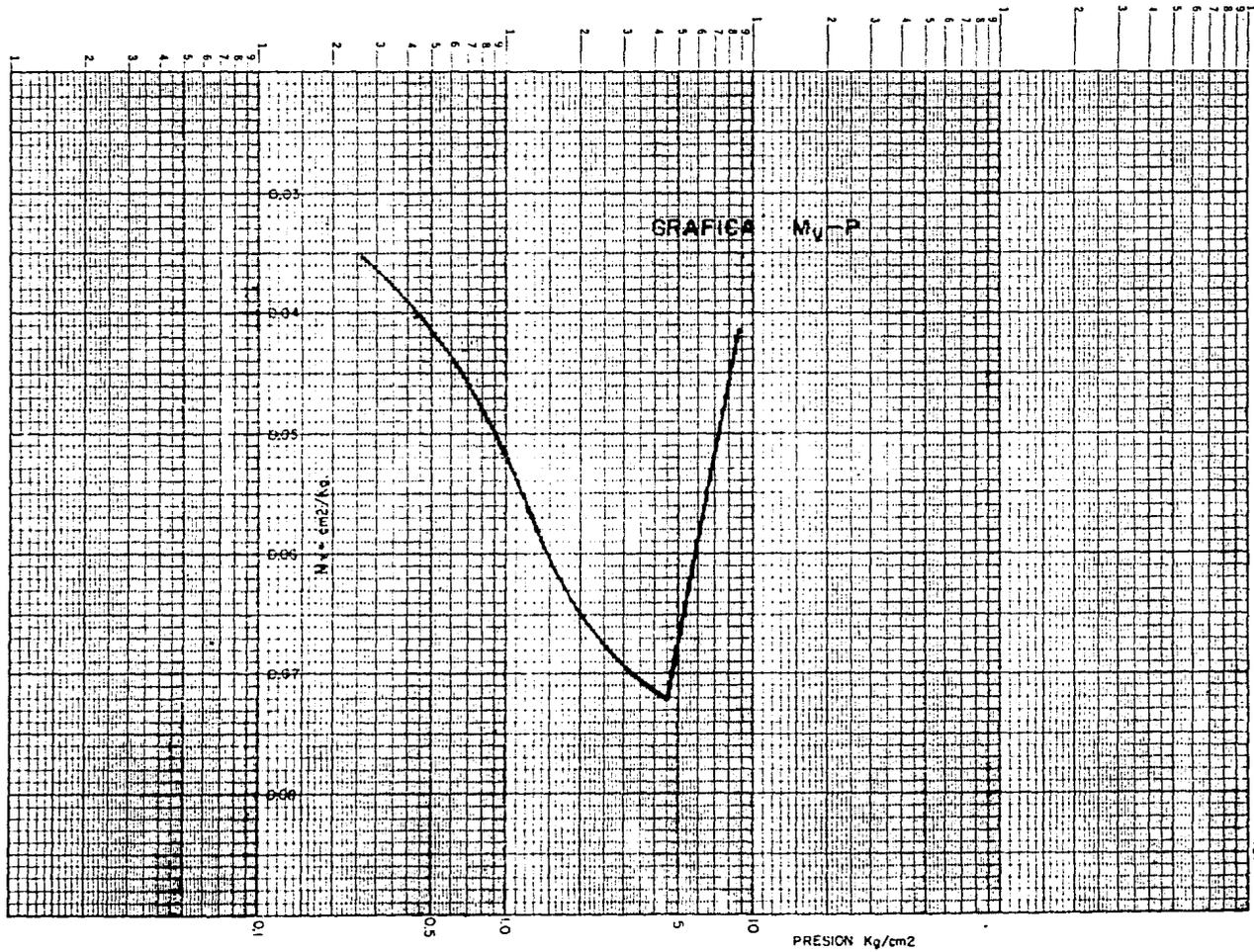


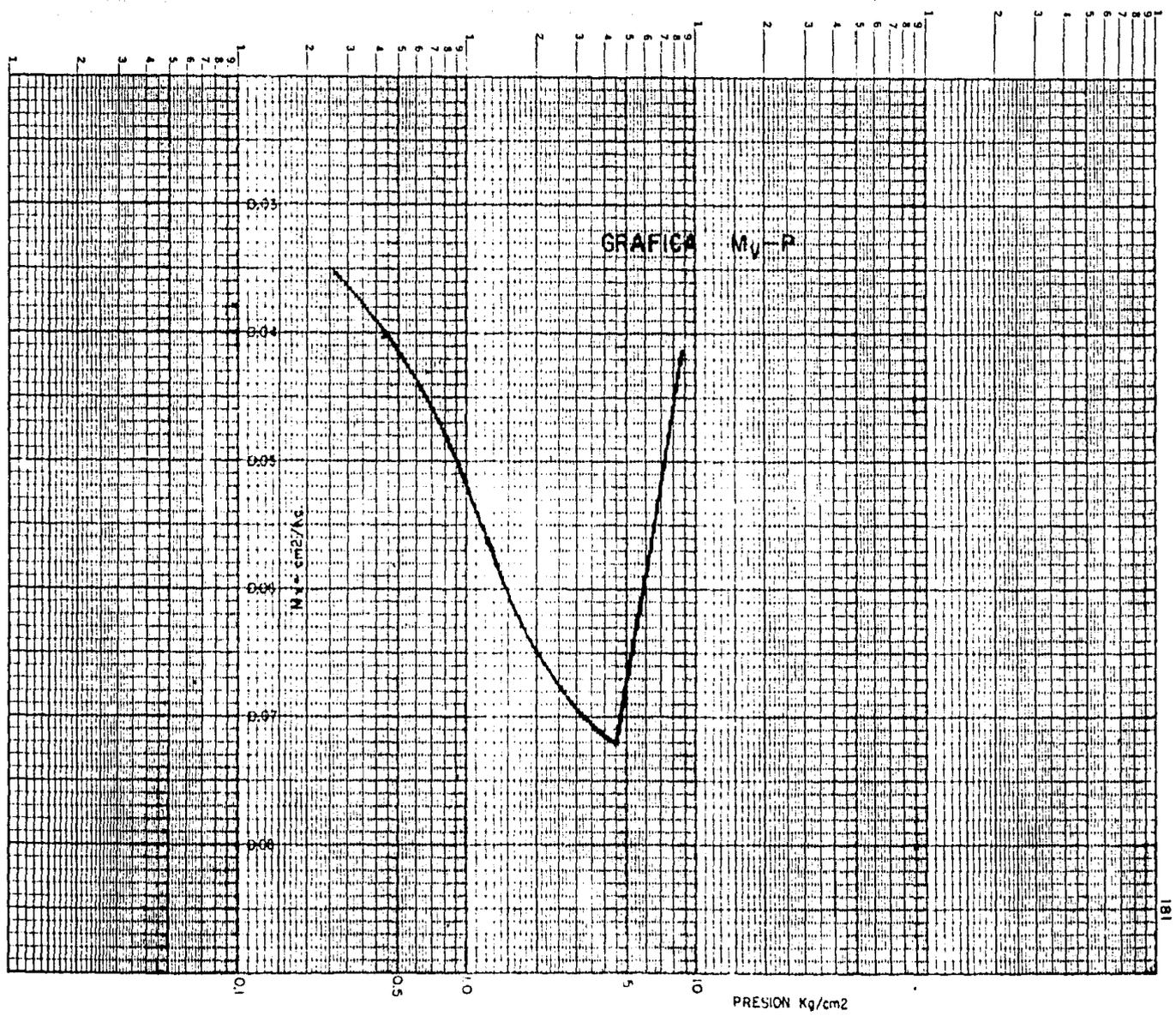




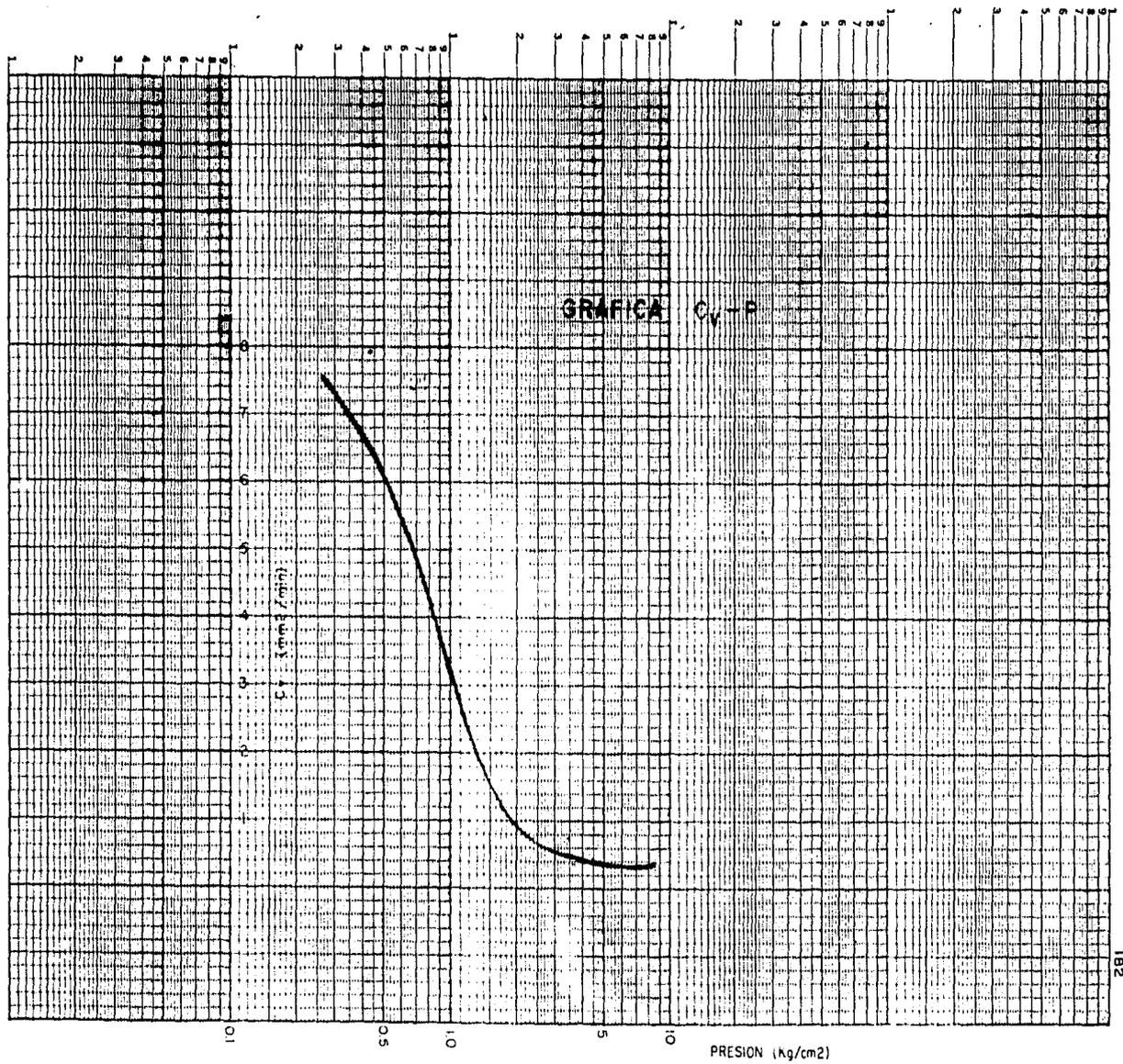


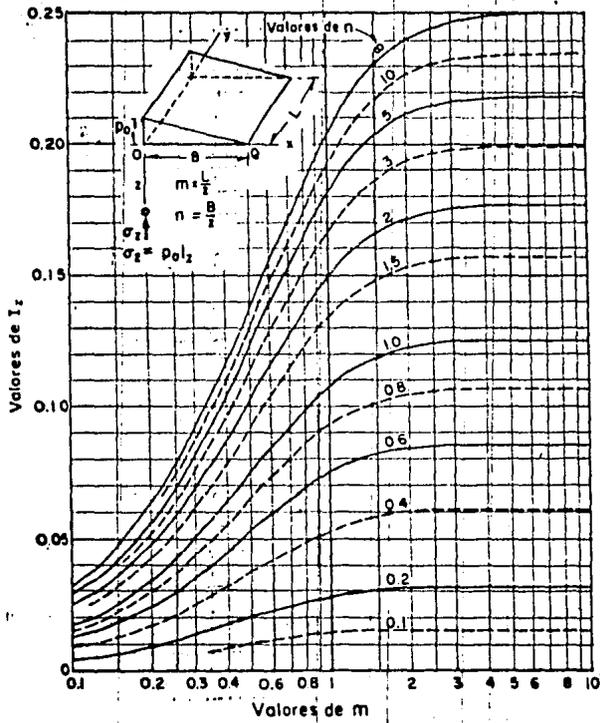






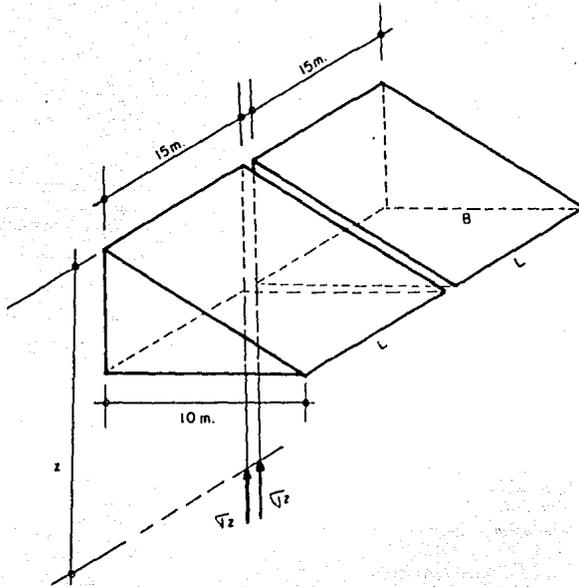
GRAFICA $M_v - P$





ESFUERZOS VERTICALES INDUCIDOS BAJO EL PUNTO O, POR
