



**Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EXISTENTE DE BIOTERIO

**José Emilio López Ruiz
Asesorado por Ing. Erik Rosales Torres**

Guatemala, noviembre del 2003

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EXISTENTE DE
BIOTERIO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

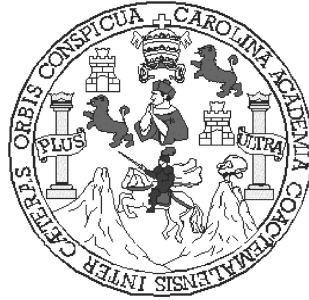
JOSÉ EMILIO LÓPEZ RUIZ

ASESORADO POR ING. ERIK ROSALES TORRES
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2003

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

| | |
|------------|--------------------------------------|
| DECANO | Ing. Sydney Alexander Samuels Milson |
| VOCAL I | Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos |
| VOCAL II | Lic. Amahán Sánchez Álvarez |
| VOCAL III | Ing. Julio David Galicia Celada |
| VOCAL IV | Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz |
| VOCAL V | Br. Elisa Yazminda Vides Leiva |
| SECRETARIO | Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco |

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

| | |
|------------|--|
| DECANO | Ing. Herbert René Miranda Barrios |
| EXAMINADOR | Ing. Fredy Enrique Ríos Godinez |
| EXAMINADOR | Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno |
| EXAMINADOR | Ing. Juan Carlos Velásquez |
| SECRETARIO | Inga. Gilda Marina Castellanos de Illescas |

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EXISTENTE DE
BIOTERIO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,, con fecha de 24 de enero del 2002.

JOSÉ EMILIO LÓPEZ RUIZ

ÍNDICE GENERAL

| | |
|--|------|
| ÍNDICE DE ILUSTRACIONES | V |
| GLOSARIO | IX |
| JUSTIFICACIÓN | XIII |
| OBJETIVOS | XV |
| INTRODUCCIÓN | XVII |
| | |
| 1. AGRIETAMIENTO | 1 |
| 1.1 Grietas en muros de mampostería | 2 |
| 1.2 Grietas horizontales | 3 |
| 1.3 Grietas verticales | 3 |
| 1.4 Grietas inclinadas | 4 |
| 1.5 Grietas escalonadas | 5 |
| 1.6 Resultados | 6 |
| | |
| 2. ASENTAMIENTO | 13 |
| 2.1 Causas del asentamiento | 15 |
| 2.2 Asentamiento diferencial | 17 |
| 2.3 Asentamiento admisible | 17 |
| 2.4 Asentamiento total | 19 |
| 2.5 Resultados | 19 |
| | |
| 3. ESTUDIO DEL SUELO DE CIMENTACIÓN | 21 |
| 3.1 Plasticidad | 21 |
| 3.2 Límites de plasticidad | 22 |
| 3.2.1 Límite líquido | 23 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 3.2.2 | Límite plástico | 23 |
| 3.3 | Índice de plasticidad | 24 |
| 3.4 | Clasificación e identificación de suelos | 26 |
| 3.5 | Resultados | 27 |
| 3.6 | Ensayo triaxial | 27 |
| 3.7 | Procedimiento del ensayo triaxial | 28 |
| 3.8 | Prueba del ensayo triaxial | 32 |
| 3.9 | Interpretación de los resultados del ensayo triaxial | 34 |
| 3.10 | Capacidad última de carga | 35 |
| 3.11 | Descripción de la calidad del suelo | 39 |
| 3.12 | Resultados | 40 |
| 3.13 | Ensayo de carga en sitio | 41 |
| 3.14 | Resultados | 44 |
| 3.15 | Penetración estándar | 44 |
| 3.16 | Resultados. | 47 |
| 4. | ANÁLISIS DEL CONCRETO Y ACERO | 49 |
| 4.1 | Análisis a compresión del concreto | 49 |
| 4.2 | Equipo necesario para la toma de muestra | 50 |
| 4.3 | Toma de muestra del concreto | 52 |
| 4.4 | Ensayo a compresión del concreto | 53 |
| 4.5 | Interpretación de resultados a compresión | 54 |
| 4.6 | Resultados | 55 |
| 4.7 | Análisis a tensión del acero | 56 |
| 4.8 | Posicionamiento del acero | 56 |
| 4.9 | Equipo necesario | 57 |
| 4.10 | Toma de muestra del acero | 57 |
| 4.11 | Ensayo a tensión del acero | 57 |
| 4.12 | Interpretación de resultados a tensión | 59 |

| | |
|---|------------|
| 4.13 Resultados | 60 |
| 5. ANÁLISIS DE MAMPOSTERÍA | 61 |
| 5.1 Centro de masa | 61 |
| 5.2 Centro de rigideces | 62 |
| 5.3 Uso del código UBC | 62 |
| 5.4 Método simplificado para análisis de mampostería | 63 |
| 5.5 Resultados | 64 |
| 6. SOLUCIONES | 67 |
| 6.1 Agrietamientos que inician en la parte superior de las paredes, motivados por la expansión térmica de la losa | 67 |
| 6.2 Agrietamientos verticales de paredes exteriores, por no cumplir con refuerzo horizontal mínimo. | 67 |
| 6.3 Esfuerzos de torsión en el edificio, provocados por la excentricidad del diseño arquitectónico | 68 |
| 6.4 Restauración de grietas | 68 |
| CONCLUSIONES | 69 |
| RECOMENDACIONES | 71 |
| ANEXOS | 72 |
| BIBLIOGRAFÍA | 106 |

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

| | |
|--|-----|
| 1. Carta de plasticidad | 25 |
| 2. Ensayo triaxial | 28 |
| 3. Detalles principales de cámara de compresión triaxial | 33 |
| 4. Círculo de esfuerzos de Mohr | 34 |
| 5. Factores de capacidad de carga | 36 |
| 6. Factor de capacidad de carga N_c , para arcillas estratificadas | 38 |
| 7. Distribución de esfuerzos de Boussinesq bajo una zapata cuadrada de lado B y bajo una zapata corrida de anchura B | 38 |
| 8. Distribución de esfuerzos de Westergaard, bajo una zapata cuadrada de lado B y bajo una zapata corrida de ancho B | 39 |
| 9. Prueba de carga | 42 |
| 10. Ensayo de penetración | 45 |
| 11. Localización de los ensayos de penetración estándar y pruebas de carga | 48 |
| 12. Ensayo a compresión del concreto | 53 |
| 13. Ensayo a tensión del acero | 59 |
| 14. Esfuerzo-deformación de la prueba de carga 1 | 101 |
| 15. Esfuerzo-deformación de la prueba de carga 2 | 104 |
| 16. Esfuerzo-deformación de la prueba de carga 3 | 107 |
| 17. Esfuerzo-deformación de la prueba de carga 4 | 110 |
| 18. Grietas sobre los ejes 1 y 2 | 111 |
| 19. Grietas sobre los ejes 3 y 4 | 112 |

| | | |
|-----|-------------------------------|-----|
| 20. | Grietas sobre los ejes 5 y 6 | 113 |
| 21. | Grietas sobre los ejes 7 y 8 | 114 |
| 22. | Grietas sobre los ejes 9 y 10 | 115 |
| 23. | Grietas sobre los ejes B y C | 116 |
| 24. | Grietas sobre los ejes D y E | 117 |
| 25. | Plano de muros de corte | 118 |
| 26. | Detalle de muros de corte | 119 |

