



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

"ACATLÁN"

PROPUESTA PARA LA CORRECCIÓN
DE DESPLOMES EN LOS EDIFICIOS
MULTIFAMILIARES DE LA UNIDAD
HABITACIONAL SAN RAFAEL EN EL
MUNICIPIO DE COACALCO, ESTADO DE
MÉXICO.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

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

P R E S E N T A :

URIEL IZAAC MARQUEZ VAZQUEZ

DIRECTOR DE TESIS:
ING. JUAN VICTOR PADILLA CORREA





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.

Para mi Madre, con el más grande amor del mundo porque se que desde el cielo me estará viendo, mil gracias porque no tengo como agradecerle el amor, tu lucha y entrega durante todo el tiempo que estuviste conmigo.

Para mi Padre, por hacer de mí un hombre responsable corrigiendo mis errores y señalando mis defectos, con todo mi cariño.

Para tí, porque llegaste en el momento que más lo necesitaba, por estar a mi lado, por brindarme tu amor, tu apoyo y comprensión, por estar junto a mí en los malos momentos y darme el mejor día de mi vida muchísimas gracias.

Para mis hermanas, Poleth y Paulina por ser las mejores hermanas que pude haber tenido y con el anhelo de que un día logren también todos sus objetivos, las amo.

Para la Universidad Nacional Autónoma de México por ayudarme a completar uno de mis más grandes anhelos.

A la Facultad de Estudios Profesionales "Acatlán" gracias por hacer de mí un hombre de bien y haberme compartido sus conocimientos, gracias porque éste también es su logro.

Para el Ing. Juan Víctor Padilla Correa por ayudarme a realizar éste trabajo tan importante para mí, por haberme dedicado tiempo, paciencia, experiencias y conocimiento, muchas gracias.

Para los mejores amigos que Dios me pudo haber dado, Mauricio, Javier, Enrique, Nacho, el Arq. Joel, Juanito, Lucy, Pepe, Daniel y Paty por brindarme su amistad y conocimientos, lo logramos.

Para la Arq. Adriana Arriaga, al Ing. Alfredo Isunza y al Ing. Gustavo González por su paciencia y todas sus grandes enseñanzas en la vida laboral, gracias.

Para todos y cada uno de las personas, profesores, compañeros y amigos que de una u otra manera me ayudaron en éste logro tan significativo esperando seguir contando con ustedes. Gracias.

ÍNDICE

	PAGINA.
Introducción	1
Capítulo 1. Antecedentes	
1.1 Control de la obra durante su ejecución	9
1.1.1 Control horizontal	10
1.1.2 Control vertical	11
1.1.3 Métodos, instrumentos y equipos para el control en las obras	11
1.2 Monitoreo de las estructuras	13
1.3 Desplomes	15
1.4 Desplomes permisibles y funcionalidad de las estructuras	15
1.4.1 Desplomes en los edificios	16
1.4.2 Criterios de diseño estructural	20
1.5 Renivelación	21
1.6 Recimentación	22
1.7 Algunos ejemplos de procedimientos para renivelar y recimentar	24
1.7.1 Recimentación con zapatas corridas	24
1.7.2 Recimentación con micropilotes	26
1.7.3 Pilotes electrometálicos	27
1.7.4 Pilotes de control	27
1.7.5 Recimentación con pilotes	28
1.7.6 Recimentación con pilas o bases	30
1.7.7 Pilotes hincados con gatos hidráulicos	33
1.7.8 Recimentación por medio de inyecciones	34
1.7.9 Uso del proceso de congelamiento para el trabajo de recimentación	36
 Capítulo 2. Características geotécnicas de la zona	
2.1 Métodos de exploración	41
2.1.1 Etapas de los trabajos de campo	41
2.1.2 Muestreo de rocas	42
2.1.3 Índice de calidad de la roca	42
2.1.4 Muestreo de suelos	45
2.1.5 Métodos de muestreo alterado	45
2.1.6 Métodos de muestreo inalterado	50
2.2 Propiedades índice del suelo	58
2.2.1 Relaciones volumétricas y gravimétricas en los suelos	59
2.2.1.1 Relaciones fundamentales	61

2.2.2	Estados de consistencia. Límites de plasticidad	62
2.2.3	Análisis de tamaño de partículas	65
2.2.4	Sistemas de clasificación de suelos basados en criterios de granulometría	68
2.3	Propiedades mecánicas del suelo	73
2.3.1	Resistencia al esfuerzo cortante	73
2.3.1.1	Prueba directa de resistencia al esfuerzo Cortante	74
2.3.1.2	Prueba en el lugar por medio de la veleta	75
2.3.1.3	Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante	77
2.3.1.4	Prueba lenta "L" o "CD"	77
2.3.1.5	Prueba rápida consolidada "Rc" (CU)	79
2.3.1.6	Prueba rápida "R" (UU)	80
2.3.1.7	Prueba de compresión simple "Cs"	82
2.3.1.8	Consideraciones sobre resultados de pruebas triaxiales en suelos cohesivos no saturados	83
2.3.1.9	Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes	84
2.3.2	Consolidación	86
2.3.2.1	Empleo de la curva de compresibilidad en el cálculo de asentamiento total primario de un estrato arcilloso sujeto a consolidación.	90
2.3.3	Ley de Darcy y coeficiente de permeabilidad	90
2.3.3.1	Velocidad de descarga, velocidad de filtración y velocidad real	92
2.3.3.2	Métodos para medir el coeficiente de permeabilidad del suelo	93
2.3.3.3	Permeámetro de carga constante	94
2.3.3.4	Permeámetro de carga variable	94
2.4	Capacidad de carga	97
2.4.1	Teorías de capacidad de carga	98
2.4.1.1	Análisis límite al problema de la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos	98
2.4.2	Análisis límite al problema de la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos	100
2.4.3	Teoría de Terzaghi (suelos con cohesión y fricción)	102
2.4.3.1	Aplicación de teoría de Terzaghi en suelos puramente cohesivos	107
2.4.4	Teoría de Skempton	108
2.4.5	Teoría de Meyerhof	109

2.4.6	Resumen de recomendaciones	114
2.4.7	Capacidad de carga admisible, factor de seguridad	115
2.4.8	Cimentaciones Profundas	116
2.4.8.1	Ecuaciones para determinar la capacidad de un Pilote	118
2.4.8.2	Capacidad de carga de la punta, Q_p	118
2.4.8.3	Resistencia por fricción, Q_s	119
2.4.8.4	Método de Meyerhof; para estimar Q_p	119
2.4.8.5	Método de Vesic; para estimar Q_p	121
2.4.8.6	Método de Janbu, para estimar Q_p	122
2.4.8.7	Método de Coyle y Castellón, para estimar Q_p en arena	123
2.4.8.8	Método para el cálculo de la resistencia por fricción Q_s en arena	124
2.4.8.9	Método para el cálculo de la resistencia por fricción Q_s en arcilla	127
2.4.8.10	Estimación de la capacidad de carga en pilas perforadas	129
2.4.8.11	Estimación de la capacidad de carga de pilas perforadas en arena	130
2.4.8.12	Estimación de la capacidad de carga de pilas perforadas en arcilla	132
2.4.9	Revisión de la capacidad de carga de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)	133

Capítulo 3. Asentamientos que se presentan en las cimentaciones.

3.1	Principales causas que generan los asentamientos	145
3.1.1	Clasificación general de las causas que generan los asentamientos totales y diferenciales	145
3.1.2	Mecanismos generadores de asentamientos	147
3.2	Asentamientos totales	148
3.3	Asentamiento inmediato o diferencial	149
3.3.1	Asentamiento inmediato de una capa delgada	154
3.4	Asentamientos por consolidación	155
3.5	Asentamientos por consolidación secundaria	160
3.6	Asentamientos tolerables en edificios	162
3.6.1	Asentamientos tolerables según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F.	166

3.6.1.1 Verificación de la seguridad de las cimentaciones	168
---	-----

Capítulo 4. Caso práctico de la corrección de desplomes de un edificio.

4.1 Descripción Arquitectónica del edificio	174
4.2 Monitoreo del comportamiento de la estructura	174
4.2.1 Comportamiento de la estructura	176
4.2.1.1 Análisis de desplomes	176
4.2.1.2 Separación en la colindancia con edificios vecinos	177
4.2.2 Revisión de las celdas de Cimentación	178
4.3 Características estratigráficas y físicas del subsuelo	179
4.4 Revisión geotécnica de la cimentación.	186
4.4.1 Acciones	186
4.4.2 Estado límite de falla por cortante en condiciones estáticas	187
4.4.3 Estado límite de falla por cortante en condiciones dinámicas	188
4.4.4 Estado límite de falla por cortante en condiciones dinámicas considerando el desplome existente	191
4.5 Causas principales que han generado los hundimientos diferenciales de la estructura	192
4.6 Recomendaciones para esperar un comportamiento más adecuado de la estructura	194
4.7 Proceso constructivo del enderezado de la estructura	197
4.7.1 Trabajos preliminares	197
4.7.2 Monitoreo del comportamiento	198
4.7.3 Enderezado mediante el procedimiento de subexcavación	199
4.7.3.1 Revisión de la estructura ante sismo con la zanja horizontal	200
4.7.4 Construcción de las pilastras	201
4.7.5 Refuerzo de la cimentación	206
4.7.6 Obras exteriores	207
Anexo I	262
Anexo II	266
Anexo III	276
Conclusiones	296
Referencias	298

INTRODUCCIÓN

Cuando se tiene en mente un proyecto y una vez que se tiene claro los objetivos y las razones del mismo, se procede a un análisis de estrategia general de ejecución, para efectuar dicho análisis es necesario conocer todas las características de la región donde se pretende realizar la obra como son las condiciones topográficas de la zona, de los suelos, del medio ambiente, entre otros, y sobre todo contar con planos, normas y especificaciones que regirán el proceso constructivo.

Tomando como referencia el párrafo anterior podemos decir que cuando se pretende realizar, ejecutar o entregar una obra es necesario llevar a cabo un control de la misma en todos los aspectos, el cual debe contar con cuatro elementos fundamentales como son: un marco de referencia, formas de registro y archivos adecuados, aplicación de técnicas estadísticas, y procedimientos preventivos y correctivos oportunos. En este caso el tipo de control que nos interesa es referente al comportamiento de la estructura y el suelo sobre el cual se encuentra soportada. Para este estudio se pretende plantear un panorama de los criterios, instrumentos, equipos, procedimientos, parámetros de referencia a considerar en el control y monitoreo de una obra antes, durante y después de su ejecución. Los posibles movimientos que puede sufrir una estructura, evaluando estos y planteando sistemas alternativos de corrección o solución a los problemas que dichos movimientos puedan provocar, entrando con esto en el amplio campo de la nivelación y la recimentación. Dicho lo anterior se puede hacer la aclaración y consideración que para cada posible problema pueden existir varias soluciones, estando todo en función de las necesidades, requerimientos y posibilidades de cada caso en particular ya sea por cuestión social, económica o por tiempo. Por tanto al no ser igual ningún trabajo a otro, se debe considerar individualmente para trabajar con el esquema más seguro y económico. Por esta razón el autor no intenta describir los métodos detalladamente, aunque sí establecer las consideraciones y principios generales que se pueden seguir.

El proyecto de una cimentación, de un dique de tierra, o de un muro de contención, no puede efectuarse de manera inteligente y satisfactoria, a menos que el proyectista tenga como mínimo una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que debe considerar. Las investigaciones del terreno y las de laboratorio, necesarias para obtener esta información esencial constituyen lo que se denomina: exploración del suelo, reconocimiento del terreno y estudio del subsuelo.

INTRODUCCIÓN

Hasta hace pocas décadas, la exploración del suelo era siempre inadecuada e incompleta porque aún no se habían desarrollado métodos racionales para el ensayo de los suelos. Hoy en día, por el contrario, con frecuencia el número de ensayos y los refinamientos empleados en su técnica de realización se hallan fuera de proporción cuando se les compara con el valor práctico de sus resultados. Con el objeto de evitar estas condiciones extremas, hay que adaptar el programa de exploración a las condiciones del suelo y al tamaño del proyecto.

Antes que las teorías puedan aplicarse a la solución de problemas del proyecto y la construcción, deben llevarse a cabo dos operaciones independientes. Primero determinar las propiedades significativas de los materiales del subsuelo por medio de perforaciones, muestreos y ensayos. Segundo, idealizar el complejo real como un subsuelo consistente en unas pocas unidades homogéneas con límites simples.

En los pocos casos en los que el perfil real del suelo es suficientemente simple para ser remplazado sin un error intolerable por una idealización apropiada, la teoría combinada con los resultados de ensayos tornan posible una predicción del comportamiento de las estructuras soportadas por los suelos sobre una base matemática. Este procedimiento se ha usado con éxito, por ejemplo, para predecir la magnitud y distribución del asentamiento de estructuras cimentadas sobre estratos confinados horizontales de arcilla de espesor muy uniforme.

En todas las otras instancias, los resultados de la investigación del subsuelo sólo informan al proyectista respecto de las características generales de los materiales subyacentes y de la posición dentro de ellos de las fuentes potenciales de peligro. Las características detalladas de estas fuentes permanecen desconocidas, pues aún cuando se conozca su existencia, el tiempo la labor necesaria para obtener los datos indispensables para la exacta predicción del comportamiento será prohibitivo. Bajo estas circunstancias el proyectista no puede más que construir perfiles idealizados del suelo, que muestran aproximadamente los límites exteriores de las zonas potenciales

INTRODUCCIÓN

peligrosamente débiles o compresibles, y asigna a los materiales situados dentro de estas zonas las propiedades más desfavorables compatibles con los datos disponibles. Las estimaciones de comportamiento basadas en estos perfiles pueden proporcionar sólo límites superiores de las consecuencias indeseables emergentes de la presencia de dichas zonas. No obstante su comportamiento permite al proyectista evitar las consecuencias indeseables por medio de un proyecto adecuado. Antes de que se desarrollaran los métodos para investigar las propiedades de los materiales subyacentes y que se establecieran los principios teóricos del comportamiento del subsuelo, el significado o aún existencia de zonas peligrosas permanecía sin identificarse hasta que eran reveladas por el comportamiento no anticipado de las estructuras que descansaban sobre dichos materiales.