 UNA CARGA TRIANGULAR DE LONGITUD FINITA.
 (Según Hamilton-Gray)

$2\sqrt{z}$ = ESFUERZO EN EL PUNTO MEDIO DE LA SECCION TRANSVERSAL DE MAXIMO ESPESOR (t); DEBIDO AL ELEMENTO N° z



$$\sqrt{z} = P_0 \times Iz$$

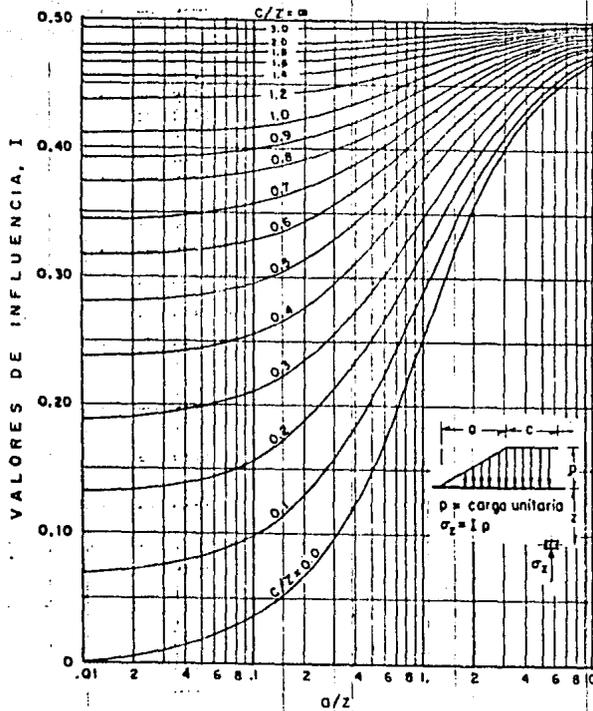
$$P_0 = \gamma h$$

$$P_0 = 1.75 \times 6.85 = 12 \text{ ton/m}^2$$