TABLAS

| | | |
|--------|--|----|
| I. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 1 | 7 |
| II. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 2 | 7 |
| III. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 3 | 7 |
| IV. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 4 | 7 |
| V. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 5 | 8 |
| VI. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 6 | 8 |
| VII. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 7 | 8 |
| VIII. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 8 | 9 |
| IX. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 9 | 9 |
| X. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 10 | 9 |
| XI. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje B | 10 |
| XII. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje C | 10 |
| XIII. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje D | 10 |
| XIV. | Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje E | 11 |
| XV. | Clasificación y cuantificación total de grietas | 11 |
| XVI. | Ensayo de límites de Atterberg | 27 |
| XVII. | Correcciones de forma para los factores de capacidad de carga de las cimentaciones superficiales | 37 |
| XVIII. | Resultados del ensayo de compresión triaxial | 40 |

| | | |
|----------|--|-----|
| XIX. | Resultados del ensayo de prueba de carga | 40 |
| XX. | Corrección entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar | 44 |
| XXI. | Resultados del ensayo de penetración con cono y muestreador | 46 |
| XXII. | Ensayo a compresión del concreto | 47 |
| XXIII. | Ensayo a tensión del acero | 60 |
| XXIV. | Análisis de resultados de muros sentido y | 64 |
| XXV. | Análisis de resultados de muros sentido x | 65 |
| XXVI. | Análisis simplificado de mampostería | 72 |
| XXVII. | Informe del ensayo a compresión del concreto | 86 |
| XXVIII. | Informe del ensayo a tensión del acero | 87 |
| XXIX. | Informe del ensayo de límites de Atterberg | 88 |
| XXX. | Informe del ensayo de penetración estándar No. 1 | 89 |
| XXXI. | Informe del ensayo de penetración estándar No. 2 | 90 |
| XXXII. | Informe del ensayo de penetración estándar No. 3 | 91 |
| XXXIII. | Informe del ensayo de penetración estándar No. 4 | 92 |
| XXXIV. | Informe del ensayo de contenido de humedad S-1 | 93 |
| XXXV. | Informe del ensayo de contenido de humedad S-2 | 94 |
| XXXVI. | Informe del ensayo de contenido de humedad S-3 | 95 |
| XXXVII. | Informe del ensayo de contenido de humedad S-4 | 96 |
| XXXVIII. | Informe del ensayo triaxial, pozo 1 | 97 |
| XXXIX. | Informe del ensayo triaxial, pozo 2 | 98 |
| XL. | Informe de la prueba de carga 1 | 99 |
| XLI. | Informe de la prueba de carga 2 | 101 |
| XLII. | Informe de la prueba de carga 3 | 105 |
| XLIII. | Informe de la prueba de carga 4 | 108 |

GLOSARIO

| | |
|------------------------------------|---|
| Ángulo de fricción interna. | Es la resistencia al deslizamiento tangencial entre partículas de un suelo |
| Arcillas. | Son las que están formadas por un agregado en que predominan los minerales de tamaño microscópico o submicroscópico, en forma de láminas cristalinas, cuyas propiedades típicas son los coloides, plasticidad, cohesión y la facultad de absorber iones |
| Cohesión. | Son fuerzas de atracción mutua, que al enlazarse producen un cierto tipo de tensión interna |
| Compacidad relativa. | Es la relación de vacíos entre los estados; más suelto, real y más compacto. |
| Consolidación. | Es la relación entre la presión vertical, el asentamiento y el tiempo. |

| | |
|------------------------------|--|
| Compresibilidad. | Es la relación entre el cambio en la oquedad y el cambio en los esfuerzos efectivos, para el incremento de carga dado |
| Esfuerzo de fluencia. | Es el máximo esfuerzo que puede desarrollarse en una muestra de ensayo del material, sin sobrepasar una deformación permanente admisible especificada |
| Esfuerzo-deformación. | Es la curva que describe la relación entre el esfuerzo y la deformación, en zona elástica e inelástica. |
| Estratos del suelo. | Son las diferentes capas del suelo existentes en un perfil estratigráfico. |
| Fuerza cortante. | Es la fuerza vertical externa desbalanceada que actúa sobre una sección y equivale a la suma de algebraica de las fuerzas, situadas en cualquier lado de la sección cortada. |
| Gradiente hidráulico | Relación existente entre la variación de cargas de presión y variación de longitud. |

| | |
|-------------------------------|---|
| Juntas de dilatación | Separación existente entre dos elementos o estructuras, que es necesaria para alojar la deformación provocada por fuerzas externas de expansión o contracción |
| Nivel piezométrico | Nivel del agua por abajo o encima del nivel freático. |
| Mampostería. | Es el conjunto de piezas naturales o fabricadas, que dan forma a un elemento de una estructura. |
| Mampostería reforzada. | Es un sistema estructural formado por la unión de piezas (naturales o fabricadas) con el concreto armado. |
| Módulo de elasticidad. | Es una medida inherente de un material, o razón constante del esfuerzo a la deformación, antes del límite de proporcionalidad |
| Mortero. | Es la combinación de un aglomerante, (cemento y/o cal), agregado inerte (arena), agua y aire. |

| | |
|-------------------------------------|---|
| Resistencia a la compresión. | Oposición que presenta un material que va a ser deformado por una fuerza axial, característica peculiar del concreto |
| ciza. | Es la unión de dos piezas de mampostería con mortero |
| Trabajabilidad del concreto | Es la facilidad con la cual, mientras se encuentra en estado plástico, puede depositarse y llenar las formaletas y moldes de cualquier forma, sin que haya segregación de los ingredientes. |
| Plasticidad del concreto. | Es la propiedad del concreto, que se ubica entre el estado semilíquido y semisólido. |

JUSTIFICACIÓN

Debido a los movimientos sísmicos ocurridos en la ciudad de Guatemala o por deficiencias en cálculos o procesos constructivos; algunas estructuras presentan fallas estructurales producidos por diferentes factores, que ponen en riesgo la seguridad de los usuarios.

A solicitud del jefe del Laboratorio de Bioterio de la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia a la Sección de Concretos del Centro de Investigaciones de Ingeniería, se procedió a efectuar la evaluación estructural del edificio de Bioterio que carece de confiabilidad para los usuarios, y provoca inseguridad y fobia. Para reestablecer la confianza de los usuarios del edificio, es necesario realizar una evaluación estructural del mismo, y hacerles ver las condiciones actuales, las causas que dieron origen a la falla y, por consiguiente, estipularles las soluciones para reparar y así evitar más deterioramiento o el colapso del edificio.

OBJETIVOS

- **General**

Proponer una solución, para tener un desempeño adecuado de la estructura del edificio de Bioterio.

- **Específicos.**

1. Determinar las características del suelo de cimentación del edificio.
2. Realizar el análisis estructural de mampostería.
3. Determinar las características del acero y concreto utilizado en la estructura.
4. Determinar las causas que dieron origen a la falla en el mismo.
5. Emitir criterios de ingeniería para plantear las soluciones al problema.