Cuando actúa una carga vertical sobre la superficie del terreno, se presenta el asentamiento. Esto no es del todo sorprendente porque, como se sabe por mecánica, el esfuerzo provoca deformación y la aplicación de carga provoca desplazamiento. Se debe recordar, sin embargo, que el suelo se puede asentar por razones diferentes a cargas externas como son: consolidación por peso propio, desecación natural o debida algún proceso industrial, inundación, ataque químico, descomposición orgánica natural o causa de algún agente externo, hundimiento regional provocado por el bombeo de agua, petróleo o gas natural, sismos, voladura o vibraciones, alivio de esfuerzos por excavación en la vecindad, bombeo de agua para algunas construcciones cercanas, movimientos tectónicos, erosión subterránea o derrumbes. De estas causas se puede mencionar que pueden ser impredecibles a ciencia exacta en cuanto a magnitud y tiempo de incidencia, pero se pueden evaluar y prevenir en forma aproximada tomando en consideración los estudios necesarios que acerquen sus características a algún tipo de suelo, tomando en consideración un factor de seguridad, selección de un sitio exacto para la estructura, tomando medidas locales de solución (drenajes, elementos de contención, amarres), uso de materiales adecuados para el tipo de suelo, profundidad de la cimentación, entre otros.

El asentamiento provocado por cargas superficiales se atribuye tradicionalmente a las siguientes causas: el asentamiento inicial, la compresión inmediata, la compresión o consolidación primaria, la compresión o consolidación secundaria y el deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento.

INTRODUCCIÓN

Generalmente se supone que de estas cinco componentes que contribuyen al asentamiento, las cuatro primeras se pueden predecir como entidades separada mediante estimación y luego se suman para tener un gran total. En los casos en la que una o más se deje fuera usualmente se permite una tolerancia en los cálculos para que expliquen la omisión. La quinta componente se maneja no tratando de predecir su valor sino tratando de que no ocurra.

Desde la antigüedad, el asentamiento de los cimientos ha constituido un problema; sin embargo, muchas estructuras grandes y pesadas cuyos cimientos han sufrido asentamientos importantes se han estabilizado o puesto de nuevo en sus posiciones originales. Como por ejemplo la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, El templo de las Capuchinas y la Antigua Basílica de Guadalupe entre muchos otros. La técnica constructiva permite corregir problemas muy graves de esta naturaleza, con costos razonables, en comparación con el costo de remplazar la estructura.

En el último apartado de este trabajo se presenta un caso real de una estructura que ha presentado un desplome excesivo y con ello un mal comportamiento, dejando de ser funcional y entrando a un cierto grado de peligro en caso de que se presente un sismo, así mismo se muestra el posible esquema de trabajo requerido para llevar a cabo el estudio del problema, el análisis de las causas que originaron que la construcción trabajara de forma inadecuada, la recopilación de información técnica y constructiva del edificio, los reportes del monitoreo de su comportamiento y el planteamiento de una posible solución para la corrección del desplome y del mal comportamiento que se ha venido presentando no sólo en esta estructura si no en muchas otras de esa misma zona, considerando todos los aspectos necesarios, dando un mayor peso específico al factor de impacto social sin dejar de considerar la economía y la efectividad en el procedimiento correctivo. Esperando que este trabajo sirva o sea tomado en cuenta como una posible solución al problema.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

En este capítulo se muestra en forma sencilla y rápida algunos puntos esenciales que deben ser considerados durante la construcción de una obra de ingeniería, para el adecuado control de la obra durante su ejecución, así como diversos procedimientos e instrumentos que pueden ser empleados para su correcto control.

De igual modo se hace mención de la normatividad establecida en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en cuanto al desplome y monitoreo de las edificaciones terminadas, con el objeto de que éste sirva como norma para garantizar la seguridad estructural, funcionalidad y habitabilidad de las mismas; indicándose algunos de los parámetros empleados durante este trabajo.

En este capítulo también se explica en forma breve, qué son, cuándo se aplican, para qué sirven, y en qué se basan los trabajos de renovación y recimentación de edificios, estructuras, monumentos, etc. Se plantean ejemplos y procedimientos generales para mejorar la comprensión de los trabajos de renovación y recimentación.

1.1 CONTROL DE LA OBRA.

Se puede afirmar que no existe un solo terreno que constituya un plano perfectamente horizontal y lo más común es que ni siquiera sea horizontal, si no que presente depresiones y elevaciones cuyas características serán necesarias conocer para desarrollar un proyecto.

Cuando se ejecuta una obra se debe mantener un control durante la construcción, buscando desde el punto técnico garantizar la calidad de la obra, considerando como calidad en el sentido más amplio, que la construcción satisfaga las necesidades y expectativas de los usuarios, viendo que el conjunto de condiciones que ello implica se concibe desde el diseño, se implementa mediante las especificaciones constructivas y se plasma en la obra con los materiales, métodos de trabajo utilizados y la correcta ejecución de dichos trabajos para cumplir con los objetivos del proyecto.¹

Durante la ejecución de los trabajos y con el objeto de cumplir con los parámetros antes mencionados y en función de un control con sentido preventivo se debe llevar a cabo un monitoreo y control del avance de la construcción, sin pasar por alto la importancia de disponer de un buen sistema de control horizontal y vertical en el área de la obra, ya que éste proporciona la base de la ubicación de las estructuras, instalaciones, vías de acceso, tanto en las etapas de proyecto como en la construcción.²

Durante la construcción de los edificios es necesario hacer nivelaciones constantes e ir las registrando para saber el criterio que debe seguirse al ir construyendo las losas de cada nivel, así como si se levantan las columnas a plomo o a escuadra con el piso. Es muy importante llevar desde el principio de la obra un registro minucioso en una libreta (diario de obra) para tener la seguridad de que la obra está siendo correctamente ejecutada, ya que con la ayuda de este registro se puede verificar el trabajo o bien corregir el mismo en caso de que fuese necesario.

GARCIA, Del Valle Gabriel. **Edificación II**. Edt. Diana. México. 1ª Edición, 1993.

² WOLF, Paul R., BRINKEU, Russell C. **Topografía**. Edt. Alfaomega. México. 9ª Edición, 2000.

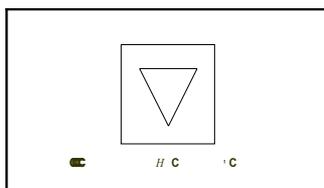


Figura I-1 Marca típica de un banco de nivel

Para poder llevar a cabo el registro se debe de establecer una línea base o una línea de centros en el sitio de la obra y fijar con exactitud algunas cotas sobre estacas de control o bancos de nivel, que son absolutamente indispensables para iniciar el trabajo. Todos los puntos de referencia deben quedar perfectamente bien marcados así como protegidos contra cualquier daño.

La verificación constante de las posiciones de los puntos así como el alineamiento periódico de los mismos, debe efectuarse con regularidad, pues sólo así se evita que la construcción avance sobre bases equivocadas y que después se tenga que reparar a un costo elevado.

1.1.1 Control horizontal.

Casi siempre las construcciones se alinean con respecto a las calles, muelles, malecones, linderos de propiedad u otras líneas base. Los requisitos del trazo quedan definidos con gran precisión por el ingeniero o arquitecto jefe del proyecto. De acuerdo con los procedimientos usuales, primeramente se establecen fuera de toda duda y se trazan las líneas base de referencia, después de lo cual se puede comenzar a medir las distancias para localizar los diferentes puntos.

Muy a menudo resulta necesario y hasta ventajoso trazar una línea base especial para la obra en cuestión. Usualmente esta línea sigue el eje principal de la construcción y se marca por una serie de puntos firmemente establecidos que deben durar y servir de referencia durante todo el período de la construcción.

1.1.2 Control vertical.

Las cotas de los puntos también son indispensables y por lo tanto, se debe establecer un control vertical en el sitio de trabajo. Será necesario establecer varios puntos fijos y muy firmes, (bancos de nivel, figura I-1) debidamente identificados con letreros claros que indiquen la cota exacta; asimismo se establecerán otros puntos similares en áreas en que se tenga la plena seguridad de que no serán desplazados o movidos durante la construcción. Estos puntos de control vertical deben quedar complementados por otros puntos colocados fuera del área de la construcción.

Para mayor seguridad, periódicamente se corre una nivelación sobre todos los bancos de nivel para descubrir si hubo asentamientos originados por algún fenómeno ajeno a la obra.

Los principales bancos de nivel colocados fuera del área de trabajo, se utilizan continuamente para verificar la posición de los bancos provisionales que se encuentran en el sitio de la obra. A medida que la construcción avanza hacia arriba, el control vertical de cada uno de los pisos se logra por medio de mediciones que se hacen con cinta y desde la base, o bien cuando se realiza la nivelación con un nivel fijo (una necesidad indiscutible para edificios de área considerable), las señales o referencias se deben ir colocando en el primer nivel y transferirse a los niveles sucesivos.³

1.1.3 Métodos, instrumentos y equipos para el control en las obras.

La fijación de estacas de alineamiento y declive, como guía de las operaciones de la construcción, se han llevado a cabo usando el equipo estándar de los topógrafos: plomadas, cintas, niveles, teodolitos o tránsito y equipos electrónicos para la medición de distancias entre otros. Todos y cada uno de estos instrumentos son adecuados dependiendo únicamente de la magnitud de la obra y de la exactitud requerida.

³ BARRY F.S.C., Austin B. *Topografía Aplicada a la Construcción*. Edt. Limusa. México. 1ª Edición, 1982.

Cuando se trata de alguna obra sencilla, basta con emplear vallas o puentes de referencia colocados sobre estacas, para tener un control adecuado, tanto horizontal como vertical.

Para edificios se usan plomadas o un tránsito para comprobar la verticalidad de las columnas, muros y demás elementos de la construcción. Actualmente se utilizan aparatos con rayo láser que se proyectan en sentido vertical para constatar la verticalidad de las estructuras de altura considerable, este método da muy buenos resultados.

Aunque los instrumentos antes mencionados todavía son usados ampliamente, los recientes avances de la tecnología han producido equipos verdaderamente innovadores y procedimientos que han mejorado, simplificando y aumentando la velocidad con que pueden fijarse las estacas de la construcción. Entre los nuevos aparatos se incluyen los instrumentos de rayo láser visible y los instrumentos de estación total que pueden operarse en el modo de rastreo y más recientemente en las unidades portátiles GPS.

Instrumentos láser. El propósito fundamental de los instrumentos láser es crear una línea visible de orientación conocida, o un plano de elevación determinada a partir de las cuales puedan efectuarse mediciones de distancia y elevación. El instrumento puede usarse para proyectar líneas de alineamiento a grandes distancias, puede girarse alrededor del eje vertical del teodolito para generar un plano horizontal o alrededor de un eje horizontal para definir un plano vertical. El aparato al ser operado con el plano láser orientado horizontalmente para fijar zapatas de cimentación, pisos, losas, etc. o bien, el plano puede girarse a 90° y usarse verticalmente para plomear paredes, columnas y demás elementos que deban ser orientados hacia este plano.

Láser de rayo simple. Estos aparatos proyectan líneas de alineamiento o líneas de plomada, utilizadas en aplicaciones de alineamiento horizontal y vertical para cualquier tipo de construcción (edificios, túneles, alcantarillas, etc.).

En edificios de múltiples niveles se requiere cuidado para garantizar el alineamiento vertical en la construcción de las paredes, columnas, pozos de

elevadores, partes estructurales de acero, etc. un método para verificar que los elementos construidos están a plomo es apuntar cuidadosamente la línea visual de un teodolito hacia una marca de referencia en la base del elemento. La línea visual se invierte luego hacia la parte superior. Para un instrumento que ha sido nivelado correctamente y está bien ajustado, la línea visual definirá un plano vertical al invertirse está, sin embargo, no debe suponerse que el instrumento está bien ajustado y la línea debe invertirse tanto en la posiciones de cara izquierda como derecha. Al usar este procedimiento es necesario revisar la verticalidad en dos direcciones perpendiculares. Para guiar la construcción de elementos verticales en tiempo real, pueden emplearse dos instrumentos con su línea de visual orientadas perpendicularmente entre sí y monitorear la verticalidad conforme se avanza en la construcción. Alternativamente se puede usar láser para monitorear y guiar la verticalidad de la construcción.²

Cuando se termina un edificio se debe certificar su ubicación, incluyendo las posiciones de todos y cada uno de los elementos de la construcción. La ubicación de los elementos se determina en el plano horizontal midiendo a partir de los ejes de columnas, y en el vertical, a partir de las superficies terminadas de los pisos.

1.2 MONITOREO DE LAS ESTRUCTURAS.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal establece que deben hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, con el fin de observar el comportamiento del edificio y prevenir daños del mismo, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos. De igual modo enmarca que cuando se considere necesario o cuando el Departamento del Distrito Federal lo ordene se instalarán referencias o bancos de nivel superficiales, suficientemente alejados de la estructura para no ser afectados por los movimientos de la misma u otras cargas cercanas y los datos sean erróneos. Así también establece que en los planos de cimentación se deberá establecer si se requiere el registro de movimientos verticales, y las características y periodicidad de las nivelaciones correspondientes.

En el Reglamento también se establece que las edificaciones con un peso unitario medio mayor a 4 t/m² o que requieran una excavación de más de 2.5 m de profundidad y en las que especifique el Departamento del Distrito Federal, será obligatorio realizar mediciones después de la construcción cada mes durante los primeros seis meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo será obligatorio realizar las mediciones que se señalan en el párrafo anterior (Art. 176), por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo o algún otro fenómeno trascendental que pudiese haber generado un movimiento a la estructura o alguno de sus elementos.

Los datos obtenidos en las nivelaciones deberán ser analizados, interpretados y valorados por el especialista encargado, por el corresponsable de la obra o en el último de los casos por el DRO (Director Responsable de Obra). Los cuales determinarán, si la construcción cumple con los lineamientos indispensables de funcionalidad, comportamiento, seguridad estructural, entre otros. Dentro de esta interpretación es factible la elaboración de reportes los cuales contengan las instrucciones o disposiciones a seguir durante la construcción y aún después de la misma, en cuanto a los procedimientos correctivos, mejoras en los ya establecidos, en la aplicación de un nuevo método, las lecturas de los ya realizados, etc. En estos reportes se puede implementar el uso de gráficas (figura I-2) que proporcionen una visión más amplia del comportamiento e interpretación de la valoración de las estructuras monitoreadas.