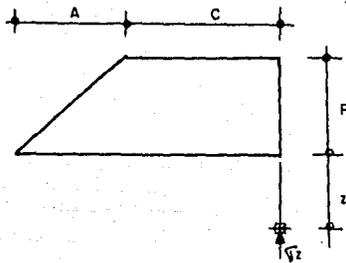
$$m = L/z$$

$$n = B/z$$

z (m)	m	n	Iz	\sqrt{z} Ton/m ²	$2\sqrt{z}$ Ton/m ²
1	15.0	10.0	0.237	2.85	5.70
3	5.0	3.3	0.203	2.44	4.88
5	3.0	2.0	0.176	2.12	4.24
7.5	2.0	1.34	0.142	1.70	3.40
10	1.5	1.0	0.119	1.43	2.86
12.5	1.2	0.80	0.097	1.16	2.32
15	1.0	0.67	0.082	0.985	1.97
17.5	0.86	0.57	0.067	0.805	1.61
20	0.75	0.50	0.057	0.685	1.37
22	0.68	0.45	0.054	0.650	1.30



GRAFICA DE VALORES DE INFLUENCIA, PARA EL CALCULO DE ES-
FUERZOS VERTICALES DEBIDO A LA SOBRECARGA IMPUES-
TA POR UNA CARGA TRAPEZIAL DE LONGITUD IN-
FINITA (según Osterberg).