INTRODUCCIÓN

Las construcciones de obras civiles en territorio guatemalteco deben de reflejar y garantizar seguridad, confianza y estabilidad a los usuarios, para que el desarrollo integral de un país no sea afectado por fenómenos naturales. El edificio de Bioterio de la Facultad de Ciencias Químicas y Farmacia presenta daños estructurales como agrietamientos en losas y paredes. Para tener una idea clara de lo que está sucediendo en la estructura, se desarrolla una evaluación estructural completa de la edificación, efectuando ensayos que nos lleven a conocer o determinar que está afectando la estructura. Se ensayaron los suelos de cimentación, para poder determinar si éste es causante de algún tipo de falla que pudiera darse. Para verificar si se usaron materiales de buena calidad estipulados por los planos de construcción, se realizó un levantado del posicionamiento y diámetro del acero; se ensayó el acero, el concreto y los blocks. El mapeo de las grietas, juntamente con la forma y grosor, reflejan la situación de una estructura; la realización del mapeo es fundamental para tener una idea de lo que le está sucediendo a la estructura; sin embargo, no hay que escatimar el análisis estructural que es el que reflejará claramente las deficiencias del uso de los materiales. De los resultados obtenidos en los ensayos, se determinará causa principal que afecta el edificio, y así proponer la solución de reforzamiento de la estructura.

1. AGRIETAMIENTO

Los trabajos de análisis de fisuras requiere una forma ordenada en la toma de datos, graficando de manera rigurosa todas y cada una de las anomalías que se determinen por medio visuales o por medios tecnológicos, que permitan estudiar su continuidad, situación. Para tal fin, se establecerán criterios, se determinará la causa; para esto se desarrollaran distintas fases de ejecución de cada elemento estructural y sus patologías más comunes. Se centrará este estudio en las estructuras de mampostería. Las razones que merecen controlar el agrietamiento es la apariencia, el riesgo de corrosión del refuerzo, se modifica el periodo de la estructura, cambia su rigidez y resistencia.

El tratamiento del problema en el diseño de las estructuras de mampostería reforzada tiene un doble aspecto; por una parte, debe contarse con métodos para estimar la separación y, en particular, el ancho de las grietas. Por otra parte, es necesario establecer límites aceptables de grietas; esto presenta dificultades por los factores subjetivos que intervienen en la determinación de anchos aceptables desde un punto de vista estéticos, y las incertidumbres existentes en cuanto a la influencia del ancho en la corrección del refuerzo.

1.1 Grietas en muros de mampostería

Son muchas las causas que dan origen a la grietas en muros de mampostería reforzada, pero entre las mas vulnerables están las producidas por errores de proyecto, defectos de ejecución, asentamientos y agotamiento del material.

Errores de proyecto = Falta de juntas

Empleo inadecuado del material

Falta de traslapes

Defectos de ejecución = Dosificaciones defectuosas

Continuidad de muros

Incorrecta colocación del material

Asentamientos = Sobrepasar la capacidad portante.

Agotamiento del material = Compresión

Tensión

Flexocompresión

Torsión

Térmicos

Los cambios volumétricos, ocasionados por variaciones en la temperatura, producen esfuerzos en los elementos estructurales, cuando no existe ningún

tipo de restricción. Las fuerzas axiales de tensión, los momentos flexionantes o las combinaciones de estas acciones producen grietas normales a los ejes de los elementos estructurales.

1.2 Grietas horizontales

Las grietas horizontales suelen aparecer por la acción de fuerzas externas e internas. Si un muro no presenta resistencia al volteo, aparece una grieta en la parte de abajo del muro horizontalmente a lo largo. En ocasiones, las grietas horizontales se presentan en la unión entre solera y muro, debido a la diferencia entre los coeficientes de dilatación. Si un muro es demasiado alto y no tiene contrafuertes en sentido transversal, éste se agrietará horizontalmente. Debe observarse que en la resistencia a la corrosión influyen no sólo las grietas de flexión, sino también las grietas longitudinales, que se reflejan cuando los recubrimientos son insuficientes o de baja resistencia.

1.3 Grietas verticales

La mayoría de grietas verticales en muros de mampostería se presentan debido a los cambios de temperatura. Estas se presentan en mayor cantidad en las paredes que tienen contacto directo con el exterior y, en menor grado, aparecen en los muros internos. Para contrarrestar estos efectos se debe impermeabilizar o forrar las paredes expuestas con materiales que resistan cambios bruscos de temperatura. Otros aparecimientos de grietas verticales es la junta fría existente entre columnas o mochetas con los muros. A veces

también se presentan grietas verticales, debido al empuje que hace el suelo hacia arriba; cuando se trata de un suelo con índice de plasticidad demasiado alto, éstas van apareciendo en parte superior del muro y terminan a media altura o más. Las grietas verticales dan lugar a diferentes formas y están relacionadas con la esbeltez del elemento. Son fisuras próximas y finas, paralelas al eje de compresión, con cierta oblicuidad en función de la participación de fuerzas transversales. Suelen producirse en zonas donde contactan dos o más elementos con diferentes coeficientes de dilatación, por estar expuestos a distintos ambientes, como es el caso de muros de cimentación o por falta de dilatación térmica, sobre todo en grandes superficies.

1.4 Grietas inclinadas a 45°

La presencia de fuerzas cortantes, tensiones diagonales y por la fuerza de sismo, dan origen a grietas inclinadas. El desarrollo excesivo de estas se contrarresta por medio de refuerzo en el alma. El agrietamiento por tensión diagonal ha sido menos estudiado, que el debido a flexión o a la fuerza de tensión y aún no se cuenta con métodos prácticos, para estimar el ancho y la separación de grietas. No debe hablarse de fallas de esfuerzo cortante, ya que las grietas inclinadas, que pueden presentarse en zonas de fuerza cortante considerable, son en realidad grietas de tensión en planos inclinados. Cuando aumentan las cargas, la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto o mampostería reforzada, produciendo grietas inclinadas a una altura aproximada de medio peralte. Las grietas inclinadas pueden aparecer súbitamente en puntos donde no exista una grieta de flexión o, muy frecuentemente, pueden presentarse como continuación de una grieta de flexión, que gradualmente cambia de inclinación.

La falla denominada tensión diagonal ocurre cuando la grieta inclinada aparece súbitamente, sin señal previa, y extendiéndose inmediatamente hasta provocar el colapso de la pieza. Por otro parte, puede suceder que el agrietamiento inclinado se desarrolle gradualmente y que el colapso de la pieza se produzca finalmente por el aplastamiento de la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada.

1.5 Grietas escalonadas

Una grieta típica de mampostería, en nuestro medio, recorre las juntas de mortero, pasa por abajo o arriba del ladrillo o siguiendo las ciza sin cortar las piezas. Esto se explica por la menor resistencia del mortero y por la debilidad de la superficie exterior de este, que es donde se acumulan los finos y líquido exudados disminuyendo su capacidad de adherencia. En este sentido es determinante la calidad de mano de obra, ya que de ella depende la adherencia, la resistencia y la estabilidad volumétrica del mortero; variando éstas, según la técnica de colocación que se emplee. Este tipo de grietas se altera si la resistencia de la pieza es más débil que la del mortero de junta o cuando mortero y ladrillo ofrecen igual resistencia al esfuerzo actuante.