De lo anterior y tomando en consideración lo que se indica en algunos otros apartados del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en cuanto a que el propietario debe renovar su constancia de seguridad estructural cada cinco años o después de un sismo, podemos decir que en toda estructura o edificación terminada frecuentemente es necesario hacer observaciones continuas por un periodo largo de tiempo de los cambios de nivel y del movimiento, es decir, debe ser monitoreada si no en forma continua sí con una cierta frecuencia o en casos especiales, para verificar su buen funcionamiento, comportamiento, seguridad estructural y habitabilidad de la misma.⁴

⁴ ARNAL, Simon Luis., BETANCOURT, Suarez Max. **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias**. Edt. Trillas. México. 3ª Edición, 1998.

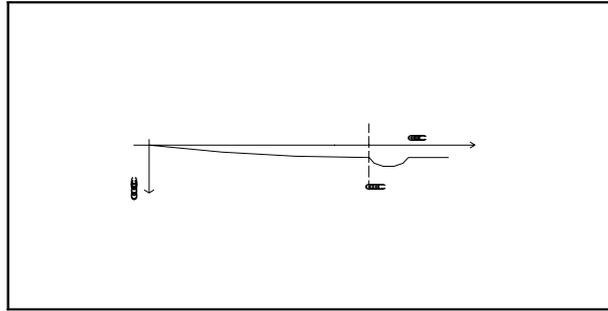


Figura I-2 Gráfica de valoración durante el monitoreo de una estructura

1.3 DESPLOMES.

Se denomina desplome a la parte que sobresale de una línea que se encuentra a plomo, es decir, se denomina así cuando hay una desviación o pérdida de la verticalidad de algún elemento de la estructura o bien cuando la estructura o edificación se desplaza en su totalidad, describiendo como verticalidad a un plano perpendicular a otro plano horizontal previamente establecido y bien definido.

Los desplomes de las estructuras, construcciones o edificaciones, ya sea de alguno de sus elementos o en su totalidad, se pueden medir o valorar con alguno de los métodos mencionados en el inciso 1.2.2 referente al control vertical de las edificaciones durante su construcción.

No se puede dejar de mencionar que en cada caso particular de estructuras o edificaciones desplomadas se puede adaptar o proponer un método específico, especial o único, de acuerdo a las características particulares de cada una de ellas.

1.4 DESPLOMES PERMISIBLES Y FUNCIONALIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

Sería deseable hacer investigaciones de las fallas o defectos que presentan las estructuras y que pueden ser causadas por algún movimiento en su cimentación. El enfoque en este tipo de investigaciones es algo diferente al trabajo normal de investigación de un terreno para un nuevo proyecto, generalmente se basa en la excavación de pozos de prueba en diversos puntos para exponer el suelo al nivel de desplante de la cimentación y en los puntos donde se presentan las deformaciones. Se debe prestar especial atención a todas las cuarteaduras y movimientos visibles de la superestructura, ya que el

patrón de cuarteaduras es indicativo del modo de movimiento de la cimentación.

Se debe hacer un estudio cuidadoso de las estructuras adyacentes para discernir si la frecuencia de las fallas es generalizada o si se debe a condiciones locales. La historia del terreno se debe revisar con especial énfasis en la existencia anterior de árboles, setos vivos, granjas, milpas, tiraderos, tierras de labor, rellenos, etc.

En una revisión completa del comportamiento de las estructuras y de sus cimentaciones se ha establecido que se deben satisfacer ciertos criterios básicos cuando se consideren los movimientos límites de una estructura estos son:

- Apariencia visual
- Servicio o función
- Estabilidad.

Para las estructuras modernas la magnitud del desplome está formalmente restringida por los códigos de diseño y construcción, porque la pérdida de la verticalidad modifica las condiciones de esfuerzo que se consideraron inicialmente durante el diseño y reduce la seguridad requerida.⁵

1.4.1 Desplome en los edificios.

Los desplomes de los edificios se clasifican de acuerdo al Reglamentos de Construcción para el D.F. como: visibles, funcionales y aquellos que producen efectos de segundo orden en las estructuras de acuerdo en lo siguiente:

Desplomes visibles. El reglamento de construcciones de la ciudad de México precisa la magnitud visual tolerable mediante la siguiente expresión, en función de la altura H:

$$Desplomes\ Visibles = \frac{100}{100 + 3H} \text{ en } (\%).$$

siendo H la altura del edificio en m.

⁵ TOMLINSON, M.J. *Cimentaciones Diseño y Construcción*. Edt. Trillas. México. 1ª Edición, 1996.

Desplomes que producen efectos de segundo orden.

El reglamento de construcciones impone que se deberán tener en cuenta los efectos de segundo orden; esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales que obran en la estructura desplazada lateralmente, en toda estructura en que la diferencia en desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, dividida entre la diferencia de altura correspondiente, exceda $0.8V/W$ entre cada par de niveles consecutivos, siendo V la fuerza cortante calculada y W el peso de la construcción incluyendo cargas vivas y muertas que obran encima de la elevación que se considera. De las indicaciones del reglamento se puede obtener la expresión:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{0.08V}{W}$$

$$\text{y} \quad V = CW$$

Donde ΔH = desplazamiento lateral de la estructura
 H = altura del edificio.
 V = fuerza cortante
 C = coeficiente sísmico

Sustituyendo y simplificando:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{0.08(CW)}{W} = 0.08C \therefore \Delta H = 0.08 C H$$

Una vez que es rebasado este límite de desplazamiento la estructura entra en una condición de inseguridad.

Desplome funcional. El valor máximo tolerable de desplome para los usuarios de una estructura o edificio en la ciudad de México es aproximadamente 40% más grande que el desplome visual.⁶

⁶ **Recimentaciones.** Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, 1990.

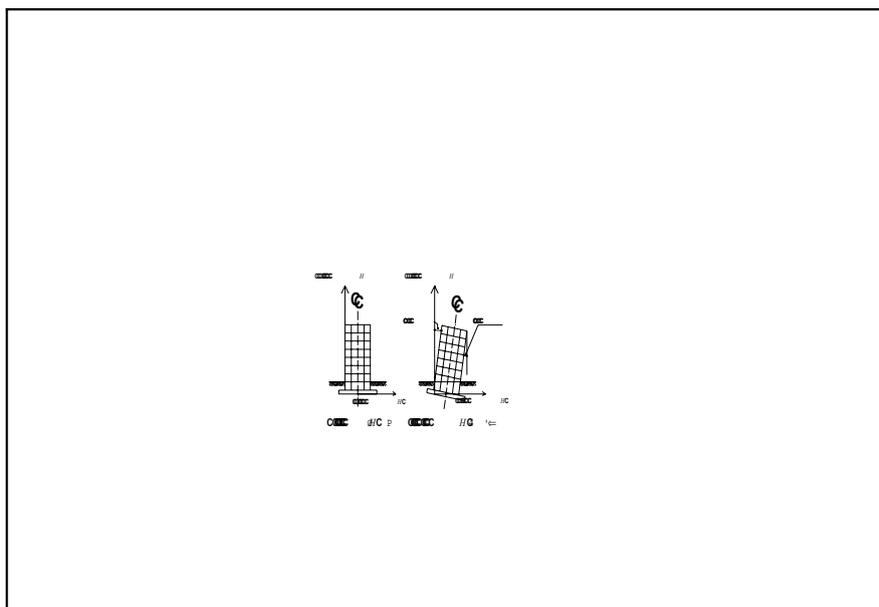


Figura I-3 Gráfica de una estructura a plomo y otro desplomada

Ejemplo:

De acuerdo con los conceptos anteriores para un edificio típico de cinco niveles se tienen las siguientes clasificaciones de desplomes:

Altura (m)	Visible		Funcional		Seguridad	
	%	cm	%	cm	%	cm
12.50	0.7273	9.10	1.01	12.63	1.92	24

El concepto de "inclinación visible" determina la magnitud de la inclinación de la estructura, que es perceptible a simple vista, sin el empleo de instrumentos, esta inclinación no implica un funcionamiento inadecuado de la estructura.

Desplome peligroso. El reglamento de construcciones de la ciudad de México no es explícito en el desplome que se puede admitir por seguridad estructural; sin embargo la experiencia es que desplomes mayores al 2% de la altura total del edificio sobre todo en edificios altos atemorizan grandemente, por ello muchas estructuras que han alcanzado este valor han sido demolidas o corregidas.⁶

En la tabla siguiente se muestran valores típicos de desplome conforme a los comentarios anteriores; posteriormente a los sismos de 1985, las autoridades de la ciudad de México, han venido imponiendo que las estructuras no excedan los valores tolerables, por lo que en muchos casos se han tenido que demoler estructuras o someter a su renivelación, decisión que casi siempre conlleva a incrementar la capacidad de carga y estructural de su cimentación.

Tabla 1 VALORES LIMITE DE LOS DESPLOMES

TIPO DE EDIFICIO	ALTURA m	VISUAL		FUNCIONAL	
		%	Cm	%	Cm
6 Niveles	16.00	0.67	10.70	0.94	15.00
5 Niveles	12.00	0.73	8.80	1.03	12.40
4 Niveles	9.60	0.78	7.50	1.09	10.50
3 Niveles	7.20	0.82	5.90	1.15	8.30

La inclinación de aproximadamente el 2% de la altura del edificio, para la cual considera el Reglamento que debe revisarse la estructura por la aparición de efectos de segundo orden, no son generados a partir de este valor de la inclinación, sino que estos empiezan a ser significativos después de que la inclinación rebasa el 1.5% de la altura del edificio.

De acuerdo con lo anterior se clasifica la inclinación de los edificios en los siguientes tres grupos:

Grupo 1. Son aquellos en los que su desplome resultante es menor de la inclinación funcional, que generalmente tiene un valor de 1.02% de la altura del edificio, es decir, menor de 12.7 cm. para edificios típicos de cinco niveles y de acuerdo con los criterios antes establecidos, son seguros y funcionales.

Grupo 2. Son aquellos en los que su desplome resultante está comprendido entre 1.02 y 1.5%, de la altura del edificio, es decir, de 12.7 a 19 cm. para los edificios típicos de cinco niveles, inclinación para que los efectos secundarios no sean significativos, estos edificios son seguros, pero los habitantes sienten incomodidad. ⁶

Grupo 3. Son aquellos en los que su desplome resultante es mayor de 1.5% de la altura del edificio, es decir, mayor de 19 cm. para edificios típicos de cinco niveles, estos edificios están afectados en funcionalidad y disminuida su seguridad. Cuando el desplome llega a superar valores de 2% de altura, aproximadamente, el edificio está trabajando fuera de las condiciones estructurales para las que fue diseñado. (Los valores expuestos en centímetros pueden cambiar en función de la altura de las estructuras).

1.4.2 Criterios de diseño estructural

Estados límite

Con fines de cumplir con las condiciones de seguridad y de servicio el Reglamento de Construcciones para el D.F. establece los estados límite de comportamiento de una construcción, el cual se alcanza cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos o ambos que determinan el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. Tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción, de una parte de ella o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Los segundos incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presencia de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

De acuerdo al párrafo anterior dentro de los estados límite de servicio se ubicarían los desplazamientos. En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm., además en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considera como estado límite a un desplazamiento vertical, medio después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3mm.⁴

- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos el límite será igual a la altura del entrepiso entre 250. ⁴

1.5 RENIVELACIÓN.

Un edificio requiere renivelarse o recimentarse cuando los daños acumulados a través del tiempo han creado deformaciones o también cuando la estructura fue deformada y afectada permanentemente por un sismo.

En México se tiene amplia experiencia en el campo de la restauración estructural, ya que se cuenta con especialistas en este campo, pero se han divulgado poco sus trabajos y experiencias, lo que ha propiciado la falsa creencia de que las estructuras han sobrevivido a deformaciones y sismos gracias a la calidad de su construcción.

La participación de la ingeniería mexicana en esta tarea de conservación sin duda crecerá en los años por venir, su función será complementar el esfuerzo que se hace, seguramente los especialistas en estructuras extenderán sus capacidades de cálculo, para dominar el análisis de estructuras que trabajan a compresión y tensión, aprender técnicas de micro - inyección de cementantes a baja presión, el anclaje estructural, el apuntalamiento de emergencia, etc.

Por su parte la ingeniería geotécnica participa en este campo obligada por la magnitud de los hundimientos de la ciudad de México y pronto tendrá que hacerlo en otras ciudades del país ya que por la extracción de agua y su secuela de hundimientos se empieza a manifestar su capacidad de destrucción en muchos lugares más. ⁷

⁷ SANTOYO, Enrique., SEGOVIA, José A. *Recimentación y Renivelación de Estructuras y Monumentos*. TGC. Geotecnia, México. 1ª Edición, 1995.

Cuando una estructura sufre un desplome que afecta su estabilidad, surge la necesidad de renivelarla, para volverla a la vertical o al menos disminuir su inclinación. Esta acción correctiva puede ser complementaria de la recimentación, pero también se puede concebir como una acción independiente. Conviene aclarar que renivelar casi siempre consiste en hacer descender la parte que a quedado alta en una estructura; aunque en algunos casos excepcionales se puede llevar a cabo levantando la parte que ha quedado baja en la estructura.

Este método se orienta a corregir el desplome de estructuras sin requerir el reforzamiento de su cimentación, seguramente tiene antiguos antecedentes, sin embargo, la referencia geotécnica más vieja se tiene en la propuesta del profesor F. Terracina para corregir el desplome de la torre de Pisa, que consiste en practicar perforaciones de pequeño diámetro en la parte menos hundida, para que el colapso genere la deformabilidad que reduce la inclinación, dichas perforaciones por lo general se hacen por debajo del nivel de desplante de la cimentación en un estrato de suelo blando.

1.6 RECIMENTACIÓN

El comportamiento deficiente de cimentaciones ante cargas sísmicas intensas, los fuertes asentamientos diferenciales y el hundimiento regional, son entre otras, causas de que una gran cantidad de edificaciones requieran ser recimentadas.