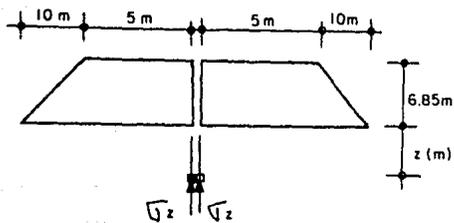
$$\sqrt{z} = I P$$

$$P = \gamma h$$

$$P = 1.75 \times 6.85 = 12.0 \text{ ton/m}^2$$

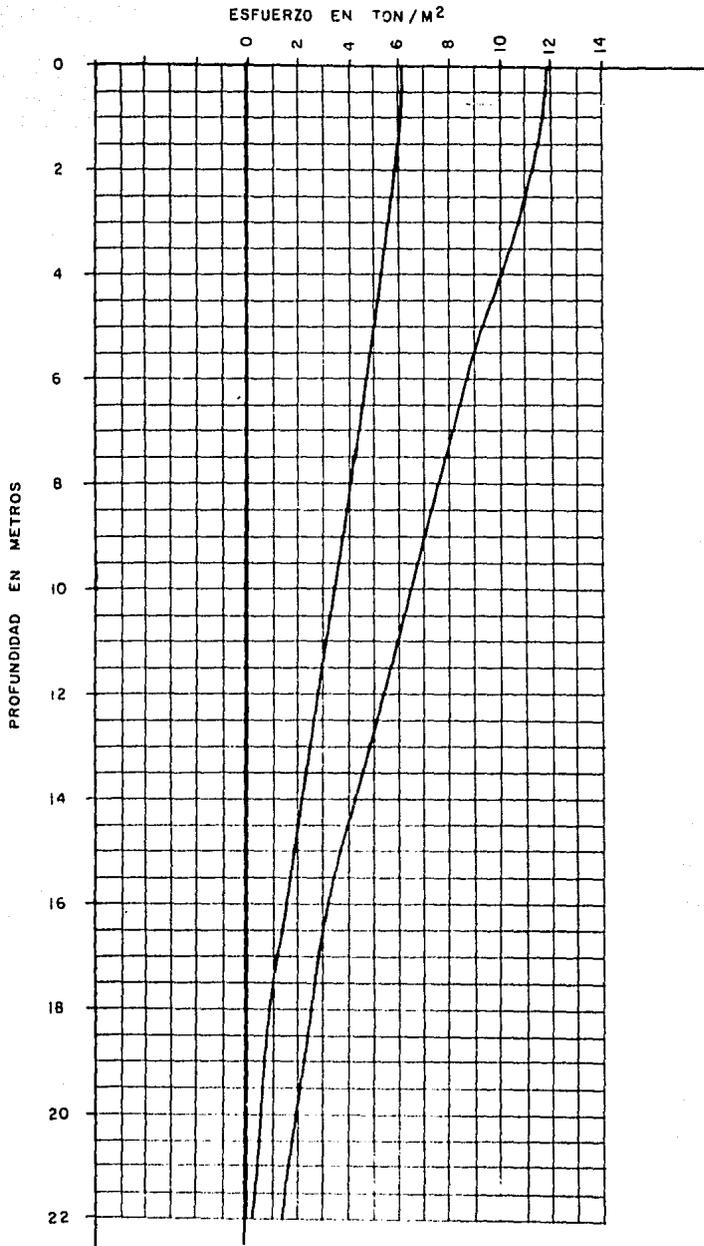
$$A = 10.0 \text{ m}$$

$$C = 5.0 \text{ m}$$



$2\sqrt{z}$ = ESFUERZO DEBIDO AL ELEMENTO Nº 1;
CALCULADO EN EL PUNTO MEDIO DE LA SECCION DE MAXIMO ESPESOR (O).

z (m)	I	\sqrt{z} Ton/m ²	$2\sqrt{z}$ Ton/m ²
1	0.250	3.00	6.00
3	0.240	2.85	5.75
4	0.237	2.85	5.70
6	0.228	2.72	5.45
9	0.205	2.45	4.90
10	0.197	2.38	4.75
12	0.185	2.22	4.44
14	0.165	1.98	3.96
16	0.158	1.89	3.78
18	0.142	1.71	3.43
20	0.135	1.62	3.24
22	0.128	1.53	3.06