Los agrietamientos causados por errores de diseño pueden producirse entre otros, en uniones de piezas, por variación brusca de secciones, y por la falta de previsión o información sobre los efectos de las contracciones hidráulicas, térmicas o de fluencia del material; se presentan también numerosas fallas por el cambio de rigidez de los muros que fueron considerados como simple relleno sin función estructural. Los defectos principales de ejecución se originan en el

mal trato mecánico de los muros frescos, interrupciones en el trabajo de levantado, excesiva velocidad al levantar la pared, relleno deficiente entre las uniones del ladrillo y en el defectuoso curado de los primeros días de fraguado. La mampostería reforzada con elementos de concreto reforzado tiene un comportamiento heterogéneo y anisótropo; al ser de materiales diferentes, reaccionan diferentes, según sea el sentido de los esfuerzos. El conjunto mencionado está compuesto por concreto armado, ladrillo y mortero; la mampostería misma se comporta prácticamente como un concreto simple y su resistencia a la compresión es aceptable, pero su resistencia a los esfuerzos de tensión y corte es baja. La mayoría de las fallas se originan debido que la mampostería no puede seguir los movimientos impuestos por el concreto.

1.6 Resultados

Se efectuó un mapeo de grietas por ejes, tomando en cuenta el grosor y la forma que describen sobre los muros; en la misma tabla se describe la clasificación, cuantificación en porcentajes. Como resultado se observa que un 72% del total de las grietas son verticales, y en su mayoría éstas inician en la parte superior del muro y terminan a un tercio de la altura del mismo comportamiento principal de grietas de origen térmico.

Tabla I. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 1

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|------|------------|--------------|------------|-------------|-------|----|
| 3 mm | 17 | 0 | 0 | 0 | 17 | 44 |
| 2 mm | 4 | 5 | 0 | 2 | 11 | 28 |
| 1 mm | 0 | 6 | 2 | 3 | 11 | 28 |

| | | | | | | |
|-------|----|----|---|----|-----|-----|
| Total | 21 | 11 | 2 | 5 | 39 | 100 |
| % | 54 | 28 | 5 | 13 | 100 | |

Tabla II. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 2

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|-------|------------|--------------|------------|-------------|-------|-----|
| 3mm | 2 | 0 | 1 | 0 | 3 | 50 |
| 2mm | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 17 |
| 1mm | 2 | 0 | 0 | 0 | 2 | 33 |
| Total | 5 | 0 | 1 | 0 | 6 | 100 |
| % | 83 | 0 | 17 | 0 | 100 | |

Tabla III. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 3

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|-------|------------|--------------|------------|-------------|-------|-----|
| 3 mm | 2 | 0 | 0 | 0 | 2 | 33 |
| 2 mm | 2 | 0 | 0 | 0 | 2 | 33 |
| 1 mm | 2 | 0 | 0 | 0 | 2 | 34 |
| Total | 6 | 0 | 0 | 0 | 6 | 100 |
| % | 100 | 0 | 0 | 0 | 100 | |

Tabla IV. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 4

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|------|------------|--------------|------------|-------------|-------|---|
| 3 mm | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 5 |

| | | | | | | |
|-------|----|---|----|---|-----|-----|
| 2 mm | 0 | 0 | 4 | 0 | 4 | 21 |
| 1 mm | 6 | 0 | 7 | 1 | 14 | 74 |
| Total | 7 | 0 | 11 | 1 | 19 | 100 |
| % | 37 | 0 | 58 | 5 | 100 | |

Tabla V. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 5

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|-------|------------|--------------|------------|-------------|-------|-----|
| 3 mm | 3 | 0 | 0 | 0 | 3 | 15 |
| 2 mm | 3 | 0 | 2 | 0 | 5 | 25 |
| 1 mm | 8 | 3 | 0 | 1 | 12 | 60 |
| Total | 14 | 3 | 2 | 1 | 20 | 100 |
| % | 70 | 15 | 10 | 5 | 100 | |

Tabla VI. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 6

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|-------|------------|--------------|------------|-------------|-------|-----|
| 3 mm | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 5 |
| 2 mm | 2 | 0 | 1 | 1 | 4 | 21 |
| 1 mm | 14 | 0 | 0 | 0 | 14 | 74 |
| Total | 17 | 0 | 1 | 1 | 19 | 100 |
| % | 90 | 0 | 5 | 5 | 100 | |

Tabla VII. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 7

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|------|------------|--------------|------------|-------------|-------|---|
| 3 mm | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 3 |

| | | | | | | |
|-------|----|---|----|---|-----|-----|
| 2 mm | 7 | 1 | 3 | 0 | 11 | 28 |
| 1 mm | 25 | 0 | 2 | 0 | 27 | 69 |
| Total | 33 | 1 | 5 | 0 | 39 | 100 |
| % | 85 | 2 | 13 | 0 | 100 | |

Tabla VIII. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 8

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|-------|------------|--------------|------------|-------------|-------|-----|
| 3 mm | 2 | 1 | 0 | 0 | 3 | 16 |
| 2 mm | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 mm | 8 | 2 | 0 | 5 | 15 | 84 |
| Total | 10 | 3 | 0 | 5 | 18 | 100 |
| % | 56 | 16 | 0 | 28 | 100 | |

Tabla IX. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 9

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|-------|------------|--------------|------------|-------------|-------|-----|
| 3 mm | 3 | 0 | 0 | 0 | 3 | 23 |
| 2 mm | 2 | 1 | 1 | 0 | 4 | 31 |
| 1 mm | 4 | 2 | 0 | 0 | 6 | 46 |
| Total | 9 | 3 | 1 | 0 | 13 | 100 |
| % | 69 | 23 | 8 | 0 | 100 | |

Tabla X. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje 10

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|--|------------|--------------|------------|-------------|-------|---|
|--|------------|--------------|------------|-------------|-------|---|

| | | | | | | |
|-------|----|---|----|---|-----|-----|
| 3 mm | 5 | 0 | 0 | 0 | 5 | 24 |
| 2 mm | 6 | 0 | 0 | 0 | 6 | 28 |
| 1 mm | 8 | 0 | 2 | 0 | 10 | 48 |
| Total | 19 | 0 | 2 | 0 | 21 | 100 |
| % | 90 | 0 | 10 | 0 | 100 | |

Tabla XI. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje B

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|-------|------------|--------------|------------|-------------|-------|-----|
| 3 mm | 10 | 0 | 2 | 0 | 12 | 24 |
| 2 mm | 2 | 0 | 0 | 1 | 3 | 6 |
| 1 mm | 21 | 4 | 2 | 9 | 36 | 70 |
| Total | 33 | 4 | 4 | 10 | 51 | 100 |
| % | 65 | 8 | 8 | 19 | 100 | |

Tabla XII. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje C

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|-------|------------|--------------|------------|-------------|-------|-----|
| 3 mm | 13 | 0 | 0 | 0 | 13 | 36 |
| 2 mm | 8 | 0 | 1 | 0 | 9 | 25 |
| 1 mm | 13 | 0 | 0 | 1 | 14 | 39 |
| Total | 34 | 0 | 1 | 1 | 36 | 100 |
| % | 94 | 0 | 3 | 3 | 100 | |