Los distinguidos profesores e investigadores de mecánica de suelos, solían decir, recimentar es corregir lo que se hizo mal desde un principio, aunque recimentar es volver a cimentar total o parcialmente una estructura, por lo que al recimentar se esta básicamente cimentando, en la mayoría de los casos esto ocurre como consecuencia de la falta de información sobre las características del subsuelo del sitio a los cambios que el hombre le induce, especialmente por la extracción de agua. Así las estructuras que se hunden en un proceso que genera deformaciones diferenciales y pérdida de la verticalidad y cuyo desarrollo puede tomar decenas de años y en suelos muy orgánicos puede durar hasta centenas, son las que eventualmente se tendrán que recimentar.⁷

La recimentación en su estado actual o con vista a una ampliación o remodelación de la misma, será obligatoria cuando existan evidencias visibles o analíticas que indiquen que la cimentación en su estado actual o futuro no cumple con las normas correspondientes (Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones). La recimentación podrá ser exigida por la administración en el caso de construcciones que hayan sido dictaminadas como inseguras y riesgosas para las construcciones vecinas y/o los servicios públicos.

Los trabajos de recimentación deberán basarse en un estudio estructural y de mecánica de suelos formal que garantice la adecuación de la estructura y de la nueva cimentación. Los elementos de cimentación agregados a los existentes deberán ser precargados para asegurar su trabajo conjunto con el resto de la cimentación.

Los trabajos de recimentación deberán realizarse por etapas de tal forma que, en cualquier instante de la construcción y posteriormente a ella no se ponga en peligro ni se causen daños en la propia construcción, en las construcciones adyacentes y/o en los servicios públicos.

La recimentación de estructuras es un reto tecnológico en el que deben trabajar en correspondencia conjunta el estructurista y el geotécnico, la metodología de solución debe partir del diagnóstico preciso del problema, que a su vez se debe basar en el conocimiento certero de la estratigrafía y del comportamiento del subsuelo. Las soluciones potenciales casi siempre son varias y la selección de la más adecuada, con frecuencia es una parte compleja del proceso de diseño.

La comparación crítica de los procedimientos constructivos inherentes a cada solución es una parte esencial para fundamentar la selección en esta etapa, donde la experiencia y el ingeniero constructor juegan un papel principal y puede marcar la diferencia entre el éxito y el fracaso.⁷

1.7 ALGUNOS EJEMPLOS Y PROCEDIMIENTOS PARA RENIVELAR Y RECIMENTAR.

Quizás uno de los ejemplos más antiguos es el del templo mayor de los aztecas en el centro de la ciudad de México, ya que se pudo observar la existencia de algunos estacones de madera, solución que fue indispensable para desplantar sus audaces templos y evitar la influencia del fango superficial del lago. Estos pilotes resolvieron los problemas de la superficie, pero los templos quedaron expuestos a los hundimientos por consolidación de la masa de suelo blando.

El hundimiento posterior afectaba tanto a sus templos, desplomándolos y haciéndolos perder altura, que podría ser la justificación de su reconstrucción cada ciclo político - religioso. Es interesante señalar que en varios planos del templo mayor se advierten círculos de piedra de aproximadamente 1.5 m. de diámetro, su estudio eventualmente podría demostrar que se concibieron como una forma de hacer pilas de recimentación, que las piedras unidas con agramas se hundirían como una pila sólida, por su propio peso, pero que una vez alcanzada cierta profundidad empezarían a tener capacidad de carga y a servir como reductores de hundimientos.⁷

1.7.1 Recimentación con zapatas corridas.

En su forma más sencilla, la recimentación consiste en excavaciones rectangulares o pata en intervalos bajo la cimentación de zapata corrida existente. Las excavaciones se rellenan entonces con concreto o enladrillados hasta la superficie inferior de la cimentación existente, una vez que se hayan excavado los puntos intermedios y se haya vaciado el concreto o enladrillado dentro de ellos para integrarlos a la estructura, se forma así una franja continua de recimentación a la profundidad requerida. La longitud máxima del muro que se puede dejar sin soporte sobre cada pata es de 1.2 a 1.5 m. para muros de ladrillo en una construcción normal. Las longitudes sin apoyo deben distribuirse igualmente sobre la longitud del muro y bajo ninguna circunstancia las longitudes sin apoyo deben exceder un cuarta parte de su longitud total.⁵

Si el muro es de carga pesada o muestra signos de debilidad estructural, entonces la longitud sin apoyo en cualquier punto dado no debe exceder de un quinto a un sexto de la parte de su longitud total.

El concreto se debe colocar lo más pronto posible después de terminada la excavación en cada pata. Si hay alguna posibilidad de que exista una dilatación al comenzar el colado; se deben dejar los últimos 10 a 15 cm del suelo y removerse únicamente cuando el colado este listo para empezar. Como alternativa, una capa de concreto de sellado se puede colocar en el fondo.⁵

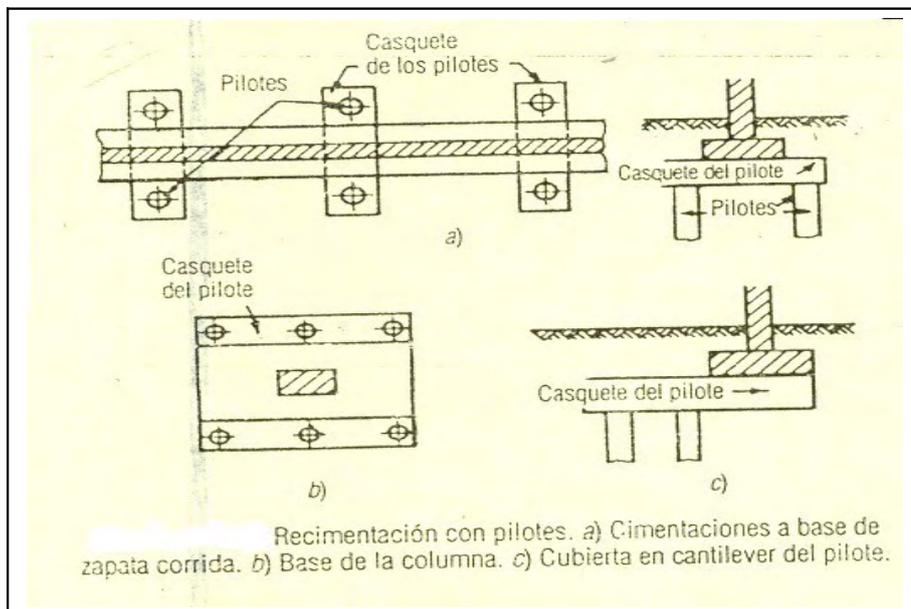


Figura I-4 Esquemas de recimentación. (Recimentación con pilotes; a) Cimentaciones a base de zapata corrida, b) Base de la columna, c) Cubierta en cantiliver del pilote.)

La recimentación de concreto se debe llevar hasta arriba dentro de 5 a 10cm de la superficie inferior de la cimentación existente; entonces se debe dejar aparte para que fragüe y se encoja antes de que el concreto fino y seco o el mortero de cemento se apisone para hacer un contacto total entre el trabajo viejo y el nuevo. En los topos de las puntas verticales de las excavaciones se deben dejar ranuras o bolsas formadas por el poliestireno expandido para que se adhieran en y con el concreto de los agujeros adyacentes.

Las ranuras horizontales se pueden formar convenientemente por largueros, soportando las estacas de junta que forran la excavación. Un amarre adicional se puede colocar en forma de longitudes cortas de acero de refuerzo. El enladrillado se puede usar para rellenar el espacio entre el tope de concreto de la recimentación y la superficie inferior de la cimentación existente. Los ladrillos se deben tender sobre mortero de cemento y apisonar bien en la posición. La recimentación en las cimentaciones anchas se debe llevar a cabo en escalones trabajando de atrás para adelante.

Una excavación sobre las patas intermedias despejará la carga adicional sobre las patas ya coladas. Por lo tanto, para evitar el flujo lateral de un suelo limoso o arcilloso por debajo de la primera serie de patas, de carga pesada, la excavación para la segunda serie de patas no se debe llevar tan profundamente como la primera. A veces como parte final de la recimentación se realiza la presión de lechada para evitar cualquier hueco entre el trabajo nuevo y el trabajo viejo.⁵

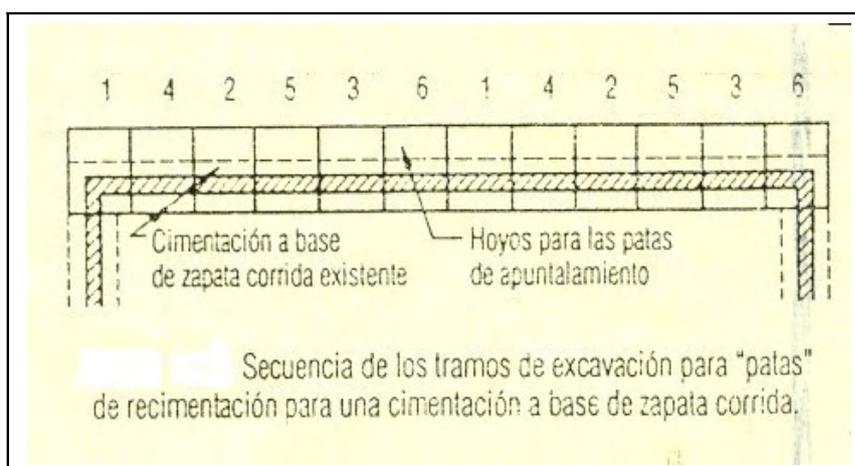


Figura I-5 Esquemas de recimentación.

1.7.2 Recimentación con micropilotes.

Los micropilotes se pueden describir como la extensión de las anclas de tensión y fricción. El micropilote consiste en un tubo de acero con hoyos o ventanas laterales, el cual es introducido en el subsuelo en una perforación previa; el espacio anular se confina con un mortero o lechada de cemento y se le denomina la vaina del pilote: posteriormente se inyecta lechada de cemento por las ventanas laterales la cual tiene que fracturar la vaina para salir e incrementar el área transversal y el confinamiento del pilote.⁷

La virtud fundamental de los micropilotes en trabajos de recimentación, radica en el hecho de que son un complemento a la cimentación existente y puede afirmarse por su proceso tecnológico que son esencialmente pilotes de fricción, aunque en el número adecuado y contando con un estrato resistente de apoyo, desarrollan capacidad por punta. A corto plazo los micropilotes no trabajan, toda la carga es soportada por la cimentación existente; conforme la estructura se va asentando, solicita el trabajo del micropilote y a largo plazo puede llegar a tomar toda la carga a una determinada deformación.

1.7.3 Pilotes electrometálicos.

Un pilote electrometálico consiste en hincar a percusión un tubo de acero de 7.5 a 10.0 cm de diámetro, una vez instalados varios de ellos, funcionando como ánodos o terminales positivas, se les inducía un campo eléctrico de corriente directa, para provocar el secado en la periferia del pilote y a una cierta distancia con una varilla de sacrificio funcionando como cátodo se genera la acumulación de agua.

Con este método se redujeron los asentamientos diferenciales de varios edificios; sin embargo su baja capacidad de carga y los problemas de corrosión impidieron la continuidad de su uso.

1.7.4 Pilotes de control.

Los pilotes de control fueron desarrollados por el Ing. Manuel González Flores como una solución para recimentar edificios que han sufrido asentamientos excesivos por consolidación de las arcillas blandas, así como para evitar la emersión, causada por el hundimiento regional, de estructuras apoyadas en pilotes cuya punta descansa sobre la capa dura como se ilustra en la figura I-6. Al permitir que la cabeza de los pilotes atraviesen la losa de cimentación esta se apoya sobre el suelo y desciende a la misma velocidad que él, evitando así que el edificio presente movimientos de asentamiento o emersión respecto a la superficie del terreno o zona.⁷

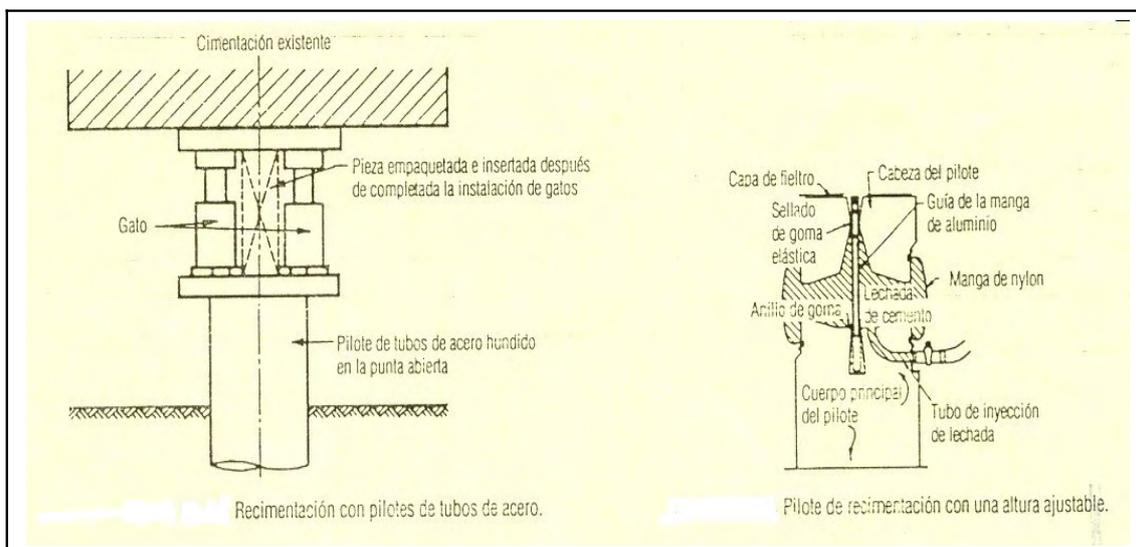


Figura I-6 Esquemas de recimentación.

En su concepción original, el sistema de control se instaló para operar con la carga estática de la estructura, una parte de la cual es transmitida a las cabezas de los pilotes por las celdas deformables, cuya capacidad se ajusta de manera empírica, basándose en la observación de los asentamientos del edificio con el tiempo, pero sin seguir criterios definidos para determinar la capacidad de carga de los pilotes ni la relación óptima entre las cargas transmitidas por las celdas deformables y por la losa. El pilote de control conceptualmente siempre debe estar apoyado en una capa dura de asentamiento nulo o muy pequeño; el control de deformación lo proporciona un conjunto de celdas de madera de caobilla.⁷

1.7.5 Recimentación con pilotes.

La recimentación por medio de pilotes es similar, en principio, al método de pilas descrito más adelante. Es un método conveniente que se usa si el estrato de carga requerido para cumplir con el objetivo de la recimentación es muy profundo, o si las condiciones del suelo son muy difíciles para usar algún otro método de recimentación en el cual la excavación sea manual.⁵

Cuando se recimentan muros por medio de pilotes estos se puede colocar a espacios entre sus centros relativamente cortos. Sin embargo, los pilotes se deben hincar a una profundidad considerable hasta alcanzar un estrato con capacidad de carga resistente, entonces sería más económico espaciarlos ampliamente con un incremento correspondiente en la carga de trabajo.