CALCULO DE ASENTAMIENTOS.-

Asentamiento del estrato comprendido -
entre 0.0 y 4.5 m. de profundidad; del sondeo S-1 en la mar
gen derecha:

$$\Delta H = m_v \Delta p H$$

De la gráfica $\sqrt{v} - z$; $\Delta p = 11.1 \text{ ton/m}^2$

$$\Delta p = 1.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 4.50 \text{ m. (se considera el espesor total del estrato)}$$

$$m_v = 0.054 \text{ cm}^2/\text{kg (para } p = 1.11 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\Delta H = 0.054 \times 1.11 \times 450$$

$$\Delta H = 27 \text{ cm.}$$

EVOLUCION DEL ASENTAMIENTO.-

$$C_v = \frac{T}{t} H^2$$

$$C_v = 2.7 \text{ mm}^2/\text{min. (para } p = 1.11 \text{ kg/cm}^2)$$

$$t_{10\%} = \frac{T (1) H^2 (\text{mm}^2)}{C_v (\frac{\text{mm}^2}{\text{min.}})}$$

$$t_{10\%} (\text{min}) = \frac{0.008 \times 20,250,000}{2.7}$$

$$t_{10\%} (\text{min}) = 7,500,000 \times 0.008 = 60,000 \text{ min.}$$

1 mes = 43,200 min. por lo tanto $t_{10\%} = 1.39$ meses

$$t_{20\%} (\text{mes}) = \frac{7,500,000 \times 0.031}{43,200} = 5.4 \text{ meses}$$

$$t_{30\%} = 0.071 \times 1.74 = 12.7 \text{ meses --- asentamiento} = 8.1 \text{ cm.}$$

$$t_{40\%} = 0.126 \times 1.74 = 22.0 \text{ " --- " " = 10.8 cm.}$$

$$t_{50\%} = 0.197 \times 1.74 = 34.3 \text{ " --- " " = 13.5 cm.}$$

$$t_{60\%} = 0.277 \times 1.74 = 50.0 \text{ " --- " " = 16.2 cm.}$$

$$t_{70\%} = 0.405 \times 1.74 = 70.5 \text{ " --- " " = 18.9 cm.}$$

$$t_{80\%} = 0.565 \times 1.74 = 98.2 \text{ " --- " " = 21.6 cm.}$$

$$t_{90\%} = 0.848 \times 1.74 = 148.0 \text{ " --- " " = 24.40 cm.}$$

CALCULO DE ASENTAMIENTOS.-

Asentamiento del estrato comprendido entre 0.0 y 6.0 m. de profundidad; del sondeo S-4D en la margen izquierda:

$$H = m_v p H$$

De la gráfica $\bar{v}-z$; $p = 10.7 \text{ ton/m}^2$ (cuando $z = 3.0\text{m.}$)

$$p = 1.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 6.0 \text{ m. (se considera el espesor total del estrato)}$$

$$m_v = 0.053 \text{ cm}^2/\text{kg (para } p = 1.07 \text{ kg/cm}^2)$$

$$H = 0.053 \times 1.07 \times 600$$

$$H = 34 \text{ cm.}$$

EVOLUCION DEL ASENTAMIENTO.-

$$C_v = \frac{T}{t} H^2$$

$$C_v = 2.85 \text{ mm}^2/\text{min (para } p = 1.07 \text{ kg/cm}^2)$$

$$t_{10\%} = \frac{T (1) H^2 (\text{mm}^2)}{C_v \left(\frac{\text{mm}^2}{\text{min.}} \right)}$$

$$t_{10\%} = \frac{0.008 \times 36,000,000}{2.85}$$

(min)

$$t_{10\%} = 0.008 \times 12,600,000 = 101,000 \text{ min.}$$

(min)

1 mes = 43,200 min. por lo tanto $t_{10\%} = 2.34 \text{ meses}$

$$t_{20\%} = \frac{0.031 \times 12,600,000}{43,200}$$

(meses)

$t_{30\%} = 0.071 \times 292 = 20.6 \text{ meses}$	-----	asentamiento = 10.2 cm
$t_{40\%} = 0.126 \times 292 = 36.7$	" ----- "	" " = 13.6 cm.
$t_{50\%} = 0.197 \times 292 = 57.3$	" ----- "	" " = 17.0 cm.
$t_{60\%} = 0.287 \times 292 = 83.8$	" ----- "	" " = 20.4 cm.
$t_{70\%} = 0.405 \times 292 = 118.0$	" ----- "	" " = 23.8 cm.
$t_{80\%} = 0.565 \times 292 = 165.0$	" ----- "	" " = 27.2 cm.
$t_{90\%} = 0.848 \times 292 = 248.0$	" ----- "	" " = 30.6 cm.
$t_{95\%} = 1.127 \times 292 = 330.0$	" ----- "	" " = 32.3 cm