Tabla XIII. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje D

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|--|------------|--------------|------------|-------------|-------|---|
|--|------------|--------------|------------|-------------|-------|---|

| | | | | | | |
|-------|----|---|---|---|-----|-----|
| 3 mm | 9 | 0 | 0 | 0 | 9 | 45 |
| 2 mm | 4 | 0 | 1 | 0 | 5 | 25 |
| 1 mm | 5 | 1 | 0 | 0 | 6 | 30 |
| Total | 18 | 1 | 1 | 0 | 20 | 100 |
| % | 90 | 5 | 5 | 0 | 100 | |

Tabla XIV. Clasificación y cuantificación de grietas sobre el eje E

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|-------|------------|--------------|------------|-------------|-------|-----|
| 3 mm | 19 | 2 | 5 | 0 | 26 | 38 |
| 2 mm | 8 | 3 | 2 | 1 | 14 | 20 |
| 1 mm | 19 | 7 | 0 | 3 | 29 | 42 |
| Total | 46 | 12 | 7 | 4 | 69 | 100 |
| % | 67 | 17 | 10 | 6 | 100 | |

Tabla XV. Clasificación y cuantificación total de grietas

| | Verticales | Horizontales | Inclinadas | Escalonadas | Total | % |
|-------|------------|--------------|------------|-------------|-------|-----|
| 3 mm | 88 | 3 | 8 | 0 | 99 | 26 |
| 2 mm | 49 | 10 | 15 | 5 | 79 | 21 |
| 1 mm | 135 | 25 | 15 | 23 | 198 | 53 |
| Total | 272 | 38 | 38 | 28 | 376 | 100 |
| % | 72 | 10 | 10 | 8 | 100 | |

2. ASENTAMIENTO

Las características esfuerzo-deformación de un suelo o una roca determinan el asentamiento que una estructura dada puede experimentar. En algunos casos, también puede servir como un indicador de las dificultades de construcción, que pueden surgir durante la excavación dentro de las masas de suelo. Los asentamientos de las estructuras construidas sobre mantos de arcilla blanda, que algunas veces están enterrados profundamente, debajo de materiales más resistentes y menos compresibles, pueden producirse lentamente y alcanzar grandes magnitudes. Debido al retraso que existe entre el final de la construcción y la aparición de las grietas, en un tiempo el origen de estos asentamientos, se consideró misterioso. Los primeros intentos exitosos para explicar el fenómeno sobre una base científica fueron realizados por Terzaghi en 1919. Los estudios de Terzaghi se referían a la magnitud y velocidad del asentamiento originado en un manto de arcilla, al que se le impedía moverse lateralmente y con posibilidades de expulsar el agua hacia arriba o hacia abajo cuando las partículas tendían a juntarse. En muchos casos, estas condiciones aparecen en la práctica. Por esta razón, y porque la comprensión de los fenómenos es básica para la solución de problemas

prácticos más complicados, el estudio del comportamiento de los diferentes suelos cuando se sujetan a esfuerzos, está precedido por un estudio de la consolidación unidimensional de las arcillas saturadas.

La deformación de la mayoría de los suelos, aun bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además, esa deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo. En algunos problemas, particularmente en el asentamiento de edificios construidos sobre arcilla, la deformación, debida a cambio volumétrico en los estratos del suelo subyacente, es mucho más importante que la deformación debida a cambio de forma. La expansión o deformación sólo por cambios de volumen es el proceso, por el que una masa de suelo cambia de volumen, manteniendo su forma; todo sucede como si estuviese cambiando la escala del espacio tridimensional. Los procesos reales de deformación pueden siempre descomponerse en dos facetas; una componente volumétrica de la deformación y otra desviadora; el proceso real puede así considerarse siempre como una adición de ambas componentes. El efecto más importante del desfase hidrodinámico es el asentamiento diferido de las estructuras; es decir, que el asentamiento continúa durante varios años después de construirse la estructura. El criterio básico para el proyecto de una cimentación es que el asentamiento no deba superar un cierto valor admisible. Con objeto de asegurar que se cumpla este criterio básico, el ingeniero debe hacer dos consideraciones. En primer lugar, para cualquier cimentación existe un cierto valor de la presión aplicada, para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes y difíciles de calcular. Dicho valor se denomina capacidad de carga o capacidad portante. La cimentación debe proyectarse de manera que la presión real aplicada sea inferior a la capacidad de carga, con un margen de seguridad suficiente, para cubrir las

incertidumbres en la estimación de las presiones sobre el terreno y de la propia capacidad de carga.

Todos los materiales que se emplean y los suelos que se encuentran en la construcción ordinaria son, en cierto grado, comprensibles bajo la gama de esfuerzos, que inducen casi todas las estructuras. El grado de asentamiento que tolera con seguridad una estructura está en función de la uniformidad de los movimientos, la velocidad de asentamiento y el momento que este ocurre, respecto a la secuencia de construcción, aunque no es posible olvidar tampoco la vulnerabilidad de la estructura, que depende del espaciamiento de las columnas, el tipo de construcción y la distancia entre las juntas de expansión.

2.1 Causas del asentamiento

La relación entre el movimiento del suelo y la estabilidad de las estructuras asociadas a éste es bastante compleja. Primero, existen diferentes mecanismos que pueden producir movimientos en el suelo y, además, hay muchos tipos de estructuras, cada una con un diferente potencial para resistir el movimiento o ser afectada por el mismo. Algunos edificios, como las construcciones de ladrillo y mampostería, son sumamente frágiles y pueden sufrir agrietamientos e incluso daños estructurales, a consecuencia de desplazamientos pequeños de los cimientos. Otras pueden construirse para resistir movimientos de magnitud considerable sin sufrir un daño real. Es importante estar consiente de que las condiciones de un suelo pueden cambiar, algunas veces en alto grado, desde antes de la construcción, durante e incluso

después de ésta. La predicción de tales cambios representa la tarea más difícil para el proyectista.

La mayor parte de los daños en edificios, que ocurren debido a movimientos de los cimientos, se debe a la aparición repentina de condiciones no previstas del suelo. Existen métodos por medio de los cuales se puede estimar el grado y ritmo del asentamiento de los cimientos, debido a ciertos mecanismos. Estas estimaciones resultan bastante confiables, siempre y cuando las condiciones del suelo que se supusieron para el cálculo, (a) sean una representación razonable de las condiciones reales, y (b) tengan probabilidad de persistir a lo largo del periodo de vida del edificio.

Resulta útil iniciar cualquier estudio de asentamiento, considerando con brevedad varios mecanismos de movimientos del suelo, que son causas potenciales de asentamiento. La mayor parte del daño por asentamiento se puede clasificar como arquitectónico y estará confinado a los recubrimientos y acabados. La mayor parte del asentamiento inmediato se tiene durante la construcción, a medida que se impone la carga muerta y los daños posteriores se reducirán, por lo tanto, al mínimo si se demora la aplicación de los acabados, hasta que actúe toda la carga muerta.