Se puede confiar en extender el muro y su cimentación donde los pilotes están cerca y en buenas condiciones. Para los pilotes ampliamente espaciados se debe colocar una viga por medio de alguno de los métodos descritos en la recimentación con zapatas.

Los pilotes de recimentación para los muros se ponen comúnmente en pares, uno a cada lado del muro. Los pilotes que se van a usar para recimentar columnas se colocan en grupos alrededor de las mismas o a los costados de estas. Si, debido a las condiciones de acceso, no resulta práctico instalar los pilotes dentro de un edificio, entonces se deberán colocar por pares hacia la parte exterior con una viga de soporte en cantiliver. Esto pone una carga de compresión y un momento de flexión en el pilote interior, y también tensión en el pilote exterior.

Los pilotes colocados con perforación previa se usan generalmente debido a que producen muy poca o ninguna vibración o ruido, y el equipo de pilotaje se puede operar en condiciones de altura libre baja. En los suelos arenosos con gran cantidad de agua se requiere de una técnica cuidadosa de perforación para evitar que la arena sea sacada hacia la perforación desde el suelo circundante. No se recomienda bombear desde el pozo del pilote antes de colar, puesto que puede causar un asentamiento. Los pilotes colados con perforación previa son apropiados para recimentaciones en arcillas rígidas.⁵

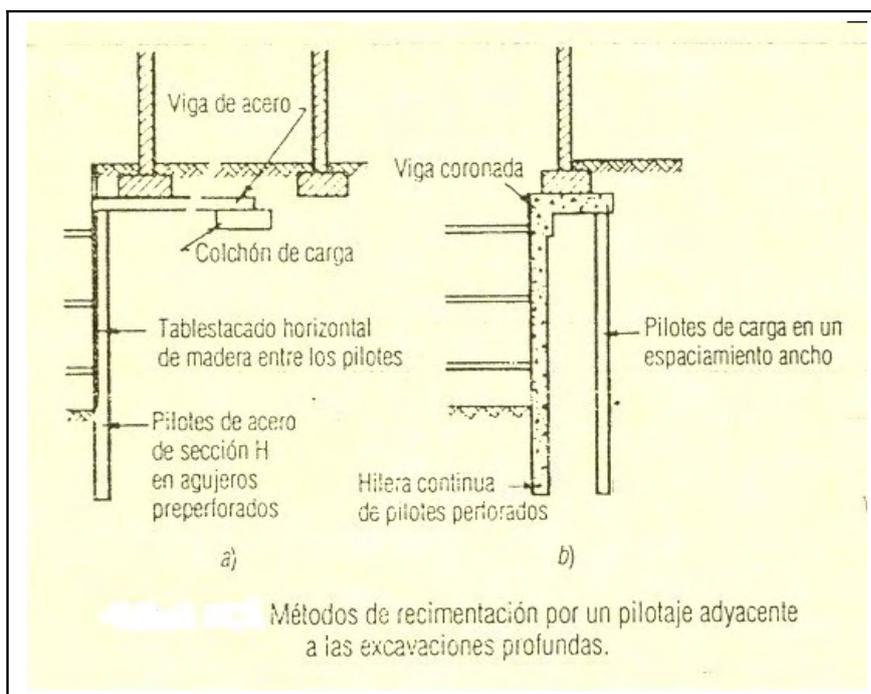


Figura I-7 Esquema de recimentación con pilotaje adyacente.

Si es necesario transferir la carga hacia el pilote en forma inmediata después de su colocación, entonces sería recomendable dejar un ademe en el orificio o también usar vigas universales o columnas de concreto precolado insertadas en agujeros perforados. Los pilotes de vigas universales o de tubos de acero son útiles cuando se presentan momentos de flexión o cuando las cargas laterales pueden ser soportadas, por ejemplo, donde los pilotes de recimentación se usan como muros de contención para los sótanos, o éstos se requieren para llevar cargas en cantiliver en cualquier período de tiempo.

1.7.6 Recimentación con pilas.

Si un edificio tiene una estructura con carga del muro transferida hacia las columnas, es conveniente recimentar las columnas, en excavaciones individuales debajo de cada columna de la cimentación. Las columnas o las bases de las columnas son soportadas o apuntaladas por medio de vigas universales o tubos de acero, mientras que el hoyo se cava hasta el nivel requerido y se rellena con el material de recimentación. Será conveniente romper las bases de las columnas y construir unas nuevas.⁵

Las cimentaciones con pilas pueden ser un método recomendable para los muros de recimentación donde se requiere de excavaciones profundas en suelo difícil. Este método se debe considerar únicamente donde hay un estrato con buena capacidad de carga a una profundidad razonable, debido a que las cargas se deben llevar a las pilas. Es necesario colocar una viga debajo del muro para transferir la carga hacia las pilas. Las vigas se pueden construir de muchas maneras; éstas son algunas:

a) Apoyando el muro por medio de vigas universales o tubos de acero en toda la longitud entre los pilares o columnas, e insertando vigas de concreto precolado o vigas de acero.

b) Insertando vigas de acero hacia las ranuras cortadas en ambos lados del muro de la cimentación.

c) Insertando ménsulas o bloques precolados de concreto hasta los hoyos excavados bajo los muros de la manera descrita para la recimentación de un muro de cimentación por medio de zapatas corridas. Los bloques precolados de concreto deberán estar provistos de agujeros longitudinales en línea para formar ductos continuos a lo largo de la viga. Las barras de acero templado, de alta tensión o también los alambres se enroscan a través de los ductos.

Después de completar la viga, el apuntalamiento se remueve cuidadosamente para transferir el peso del muro hacia las pilas. Si la estructura existente es sensible al asentamiento entonces sería recomendable proporcionar clavijas de conexión a las puntas de las vigas (sistema de machambrado o unión de elementos). Esto permitirá que el muro se levante de la agujas mientras las pilas y el suelo bajo ellos empiezan inmediatamente su asentamiento.

Las ménsulas deben estar 75 cm más abajo en relación con la profundidad de las vigas para permitir el colado. El enladrillado intermedio después se remueve dejando el edificio soportado por las ménsulas pero cargando en la misma cimentación. El acero de refuerzo se pasa a través de los orificios provistos en la ménsula y después la viga se cuela. Esto rigidiza las cimentaciones, permitiendo que las excavaciones se hagan bajo las vigas para los pilares individuales o para las bases prolongadas hacia abajo al nivel deseado para la cimentación. Finalmente, se transfiere la carga hasta las pilas o hacia las bases para completar dicha recimentación.⁵

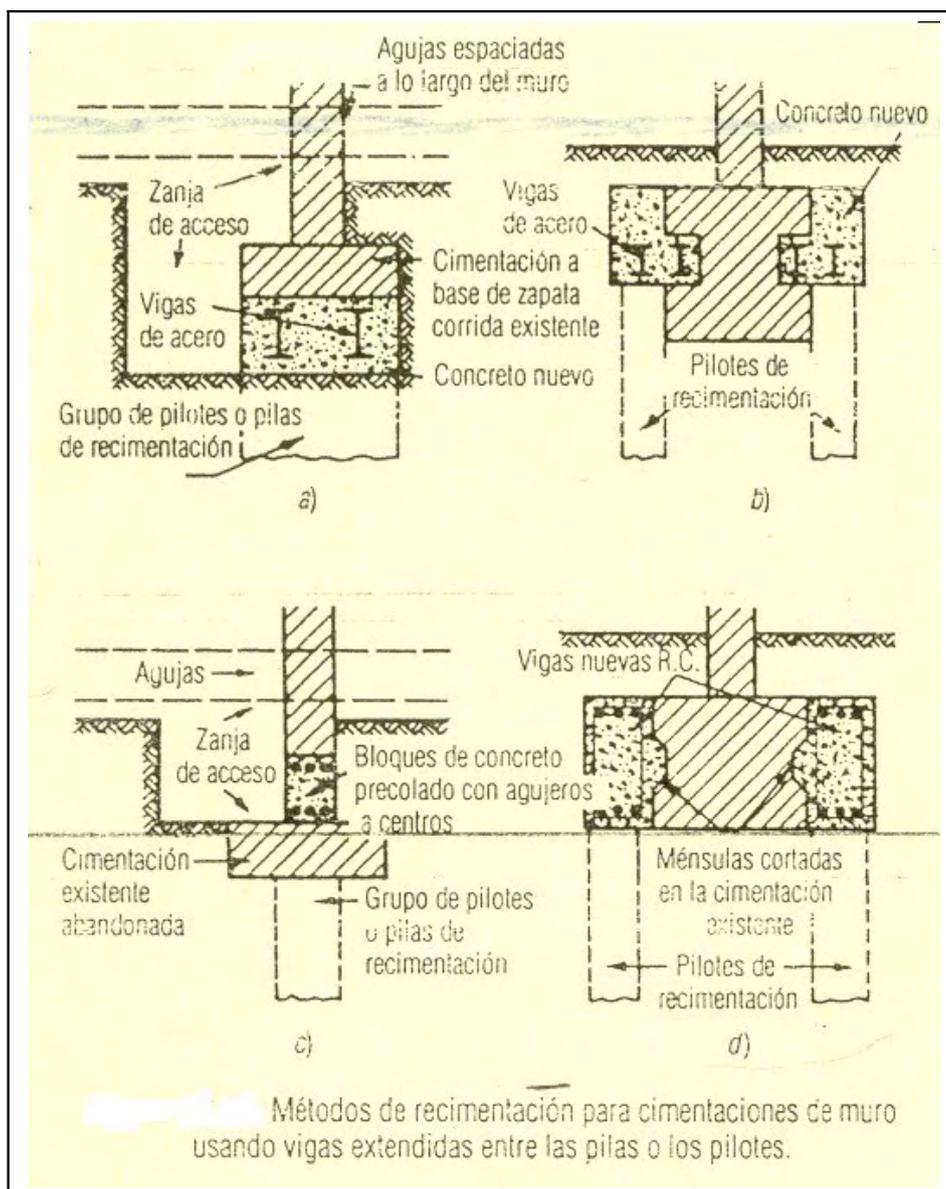


Figura I-8 Esquemas de recimentación por medio de pilas o pilotes

Las pilas o bases se construyen con concreto o con ladrillo en pozos cimbrados. Alternativamente los pozos cilíndricos se pueden unir con un revestimiento de concreto precolado o de hierro fundido rellenos con concreto. En suelos muy complicados se usan cajones de aire comprimido para recimentar, sólo que dichos métodos serán usados únicamente si la recimentación con los pilotes resulto impráctica debido a las condiciones del lugar.⁵

1.7.7 Pilotes hincados con gatos hidráulicos.

Estos pilotes son segmentados con una perforación al centro que permite que se vayan hincando a presión. Los pilotes se pueden instalar directamente debajo de las cimentaciones si se usan gatos hidráulicos, cuando el peso de un edificio provee las reacciones a los gatos. Los pilotes se instalan primero excavando un hoyo debajo de la cimentación. La sección del fondo del pilote, la cual es puntiaguda, se coloca en el agujero y un gato hidráulico con placa de acero y secciones corta de vigas de acero para repartir la carga se usa para forzar el pilote en el terreno hasta que esté se iguala casi al terreno en el fondo del hoyo. El gato se remueve, y la siguiente sección se agrega; el proceso se repite hasta que se alcanza la capacidad de carga deseada del pilote. Las unidades adyacentes están unidas por lechada a cortos tramos del tubo de acero hasta el agujero central en cada etapa. Cuando el manómetro de presión del gato indica que la capacidad requerida de soporte del pilote se ha alcanzado (esto es la carga de trabajo más un factor de seguridad) las longitudes cortas de la viga de acero o travesaño se hunden entre la cabeza del pilote y la cimentación existente. El gato se remueve después y se cuela sólidamente la cabeza del pilote, junto con lo embalajes.

En la práctica es muy común hincar con gatos hidráulicos los pilotes de los tubos en secciones cortas. Los pilotes de tubos se instalan, por lo común, con puntas abiertas, el suelo se remueve a cada momento para facilitar la entrada de las secciones de los tubos. Si esto no se hace, entonces un tapón de suelo tiende a consolidarse en el fondo del pilote, el cual incrementará la fuerza requerida del gato. Al alcanzar el nivel requerido por la fuerza del gato, finalmente los tubos se limpian y se rellenan con concreto. El espacio entre la cabeza del tubo y de la cimentación existente se rellena con una columna de acero corta y con placas de embalaje después de que los gatos se remueven.

Para instalar los pilotes hincados con gatos hidráulicos lo más común es trabajar hacia un factor de seguridad de 1.5, es decir, la fuerza de hincado es igual a la carga de trabajo calculada más un 50%. La carga última de hincado se mantiene durante un periodo de por lo menos doce horas antes de que el embalaje sea insertado.⁵

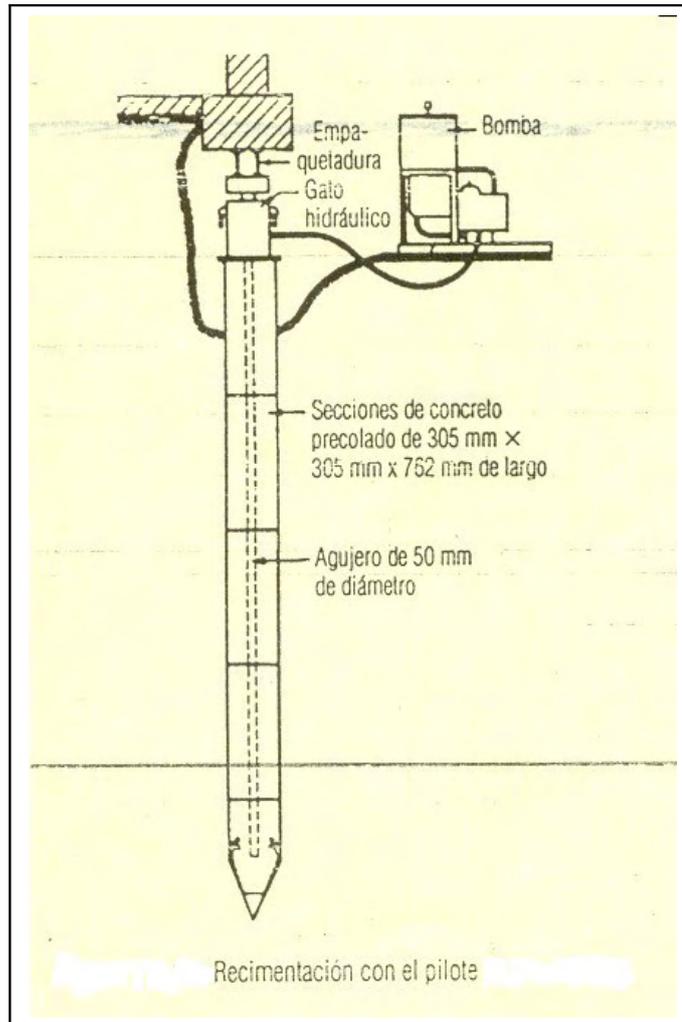


Figura I-9 Pilote hincado con gato hidráulico

Es importante insertar el embalaje entre la estructura y el pilote antes de liberar la carga en los gatos. De esta manera se previene el rebote elástico del pilote y se minimiza el asentamiento.