Varias fuentes sugieren lineamientos acerca de valores límite, pero parece que se pueden aceptar los siguientes límites rutinarios (Skempton y MacDonald)

| | | |
|-----------------|---------------------------------|---|
| Arenas | Asentamiento total máximo | = 40 mm para zapatas aisladas = 40-65 mm para losas |
| | Asentamiento diferencial máximo | = 25 mm entre columnas adyacentes |
| Arcillas | Asentamiento total máximo | = 65 mm para zapatas aisladas = 65-100 mm para losas |
| | Asentamiento diferencial máximo | = 40 mm entre columnas adyacentes |

2.2 Asentamiento diferencial

Los asentamientos diferenciales producen efectos estructurales adversos en losas, originando fisuras localizadas alrededor de las columnas. En general, los asentamientos que provocan perjuicios o daños son aquellos que generan hundimiento diferenciales de los distintos componentes de la edificación, y que se presentan después de terminar la obra. Si los demás factores permanecen iguales, la tolerancia de asentamiento diferencial disminuye conforme se reduce el espaciamiento de las columnas. Típicamente, las estructuras de concreto fundidas en su sitio son más vulnerables a esos movimientos, que las edificaciones de acero. Cuando se quiere hacer el cálculo de los asentamientos de cimentaciones, es necesario conocer la distribución de los esfuerzos dentro de los estratos del suelo y sus respectivos grados de compresibilidad. En la mayor parte de los casos, los esfuerzos se calculan con el método de bulbo de presión, sea con la técnica de Boussinesq o con la de Westergaard. Cuando los depósitos son muy gruesos, conviene usar la técnica de distribución de Boussinesq; cuando los suelos tienen estratos delgados, es mejor el método de Westergaard. El asentamiento diferencial puede producirse por: a) presiones uniformes que actúan sobre un suelo heterogéneo; b) presiones diferentes

sobre el terreno o, c) condiciones del terreno heterogéneas. El asentamiento diferencial es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo.

2.3 Asentamiento admisible

El asentamiento admisible, que una estructura pueda tolerar, depende de muchos factores incluyendo el tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento. Pudiera parecer que el ingeniero que proyecta una cimentación debería de considerar el asentamiento admisible especificado por el proyectista de la estructura; sin embargo, raramente es el caso y el ingeniero de cimentaciones se encuentra frecuentemente entre el ingeniero estructural, que no desea el menor asentamiento y además el cliente quiere una cimentación económica.

Pocos edificios de concreto pueden soportar un asentamiento diferencial entre columnas adyacentes de más de 2 cm, sin mostrar algunos signos de daño. Una estructura de acero puede soportar algo más y una de mampostería reforzada puede soportar 2.5 cm, sin mostrar daño serio, ya que el costo de una cimentación influye mucho la magnitud de los asentamientos diferenciales, que se consideran tolerables; el ingeniero no debe subestimar el asentamiento que su estructura puede soportar.

El asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente, aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura. Los asentamientos puede alterar el aspecto de una estructura,

provocando grietas en los muros exteriores, y en los repellos de las paredes interiores. También pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación. El asentamiento puede interferir con el servicio de una estructura en diversas formas, por ejemplo, las grúas y otros tipos de maquinaria pueden dejar de funcionar correctamente; las bombas, compresores, etc, pueden desajustarse. El asentamiento puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevado.

2.4 Asentamiento total

En general, la magnitud del asentamiento total no constituye un factor crítico, sino simplemente una cuestión de conveniencia. Si el asentamiento total de una estructura es superior a 15 o 20 cm pueden presentarse problemas en las conducciones (de gas, agua o alcantarillado) conectadas a la estructura. Sin embargo, las juntas deben proyectarse pensándose en el asentamiento de la estructura. Existen casos en los que los asentamientos totales grandes pueden dar a lugar a grandes problemas; por ejemplo, un depósito sobre arcilla blanda, próximo a la costa, puede asentarse, quedando por debajo del nivel del agua. El asentamiento de las cimentaciones, que se debe a la presencia de las arcillas, obedece al fenómeno llamado consolidación. A fin de evaluar el asentamiento de las arcillas, es necesario tener cierto conocimiento de la compresibilidad, así como del historial de esfuerzos a que estuvo sometido el suelo.

2.5 Resultados

Para verificar si la estructura sufre asentamientos, debe observarse detenidamente, las aceras y pisos donde principalmente aparecen índices que muestran tales efectos. Se nota rápidamente que no existen cambios volumétricos en aceras o pisos colindantes a los cimientos de la estructura; es la razón fundamental para desechar la posibilidad de que la estructura padece de asentamientos.

3. ESTUDIO DEL SUELO

3.1 Plasticidad

En mecánica de suelos, puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material, por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. Con esta definición, se logra circunscribir la propiedad de las arcillas en ciertas circunstancias.

Los experimentos realizados por Atterberg, Terzaghi y Goldschmidt han revelado que la plasticidad de los suelos se debe a la carga eléctrica de las partículas laminares, que generan campos, los cuales actúan como condensadores e influyen en las moléculas bipolares del agua; en los suelos plásticos, el espesor de estas capas de agua sólida y viscosa influidas es

grande, y su efecto en la interacción de las partículas del suelo determinan su plasticidad. Si esa hipótesis, desarrollada sobre todo por Goldschmidt, fuera correcta, otros líquidos bipolares mezclados con polvo de arcilla deberían de producir suelos plásticos, mientras que los líquidos monopolares generarían suelos exentos de tal propiedad.

3.2 Limites de plasticidad

Si el contenido de agua de una suspensión espesa de arcilla se reduce gradualmente, la mezcla de arcilla y el agua pasa del estado líquido al estado plástico y, finalmente, al estado sólido. Se ha encontrado que los contenidos de agua, correspondientes a las transiciones de un estado a otro, comúnmente son diferentes en las arcillas, que tienen propiedades físicas diferentes cuando se han remoldeado, y son aproximadamente iguales en las arcillas que tienen propiedades físicas semejantes. Por lo tanto, las fronteras entre los estados de consistencia, pueden servir como propiedades índice, útiles en la clasificación de las arcillas. El significado de los contenidos de agua, que sirven de límite para cada estado físico, fue sugerido por Atterberg; por lo tanto, estos límites se conocen comúnmente como límites de Atterberg. Las pruebas de los límites, son pruebas empíricas, que se han adoptado para definir los valores de los mismos. Según el contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aun disminuye de volumen al estar sujeto al secado.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras.

3.2.1 Limite líquido

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido WL, que es un nombre que hoy se conserva. Ninguna de las pruebas para determinar los límites de Atterberg es difícil de ejecutar, aunque se requiere de cierta experiencia para desarrollar la técnica necesaria para obtener resultados reproducibles. La determinación del límite líquido se hace comúnmente utilizando un aparato mecánico, diseñado por A. Casagrande; se coloca una muestra del suelo remoldeado en la copa, y se hace una ranura de 2 mm de ancho en su base y de 8 mm de altura, en el centro de la pasta del suelo. Luego, el operador da vuelta a la manivela que levanta la copa a cierta altura de manera que el punto de contacto entre la copa y la base quede a 1cm sobre la base. Desde esta posición, la copa cae libremente. El suelo está en el límite líquido, si se requieren 25 golpes para hacer que los extremos inferiores de la ranura queden en contacto entre sí, en

una longitud de 15 mm. La humedad que tenga la muestra cuando se le da este número de golpes es el límite líquido.

3.2.2 Limite plástico

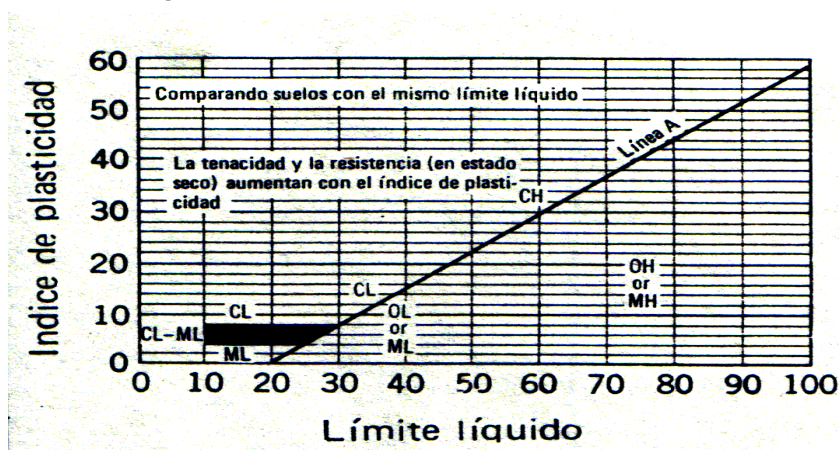
La frontera convencional entre el estado plástico y semisólido, fue llamado por Atterberg límite plástico WP, definido también en términos de una manipulación de laboratorio. La determinación del limite plástico se ejecuta, formando cilindros delgados con una muestra de suelo plástico con un diámetro de 3mm. Si el suelo no se desmorona, se recoge el cilindro, se vuelve a amasar y se rola de nuevo. Se repite este proceso, hasta que el cilindro se comienza a desmoronar, precisamente cuando adquiere el diámetro de 3m. A la humedad a la que se desmorone el cilindro se la define como limite plástico. En los métodos estándar de la ASTM D-423, D-424, D-427, se dan los procedimientos detallados, para realizar las pruebas de límite líquido, límite plástico y límite de contracción.

3.3 Índice de plasticidad

La amplitud de variación de la humedad, en la cual el sistema se comporta como material plástico, se llama frecuentemente intervalo plástico, y la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico se le llama índice de plasticidad Ip.

El límite líquido y el índice de plasticidad constituyen unidos una medida de la plasticidad de un suelo. Los suelos que poseen WL e Ip de grandes valores se dicen que son muy plásticos. A los que tienen bajos valores se les llama ligeramente plásticos. La interpretación de las pruebas de los límites líquido y plástico se facilita usando la carta de plasticidad desarrollada por A. Casagrande. En la figura 1, las ordenadas representan valores del índice de plasticidad, y las abscisas, valores del límite líquido. La carta se divide en seis regiones por la línea inclinada A y las dos líneas verticales WL= 30 y WL = 50. Todos los suelos, representados por puntos arriba de la línea A, son arcillas inorgánicas; la plasticidad varia de baja (WL < 30) a alta (WL > 50) con valores crecientes del límite líquido. Los suelos representados por puntos, que quedan debajo de la línea A, pueden ser limos inorgánicos, limos orgánicos, o arcillas orgánicas. Si son inorgánicos, se dice que son de compresibilidad baja, media o elevada, lo que depende de que su limite liquido sea inferior a 30; está comprendido entre 30 y 50, o sea superior a 50. Si son limos orgánicos, están representados por puntos situados en la región correspondiente a un límite líquido entre 30 y 50 y, si son arcillas orgánicas, a un límite liquido superior a 50.

Figura 1. Carta de plasticidad



La diferencia entre suelos orgánicos e inorgánicos puede hacerse usualmente ejecutando dos pruebas para determinar dos límites líquidos con el mismo material: una con suelo secado al aire, y otra con suelo secado al horno. El secado en horno produce cambios irreversibles en los componentes orgánicos, que produce un límite líquido significativamente inferior. Si el límite de la muestra secada en horno es inferior aproximadamente 0.75 veces el de la muestra que no se seco de esa manera, el suelo puede clasificarse como orgánico. Unos cuantos materiales inorgánicos de arcilla y otros componentes de los suelos finos, también experimentan cambios irreversibles al secarlos en horno; por lo tanto, la identificación no puede basarse siempre en los resultados de las pruebas de los límites. La humedad natural de una arcilla es en sí una propiedad índice útil. Sin embargo, tiene un mayor significado la relación de la humedad natural a los límites líquidos y plástico. Los depósitos que tienen humedades cercanas al límite líquido son generalmente mucho más blandos que los que tienen humedades cercanas al límite plástico.

3.4 Clasificación e identificación de suelos

Existen varios sistemas de clasificación de los suelos, pero el más usado en la actualidad en el mundo de la ingeniería es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; conviene mencionar las bases en que A. Casagrande fundamentó su criterio para proponer el sistema de clasificación de aeropuertos, que es el punto de partida para todos los esfuerzos de valor que hasta hoy se han efectuado en este campo.

El sistema divide a los suelos en dos grandes fracciones; la gruesa está formada por partículas mayores que la malla No. 200 y menores que la malla de 3"; la fina, formada por las partículas que pasan la malla No. 200. La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, teniendo como frontera la malla No. 4; las subdivisiones subsecuentes de esta fracción toman en cuenta el contenido y naturaleza de los finos, así como características de graduación. El conjunto presenta un aspecto muy similar al que posteriormente se discutirá con más detalle, al analizar el sistema unificado de clasificación de suelos. La fracción fina se subdivide en grupos, tomando en cuenta sus características de plasticidad, las cuales están relacionadas con las propiedades mecánicas e hidráulicas, que interesan al ingeniero civil.

Son características de esfuerzo-deformación, la resistencia, la compresibilidad, la permeabilidad, la velocidad de variación volumétrica, etc. Una de las propiedades que más influye para la formación de estos grupos fue la compresibilidad, la cual está íntimamente ligada con las características de plasticidad que aumenta con el valor del límite líquido, y permanecen todos los demás factores constantes.

3.5 Resultados

Tabla XVI. Ensayo de límites de Atterberg

| Ensayo No | Prof. M | L.L. % | I.P. % | C.S.U.* | Descripción del suelo |
|-----------|---------|--------|--------|---------|-----------------------------------|
| 1 | 2.10 | 55 | 21.2 | MH | Limo arcilloso color café |
| 2 | 1.20 | 40.6 | 11.0 | ML | Limo arcilloso arenoso color café |

Fuente: Centro de Investigación de Ingeniería. Informe No. 157 S.S.
CSU* = Clasificación Sistema Unificado

3.6 Ensayo triaxial

Las pruebas de compresión triaxial se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo-deformación, y la resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico del suelo de que se trate. En los tipos más usuales del aparato de prueba, dos de los esfuerzos principales se producen por presión de un líquido que rodea el espécimen y, por lo tanto, son iguales.