1.7.8 Recimentación por medio de inyecciones.

Las inyecciones de suelo con cemento o con algún agente químico para rellenar los huecos o para penetrar y reforzar el suelo son usadas a veces como un medio de recimentación. El trabajo se debe hacer totalmente por medio de inyecciones o el tratamiento del suelo se puede usar como una manera de reforzamiento temporal mientras se excava para los agujeros o pozos normales de recimentación.

Se han suscitado casos en donde la lechada de presión se aplicó erróneamente. Por ejemplo, se ha usado en trabajos donde una consolidación lenta de un suelo compresible ha causado un asentamiento de las estructuras. Los suelos que muestran efectos de consolidación a largo plazo, pero que sin embargo están siempre bien graduados, el cemento o los químicos no se pueden inyectar en los espacios huecos. La lechada de cemento introducida bajo presión bajo las cimentaciones forma simplemente una capa delgada la cual puede levantar las cimentaciones para restablecer el nivel hasta algún límite y esto puede causar una aceleración de corto término en el proceso normal de consolidación. Sin embargo, después de un tiempo la pequeña consolidación tiene efecto una vez más, y el asentamiento de la estructura comienza de nuevo. También se debe notar que el suelo lechado no es en su totalidad incompresible y puede mostrar un apreciable asentamiento con deslizamiento al largo plazo bajo la carga sostenida.

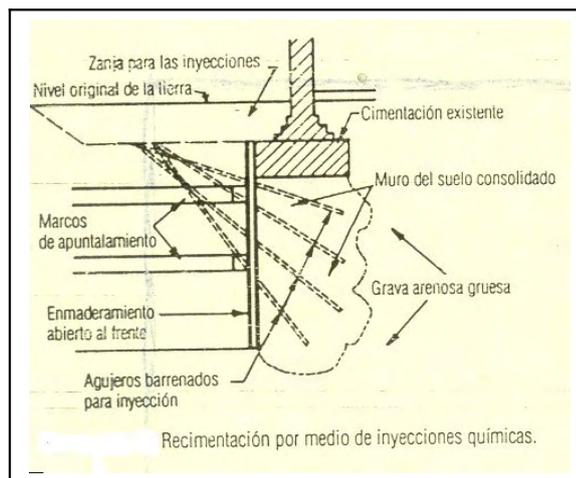


Figura I-10 Esquema de recimentación por medio de inyecciones

La lechada de cemento es un recurso muy útil para rellenar los huecos en el suelo bajo cimentaciones que se han causado por efectos de la erosión o vibración en los suelos granulares y sueltos. También es muy útil para reforzar muros viejos de cimentaciones de mampostería de piedra bruta antes de excavar debajo de ellos para las operaciones normales de recimentación. La lechada de cemento puede usarse para la consolidación de suelos granulares bajo las cimentaciones en caso en que los asentamientos ocurren debido a efectos de vibración. Los químicos se pueden utilizar para inyectar en arenas gruesas o gravas arenosas para producir un muro o un bloque de suelo consolidado bajo la cimentación hasta el nivel deseado para la recimentación.⁵

En condiciones favorables del terreno, este es un método muy útil de recimentación en unión con excavaciones profundas que se encuentran cercanas a estructuras existentes. Las inyecciones se aplican desde el nivel de terreno evitando de este modo la necesidad de un apuntalamiento y el muro de tierra consolidada actúa como muro de contención cuando se excava cerca de la cimentación existente.

1.7.9 Uso del proceso de congelamiento para el trabajo de recimentación.

El proceso de congelamiento se a usado para solidificar la tierra consolidada bajo la carga de la cimentación, impidiendo de este modo un asentamiento futuro y permitiendo que se lleve a cabo una recimentación permanente. Dumont Villares describió las medidas tomadas en recimentación de un edificio de 26 niveles, en Brasil, asentado e inclinado. Aunque el edificio se cimentó sobre pilotes, una investigación posterior demostró que los pilotes estaban sostenidos en una cuña de arcilla limosa y floja. La cuña era gruesa en una esquina del edificio en el cual el asentamiento total fue cercano a 30 cm con un asentamiento diferencial (inclinado) casi al máximo. El método de congelamiento se limitó a un área alrededor de la esquina del edificio donde ocurrió el asentamiento máximo, con el objeto de formar un bloque sólido de suelo alrededor de los pilotes. Esto detuvo el asentamiento durante un período aproximado de tres meses desde el comienzo del congelamiento.

Se cavó un sinnúmero de hoyos después a través del suelo congelado hasta un estrato de arena bajo de la arcilla blanda. Se reforzó la cimentación con pilas que se construyeron en estos hoyos y el edificio fue renivelado por medio de gatos hidráulicos desde el extremo superior de las pilas. Los pilotes existentes se cortaron donde fuera necesario, mientras el edificio era levantado. Se restauraron los pilotes seleccionados para usarse insertando secciones de concreto precolado entre los pilotes viejos y la superficie inferior del edificio. Las secciones de precolado fueron empujadas hacia abajo hasta alcanzar la carga requerida de prueba. No se notó ningún asentamiento posterior durante un periodo de 10 años después de completar el trabajo de recimentación.⁵

CAPÍTULO 2:

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LA ZONA

Para la ejecución de cualquier obra de ingeniería que se trate, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la misma, es imperativo contar con datos firmes, seguros, confiables y abundantes respecto a los materiales del subsuelo, donde se apoyará la estructura, de ahí surgen los métodos de exploración, muestreo del subsuelo y las pruebas de laboratorio que se deberán aplicar en cada caso en particular. Este conjunto de datos lleva a tener un parámetro real y una concepción razonable del tipo de suelo y sus propiedades físicas, datos que deben ser considerados durante el análisis y diseño de la obra en forma racional.

Previamente a la investigación de los depósitos del subsuelo es necesario realizar un recorrido geotécnico con el fin de establecer si afloran depósitos rocosos, tobaceos, suelos expansivos, suelos colapsables, relleno, etc.

También se puede investigar en forma general, los depósitos recurriendo a cartas geológicas (INEGI), vuelos aéreos, estudios efectuados en la zona, etc.

En este capítulo se describen las técnicas más comúnmente empleadas en el campo para obtener la información básica necesaria para realizar el estudio geotécnico del sitio de una cimentación.

Los trabajos de campo constituyen el inicio del estudio geotécnico en el cual se requiere conocer la estratigrafía y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos y las rocas del sitio. Este conocimiento se obtiene mediante trabajos de exploración geológica superficial complementados por la obtención de muestras representativas de los diferentes estratos de suelos y rocas que forman el subsuelo del lugar. La inspección y clasificación de las muestras permite definir la secuencia que guardan dichos estratos y su espesor.

Para llegar en el laboratorio a resultados dignos de crédito es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible, como es la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas, por lo que es necesario llevar a cabo estudios sobre los métodos más adecuados para la exploración del subsuelo dependiendo de las características que este muestre a simple vista o por comparación de las cimentaciones vecinas.

Cabe resaltar que es de suma importancia el tener conocimiento del tipo de suelo bajo la cimentación para poder establecer las causas que generaron el mal comportamiento de la estructura y de este modo decidir o establecer el método más adecuado para la recimentación.

En general se puede decir que al escoger adecuadamente el método de exploración, genera un buen proceso de muestreo del suelo, lo que nos lleva a la obtención de parámetros y datos más exactos de las características y propiedades de los diferentes materiales componentes de los estratos del suelo, siempre y cuando los ensayos de laboratorio también sean escogidos y ejecutados adecuadamente. Con estos datos se llega a una mejor concepción del diseño de la cimentación o en su defecto de la elección más adecuada y óptima del método de corrección de la misma.

En este capítulo también se muestran los métodos más usados para la obtención de las propiedades índice y mecánicas del suelo, se presentan las teorías para el cálculo de la capacidad de carga tanto para cimentaciones someras como cimentaciones profundas, así como la revisión de capacidad de carga de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

2.1 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN.

2.1.1 Etapas de los trabajos de campo.

El objetivo de la mayor parte de las investigaciones geotécnicas del lugar radica en obtener información sobre las condiciones en la superficie y el subsuelo, que se requieren para diseñar y construir las instalaciones, así como evaluar y mitigar los riesgos geológicos. La investigación del sitio es parte de un proceso integral que incluye:

- 1.- Recopilación de los datos disponibles.
- 2.- Investigación de campo y laboratorio.
- 3.- Identificación de la estratigrafía del sitio y las propiedades del suelo.
- 4.- Análisis de ingeniería.
- 5.- Establecimiento de criterios de diseño y construcción.

En el caso más general, los trabajos de campo de un estudio geotécnico comprenden dos etapas, cada una de las cuales cumple un objetivo específico; éstas son:

- Planificación y campo de acción.

En la etapa de planificación se debe revisar y evaluar toda la información topográfica, geológica y geotécnica disponible. En las áreas urbanas es necesario estudiar y valorar los antecedentes del desarrollo del lugar. El campo de acción de las investigaciones geotécnicas del lugar varía con el tipo de proyecto. ¹

- Exploración, muestreo y pruebas de campo.
 - Estratigrafía del sitio.
 - Clasificación geotécnica de los suelos que forman cada estrato o lente.
 - Compacidad relativa o consistencia de cada tipo de suelo identificado en el perfil estratigráfico.
 - Resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad de los suelos de cada estrato.

¹ MERRIT, Fredericks, et al. **Manual del Ingeniero Civil**. Edt. Mc. Graw Hill. México, 1999.

Para verificar y complementar los resultados del estudio geotécnico es necesario obtener muestras representativas de cada estrato de roca o de suelo, con las cuales se pueda definir las propiedades físicas y mecánicas (la textura, la estructura y la consistencia o compacidad naturales de sus materiales constitutivos). Los métodos y herramientas empleados para este propósito son muy variados, dependiendo del tipo de material que se desee muestrear. Se dispone de herramientas para obtener muestras en rocas, así como otras para el muestreo de suelos.

2.1.2 Muestreo de rocas.

Se utiliza generalmente un barril muestreador provisto de una broca de diamante o de carburo de tungsteno en su extremo inferior. Existen varios diseños de barriles muestreadores, el más adecuado para los propósitos geotécnicos es el llamado doble barril giratorio, el cual permite recuperar la máxima longitud posible de muestra, según la intensidad del fisuramiento y grado de alteración de la roca perforada por el barril. El porcentaje de longitud de las muestras recuperadas permite hacer una evaluación preliminar, indirecta, de la calidad de las rocas muestreadas, la cual depende de la resistencia en compresión de la roca, de la intensidad de fisuramiento de la masa y del grado de alteración, como se explica más adelante.

El doble barril giratorio cuyo esquema se muestra en la figura 2-1 está formado por dos tubos concéntricos unidos a una cabeza superior, el tubo exterior está rígidamente unido por una rosca, mientras que el interior se une por un cojinete.

2.1.3 Índice de calidad de roca.

Con base en la longitud de muestra recuperada y el tamaño de los fragmentos de muestra obtenidos, los cuales son un reflejo de la intensidad del fisuramiento natural de la roca y de su grado de alteración, se han propuesto algunos criterios para definir un índice de calidad de las rocas, el cual tiene interés geotécnico.²

² Deere, D. U. *Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes*. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Volumen 1, 1963.

CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS DE LA ZONA

El criterio más simple y más comúnmente empleado, propuesto por D.W.Deer, es el índice de calidad de la roca RQD (Rock Quality Designation), el cual se define como la suma de las longitudes individuales de todos los fragmentos de muestra que exceden de 10 cm de longitud, expresada como un porcentaje de la longitud perforada por el muestreador. La tabla ilustra la relación entre el valor del índice RQD y la calidad relativa de la roca expresada en una escala que va desde muy buena hasta muy mala. ²

RQD (%)	Calidad de la roca	Qa (KG./CM ²)
90-100	Excelente	200-300
75-90	Buena	120-200
50-75	Mediana	65-120
25-50	Mala	30-65
10-25	Muy mala	10-30
0-10	Suelo residual	0-10

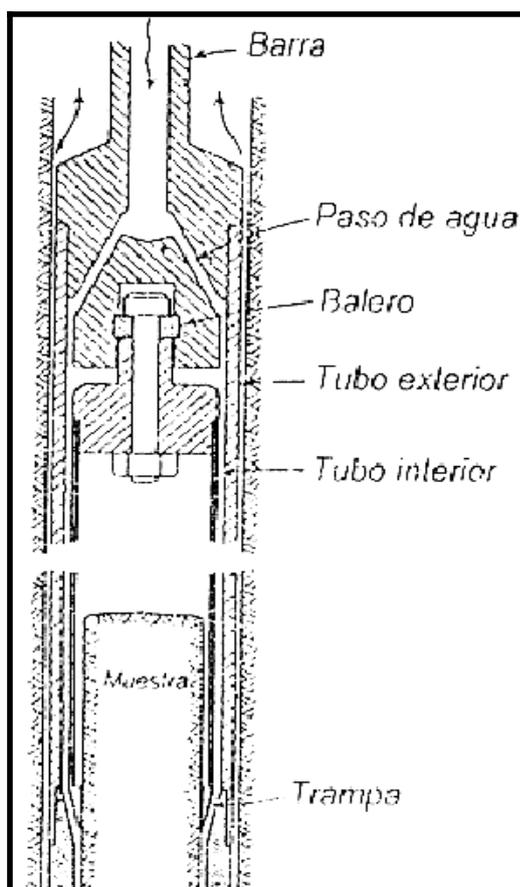


Figura 2-1 Tubo doble Barril Giratorio

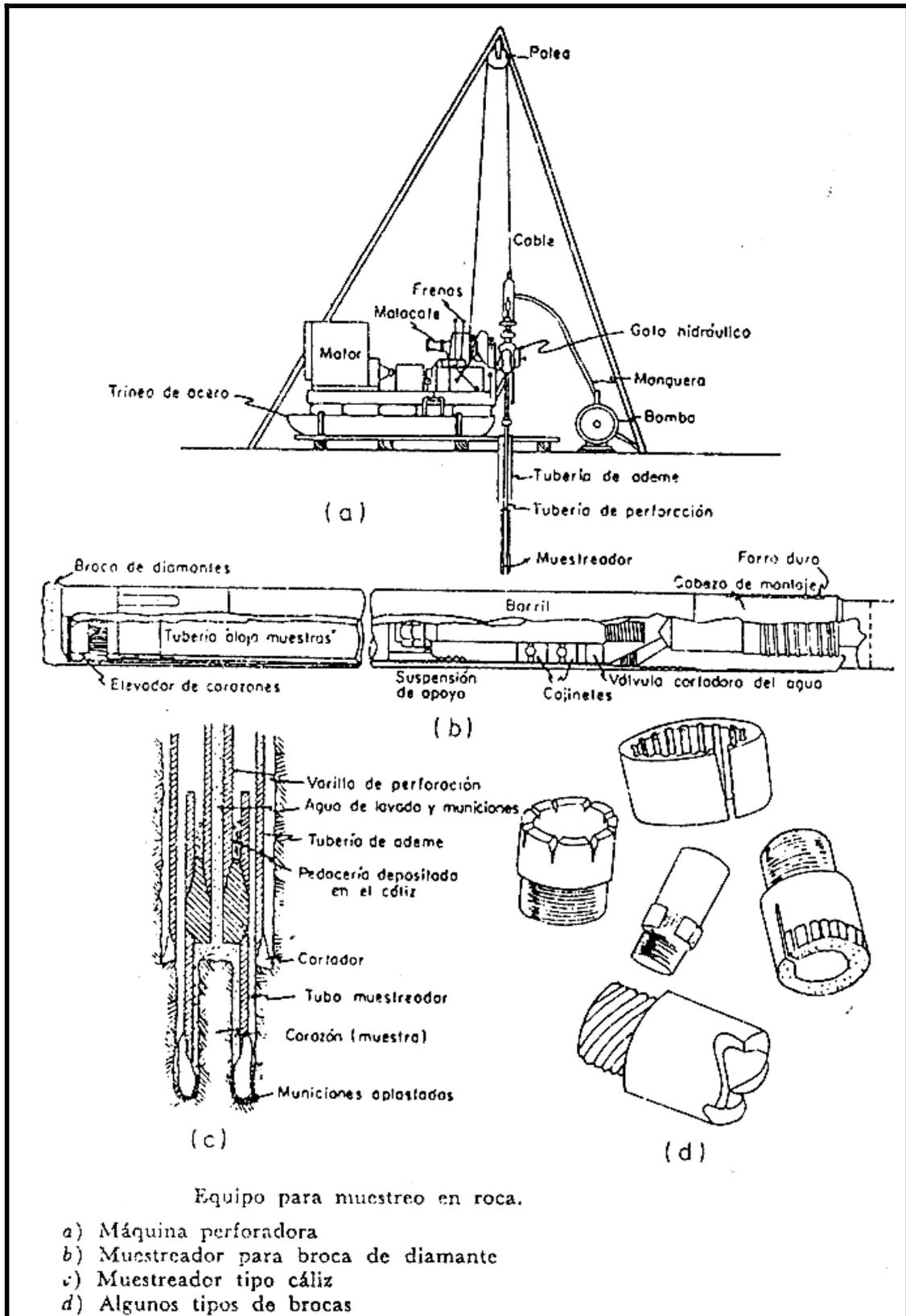


Figura 2-2 Equipo para Muestreo en Roca

2.1.4 Muestreo de suelos.

Los trabajos de muestreo de suelos tienen por objeto obtener la información necesaria para conocer los aspectos de los depósitos de suelo identificados en las etapas del estudio geotécnico antes mencionadas. En particular es muy importante que un ingeniero calificado se haga cargo de la dirección y vigilancia de todas las operaciones de campo; que por lo común incluyen levantamientos topográficos, perforaciones para exploración y mediciones del agua del subsuelo, complementándose con sondeos y pozos a cielo abierto. En ocasiones se realizan estudios aerofotográficos, pruebas in situ e investigaciones geofísicas.¹

2.1.5 Métodos de muestreo alterado.

Muestras alteradas: Éstas deben recolectarse a medida que se produce la perforación, intentando en lo posible preservar el contenido de agua in situ; en general, las muestras alteradas se usan para la identificación del suelo y para pruebas de clasificación y calidad; a medida que se recolectan, las muestras se introducen en recipientes de vidrio o plástico y se sellan; también se pueden usar latas o bolsas de plástico.

En este tipo de muestras se puede determinar en el laboratorio la clasificación geotécnica de los suelos mediante pruebas de granulometría y de plasticidad de la fracción fina, así como el contenido de agua; es decir las propiedades índice de los suelos. En este tipo de muestras la estructura interna se encuentra rota.

Procedimiento de exploración con muestreo alterado

Pozos a cielo abierto. La excavación de pozos a cielo abierto con el empleo de pico y la pala permite recuperar buenas muestras representativas alteradas del subsuelo, sin embargo su aplicación principal es la obtención de muestras inalteradas de la más alta calidad.³

³ JUAREZ, Badillo Eulalio., RICO, Rodríguez Alfonso. **Mecánica de suelos**. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Edt. Limusa. México. Novena reimpresión, 1984.

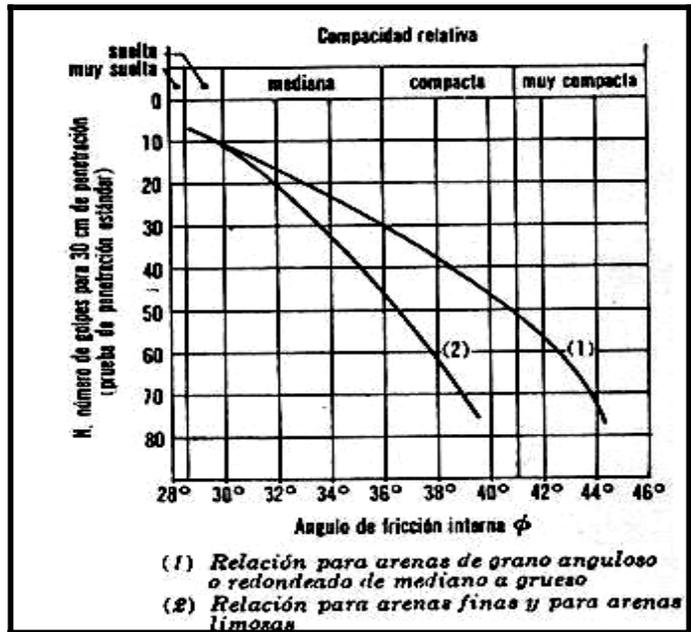


Figura 2-4 Correlación entre el No de golpes para 30 cm. de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas

La relación de la figura 2-4 no toma en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes que es importante, según han demostrado investigaciones recientes. En la figura 2-4.1 se presentan resultados experimentales que demuestran que el número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compacidades relativas, según sea la presión actuante sobre la arena la cual, a su vez, es función de la profundidad a que se haga la prueba.³

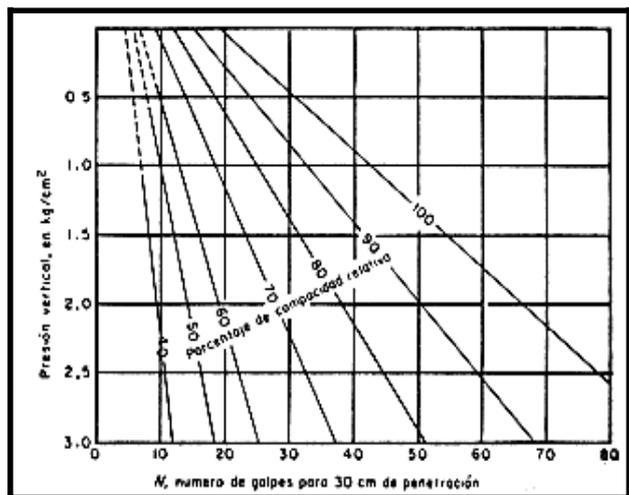


FIGURA 2-4.1 Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación relativa para arenas.

Prueba de penetración estándar en arcillas. El comportamiento de las arcillas ante la acción de los esfuerzos dinámicos inducidos por el hincado del tubo muestreador puede ser muy diferente del que corresponde a su comportamiento estático. Esta diferencia es más acentuada para las arcillas de alta sensibilidad, en las que su resistencia natural al esfuerzo cortante C_u , se reduce a menos de 10% al ser remoldeadas con su contenido natural de agua. Intervienen en tal discrepancia dos factores: por una parte, el remoldeo que introduce el tubo muestreador, hace que la resistencia de la arcilla a la penetración del propio tubo sea menor que la que corresponde a su estado natural; por otra, es bien sabido que las arcillas exhiben una mayor resistencia a medida que la velocidad de la deformación aumenta como consecuencia de los fenómenos de viscosidad. En tales condiciones, es evidente que la resistencia a la penetración dinámica, aún cuando proporciona alguna información relativa de la consistencia natural de la arcilla, no debe tomársele como una medida precisa de su resistencia al corte. En forma aproximada y procediendo conservadoramente, puede utilizársele para el caso de arcillas de plasticidad media a baja, que exhiben baja sensibilidad. En todo caso es siempre preferible recurrir a la determinación de la resistencia al corte de las arcillas mediante ensayos de laboratorio, realizados en especímenes inalterados.

En los suelos arcillosos plásticos se ha correlacionado la prueba de penetración estándar con el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u), aunque para este caso dichas correlaciones son poco dignas de crédito. Para pruebas de arcillas, Terzaghi y Peck dan la correlación que se presenta en la siguiente tabla.

CONSISTENCIA	No DE GOLPES, N	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE q_u
MUY BLANDA	< 2	< 0.25
BLANDA	2 A 4	0.25 A 0.50
MEDIA	4 A 8	0.50 A 1.0
FIRME	8 A 15	1.0 A 2.0
MUY FIRME	15 A 30	2.0 A 4.0
DURA	> 30	> 4.0

Puede observarse en la tabla que, prácticamente, el valor de q_u en kg/cm^2 se obtiene dividiendo el número de golpes entre ocho.³

Prueba de penetración estática. Este tipo de prueba de campo consiste en hincar en el terreno, mediante un gato hidráulico, una barra de acero en cuyo extremo inferior se instala una punta cónica; midiendo la fuerza necesaria para hincar la punta se determina la resistencia que el suelo opone a la penetración estática y este valor se puede correlacionar, empíricamente, con la resistencia al corte de las arcillas y con su deformabilidad, así como la compacidad relativa de las arenas.

Cono eléctrico. Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages). Usualmente, para exploraciones en suelos blandos, el cono y el sistema de barras tienen una capacidad de carga de 2 toneladas y resolución de +/- 1kg; pero, para exploración de suelos duros podrá requerirse una capacidad de 5 toneladas y resolución de +/- 5kg. En la figura 2-5 se muestra esquemáticamente dicho instrumento. Generalmente tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7cm. La fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda sensible inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda sensible superior (4). La señal de salida del cono se transmite por cables a la superficie, donde un aparato receptor la transforma en señal digital, o bien en una tabla numérica o directamente en una gráfica como la que muestra la figura 2-5. El cono se hincan en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico provisto de un dispositivo para controlar la velocidad de penetración. La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM-D3441-75T) para operación del cono eléctrico se propone de 1 a 2 cm/s +/- 25%. Para las arcillas de la ciudad de México se han adoptado de 1cm/s, porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2cm/s, sabiendo que se obtienen valores de resistencia a la penetración más altos; en cualquier caso, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad y que al pasarlas se acelere. La prueba de penetración estática de cono permite definir las variaciones de la resistencia registrada por la punta, con la profundidad.³

Estas muestras son indispensables, ya que los resultados numéricos obtenidos serán la base de los análisis de la capacidad de carga y de los asentamientos o expansiones, que definirán el diseño de la cimentación y los procedimientos de construcción, así como su comportamiento inmediato y futuro. En ocasiones cuando no es posible recuperar muestras inalteradas de algunos suelos o rocas con los equipos de muestreo tradicionales, es necesario recurrir a la ejecución de pruebas mecánicas de campo como las pruebas del presiómetro y las pruebas de capacidad de carga.

Pozos a cielo abierto. Muestras inalteradas de la mejor calidad se obtiene excavando pozos a cielo abierto, con sección cuadrada o circular, de 1.5 a 2 m por lado o diámetro, hasta profundidades de 3 a 5 m, si el nivel freático se encuentra a mayor profundidad.

Muestreo inalterado de suelos finos cohesivos.

Tubo de pared delgada (tubo Shelby). El tubo de pared delgada también conocido como tubo Shelby es afilado en su extremo inferior (figura 2-6), éste se hince a presión y a velocidad constante, con el objeto de introducir esfuerzos pequeños que perturben en un grado mínimo a la estructura del suelo.