Figura 2. Ensayo triaxial.



3.7 Procedimiento del ensayo triaxial suelo cohesivo

1. Preparar dos o tres muestras cilíndricas de adecuada relación L/d. Alternativamente, compactar tres o cuatro muestras del mismo contenido de humedad y esfuerzo de compactación utilizando el aparato Harvard miniatura. Este último procedimiento permite producir muestras de diámetro nominal de 33 mm. y adecuada relación L/d.
2. Obtener cuatro medidas de la altura separadas aproximadamente 90° y utilizar el valor promedio como altura inicial promedio de la muestra. Tomar tres lecturas del diámetro en la parte superior, a la mitad, y en la base separadas 90° utilizando un par de calibradores con una precisión de 1mm. Calcular el diámetro promedio de la muestra a cada localización y calcular posteriormente el diámetro promedio final de la muestra.
3. Tomar el tamaño correcto (exacto + 6mm de diámetro mayor) del expansor de membrana y fijar la membrana suavemente en el expansor. Conectar el tubo de expansor de la membrana a una fuente de vacío y aplicar vacío. Si no hay filtraciones, la membrana permitirá un ajuste suave del expansor bajo la acción del vacío. Puede ser necesario colocar pequeñas bandas de papel de filtro o de algodón entre la membrana y las paredes del expansor para hacer efectivo el vacío mientras este expandiendo la membrana antes del paso siguiente. Dependiendo de la muestra, lubricar suavemente la membrana con vaselina de petróleo, empolverarla con polvo de teflón (una sustancia inerte), o como último recurso, humedecerla con agua para que sea más fácil insertar la muestra en la membrana

4. Insertar la muestra en la membrana y ajustar la placa inferior de la piedra porosa utilizando las bandas de caucho o sellos de anillos para sellar la membrana. Un sello más hermético puede obtenerse si el perímetro de la placa se engrasa ligeramente con grasa de silicosa. Si es posible, conectar la piedra porosa con su placa superior en este momento. Asegurarse de que las piedras porosas estén húmedas o saturadas, dependiendo de la condición de la muestra ya que una piedra porosa absorbería el agua de los extremos de la muestra.

5. Remover la muestra del espansor de membrana y conectar la parte inferior a la base de la cámara triaxial. Además, conectar la parte superior de ésta si no ha sido hecho hasta el momento, teniendo cuidado de no dañar el espécimen.

6. Conectar la línea de vacío entre el cabezote superior y la línea de vacío, pero no aplicar vacío. Si se va a hacer un ensayo consolidado-no drenado (sobre una muestra saturada), es necesario inundar las tuberías hacia adentro y hacia afuera de la muestra (la línea de vacío). A continuación, cerrar la válvula de la línea hacia la muestra, dejando la línea de vacío abierta para drenaje. Se necesita algo de ingenio para asegurar que las líneas, la piedra porosa superior, y el cabezote superior se encuentren saturados. Para muestras no saturadas, la saturación de la línea no es necesaria y podría ser realmente dañina.

7. Colocar la cápsula de lucita en la cámara y colocar la cámara sobre la máquina de compresión. Traer la barra de carga en contacto con el pistón de carga, hasta que se registre ligeramente algo de movimiento en el deformímetro de carga.

8. Aplicar una presión predeterminada en la cámara (preferiblemente aire comprimido) para presión lateral σ_3 ; para el ensayo consolidado-no drenado sobre una muestra alterada, observar el flujo hacia fuera de la línea de drenaje, y cuando dicho flujo sea cero, se procede con los pasos 9 y 10 que se describen a continuación. La línea de drenaje puede conectarse a una bureta calibrada de manera que cuando el nivel del agua permanece constante, se puede asegurar que la consolidación se ha terminado. Este tipo de conexión permitirá también establecer el cambio de volumen durante la consolidación. Si la muestra no está saturada, se vuelve un ejercicio de criterio, que permita cuándo ha terminado la consolidación.

9. Si se desea (sobre muestras no saturadas) saturar la muestra, se abre la línea de vacío a la atmósfera y se abre la válvula de entrada a la muestra, a partir del recipiente de saturación. No aplicar vacíos a la muestra para incrementar el proceso de saturación, ya que este removerá el agua que ya se encuentre en la muestra en el lado del vacío más rápidamente, que la tasa a la cual entrara el agua a la muestra desde el recipiente de saturación debido a la baja permeabilidad de la muestra. Tomará un tiempo muy largo saturar aún muestras muy pequeñas de suelo cohesivo. Si es posible introducir una pequeña presión positiva al recipiente de saturación para acelerar el proceso, la eficiencia de la saturación será mayor inútil

10. Si la muestra se encuentra saturada (o consolidada) y se desean medir los cambios de volumen inducidos, hay que abrir las válvulas apropiadas para llenar las líneas en ambos lados de la muestra y cerrar a continuación las

salidas. Abrir la línea del indicador de la muestra saturada, cuando se haga el ensayo consolidado. Es posible colocar una serie de bandas de papel de filtro o algodón, entre la muestra de suelo y membrana en el paso No.5.

3.8 Prueba del ensayo triaxial

En una prueba triaxial, se sujeta una probeta cilíndrica a una presión hidrostática de confinamiento y, además, a una presión axial que puede variarse independientemente de la presión de confinamiento. La superficie cilíndrica de la muestra se cubre con una membrana de hule unida herméticamente a un pedestal en el extremo inferior y a una tapa en el superior. El conjunto está contenido en una cámara que puede llenarse de agua a cualquier presión; esta presión actúa lateralmente en la superficie cilíndrica de la muestra, a través de la membrana de hule, y verticalmente a través de la pata superior. La carga axial adicional se aplica por medio de un pistón, que pasa a través de la parte superior de la cámara. Se colocan piedras porosas en los extremos superior e inferior de la muestra, las cuales se conectan al exterior de la cámara con tuberías. Por medio de las conexiones puede medirse la presión del agua contenido en los poros de la muestra, si no se permite la expulsión del agua. Alternativamente, si se permite que el agua fluya a través de las conexiones, puede medirse la cantidad que entra o sale de la muestra durante la prueba. La prueba se realiza generalmente, manteniendo constante la presión del confinamiento y aumentando la presión vertical. Como

el líquido no aplica esfuerzos cortantes en la periferia de la muestra, las presiones que obran en planos verticales del espécimen son esfuerzos principales. Debido a la simetría, todas estas presiones son iguales y se designan como π_3 ; el esfuerzo vertical sobre planos verticales es también un esfuerzo vertical, que se designa por π_1 . El esfuerzo π_1 puede también considerarse como $\pi_3 + \Delta\pi$, donde $\Delta\pi$ se llama, diferencia de esfuerzo. Como $\Delta\pi$ es usualmente positiva en las pruebas triaxiales de rutina, π_1 es el esfuerzo principal mayor y π_3 el menor. La curva esfuerzo-deformación relaciona la diferencia de esfuerzo $\Delta\pi$ y la deformación axial unitaria. En cualquier etapa de la prueba, dado que se conocen π_1 y π_3 , puede calcularse el esfuerzo normal π y el esfuerzo cortante sobre cualquier plano que forme un ángulo