Es necesario que el extremo afilado del tubo tenga un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del tubo, a fin de que los esfuerzos de fricción entre la muestra y el tubo se reduzcan a un mínimo y la muestra pueda penetrar en el sin formar un tapón, que reducirá notablemente el porcentaje de recuperación de la muestra y su calidad. Esta holgura no debe ser excesiva, pues la falta de adherencia entre la muestra y el tubo impide extraer el espécimen del suelo del fondo de la penetración. La válvula de la cabeza del muestreador permite la salida del agua del interior del tubo al entrar la muestra y, al mismo tiempo, evita que el agua de la perforación ejerza presión sobre la cara superior de la muestra al retirar el muestreador de la perforación, la cual expulsaría la muestra del tubo. Antes de hincar el tubo Shelby en el terreno que se va a muestrear es indispensable hacer una buena limpieza de la zona que se va a perforar para evitar que existan sedimentos que se introduzcan en el muestreador y disminuyan el porcentaje de recuperación de la muestra.³

El tubo de pared delgada o Shelby no puede emplearse para obtener muestras en arcillas muy duras o de otros suelos de consistencia natural semejante. Esta limitación obedece la resistencia estructural del tubo, el cual se dobla bajo carga necesaria para hincarlo en suelos de alta consistencia.

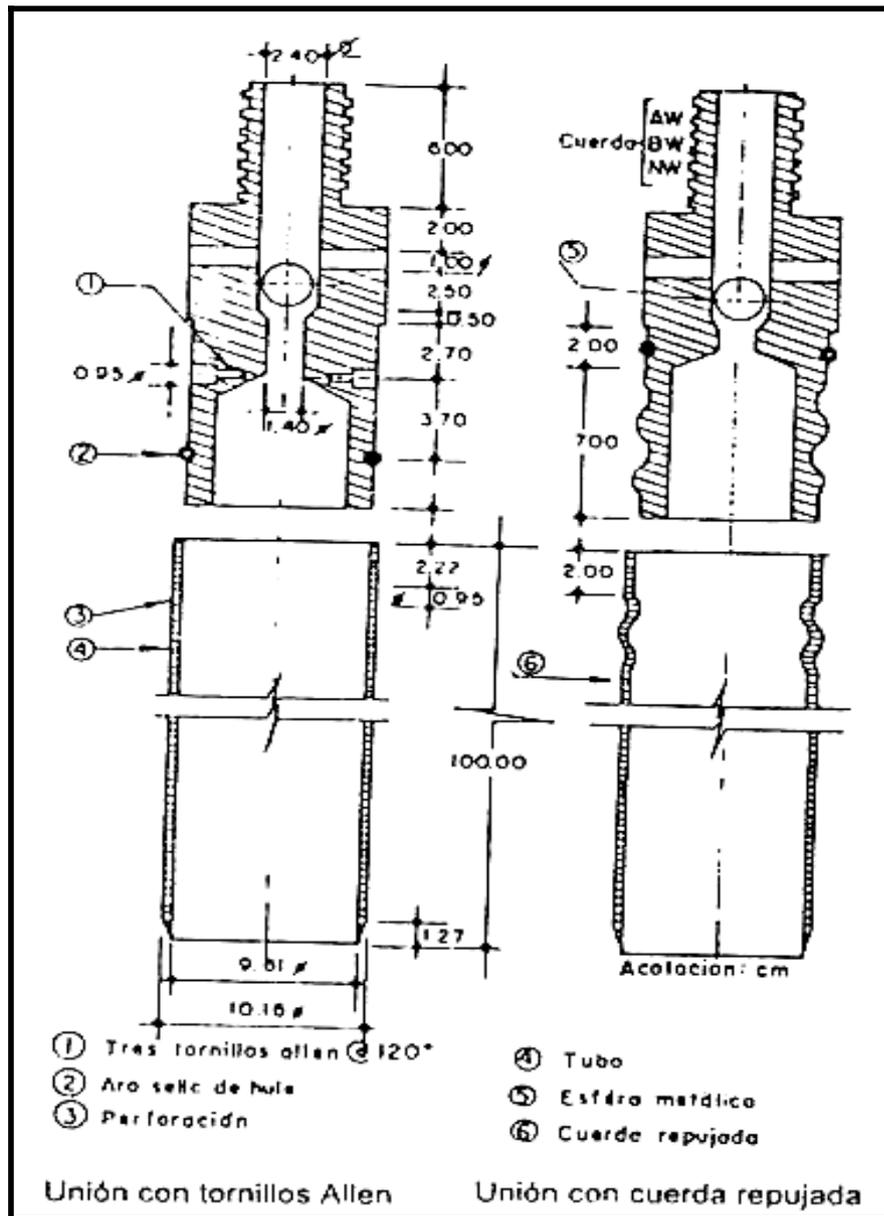


Figura 2-6. Muestreador Shelby o de pared delgada para obtener muestras en arcillas.

Muestreador de doble tubo. En arcillas duras, puede recurrirse al uso de un tubo con pared más gruesa, para darle mayor resistencia estructural; puede aceptarse una relación de áreas hasta de 20%, colocándole una zapata de corte alargada con un ángulo exterior no mayor de 2°. Un muestreador de diseño reciente desarrollado por E. Santoyo Villa que se muestra en la figura 2-7 tiene una pared más gruesa que el tubo Shelby normal, pero gracias a sus características de diseño produce muestras de gran calidad y alta recuperación tanto en arcillas muy duras como en las más blandas. Está provisto de un dispositivo para crear vacío que actúa sobre la cabeza de la muestra y evita que ésta sea expulsada por el agua de la perforación al ser extraído el muestreador. La muestra de suelo es recibida y protegida por un tubo interior de aluminio anodizado y barnizado que impide la corrosión. El tubo interior tiene 10 cm de diámetro y espesor de 1 mm y está dividido en segmentos de 20cm de longitud, torneados en sus extremos para un ajuste perfecto entre ellos. La zapata de corte es de acero de alta dureza y filo muy agudo, y su ángulo exterior es pequeño. Al extraer el tubo protector interior la muestra de suelo se corta en segmentos con alambre de acero y cada segmento se protege en ambos extremos por tapas herméticas de polietileno para impedir la pérdida de agua por evaporación.³

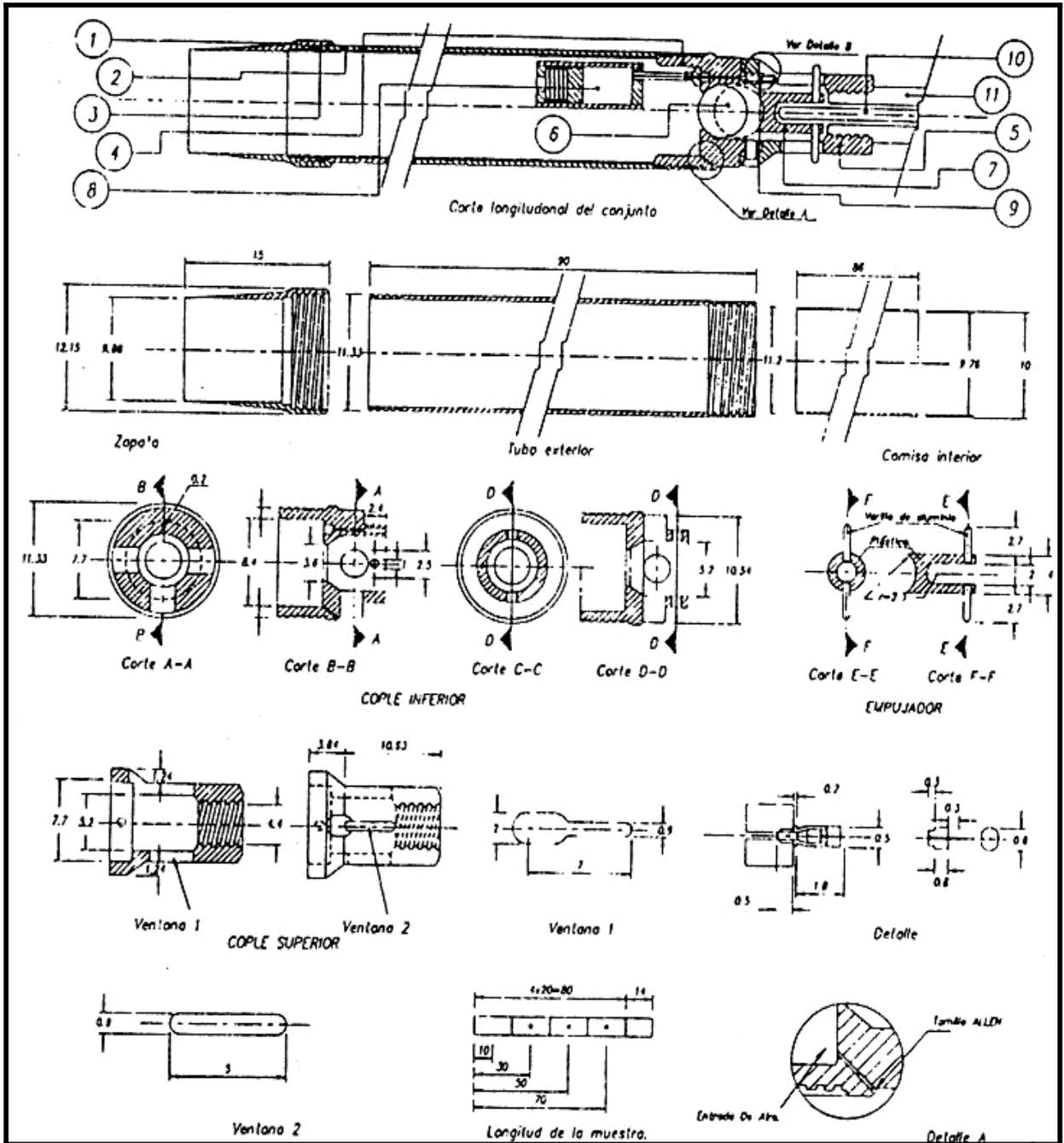


Figura 2-7 Muestreador TGC para obtener muestras de alta calidad en arcillas.

Barril muestreador Denison. La obtención de muestras inalteradas de suelos duros, cementados, que se encuentran sobre el nivel freático, plantean algunos problemas especiales ya que no soportan los esfuerzos de torsión inducidos por los barriles muestreadores de doble tubo giratorio que se emplean en el muestreo de rocas.

El barril Denison, es un barril doble giratorio de gran tamaño, para obtener muestras de 8 a 10 cm. de diámetro. Está constituido por dos tubos concéntricos, como se ilustra en la figura 2-8 el tubo interior esta unido a la cabeza del muestreador a través de un cojinete de bolas (baleros) ubicado en la parte superior del tubo, con lo cual se logra que ambos tubos puedan girar independientemente uno del otro. En su extremo inferior el tubo interior está provisto por una zapata afilada y el exterior de una broca dentada con insertos de carburo de tungsteno, que al girar corta al material; la zapata del tubo exterior generalmente sobresale de la broca. El barril se hace girar aplicando una carga vertical que hinca la zapata haciendo que la muestra penetre en el tubo interior, el cual permanece fijo, mientras el exterior gira cortando al material que a quedado fuera del tubo interior. Cuando el barril opera sobre el nivel freático, las cortaduras son conducidas hasta la superficie mediante aire comprimido y fluido de perforación, que se hace circular a través de las barras de perforación y entre ambos tubos concéntricos, conservando así la humedad natural de la muestra de suelo. Bajo el nivel freático, el aire comprimido se sustituye por agua o lodo bentonítico. El tubo interior está provisto de una camisa metálica delgada, cuyo diámetro puede ser de 8 a 10 cm, en la cual se aloja la muestra, y en ocasiones, lleva una trampa de canasta arriba de la zapata para asegurar que la muestra no se salga al extraer el tubo de la perforación. Para suelos duros, se emplea una zapata que sobresale de 1 a 2 cm, mientras que para rocas blandas se utiliza otra que escasamente sobresale de la broca 1 o 2 mm. Pueden obtenerse también muestras de roca de mayor consistencia, para lo cual la broca con dientes de carburo de tungsteno se substituye por otra provista de diamante industrial; entonces el tubo no sobresale de la broca y la trampa de canasta se substituye por un resorte en forma de cuña que permite atrapar el cilindro de roca al extraer el barril muestreador de la perforación. ³

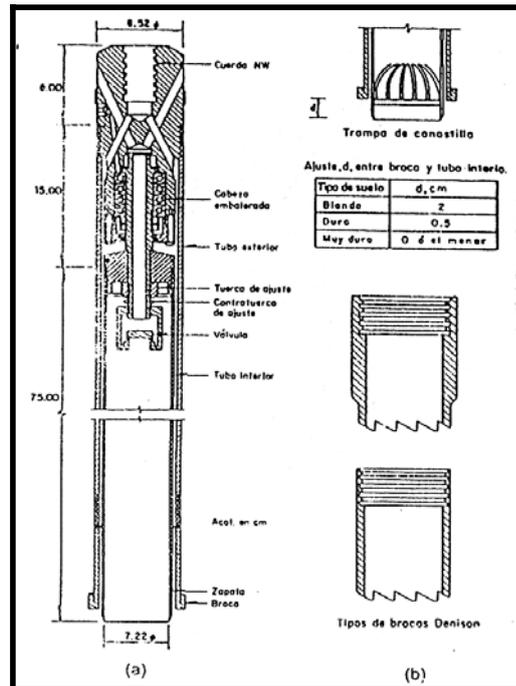


Figura 2-8 Muestreador Denison, de doble barril, para obtener muestras en suelos duros y rocas suaves.

Suelos intermedios. Se denominan suelos intermedios aquellos cuya granulometría está comprendida entre las arenas limpias y las arcillas plásticas; este amplio intervalo de suelos incluye: arenas limosas (SM), limos arenosos no plásticos (SM-ML) y limos de baja plasticidad (ML), que no contienen arcilla.

Prueba de penetración dinámica en suelos intermedios. La prueba de penetración dinámica estándar, ejecutada cuidadosamente proporciona información preliminar sobre la compacidad o consistencia de los suelos intermedios solamente cuando éstos se encuentran saturados, es decir, bajo el nivel freático. Sin embargo cuando se encuentran parcialmente saturados, la cohesión aparente genera una resistencia a la penetración mayor que la correspondiente a su compacidad real, y conduce a errores de lado de la inseguridad; particularmente si después de la construcción se produce un aumento sustancial del grado de saturación, que hace disminuir o anula la cohesión aparente, y baja la resistencia al corte del suelo, disminuyendo con ello su capacidad de carga inicial. Un razonamiento semejante se aplica a la prueba de penetración estática de cono.³

Métodos geofísicos. Estos métodos de exploración fueron desarrollados principalmente con el propósito de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo o los contornos de la roca basal que subyace a depósitos sedimentarios. Los métodos se han empleado principalmente en Geología y Minería y en mucha menor escala en mecánica de suelos, para realizar investigaciones preliminares. Los métodos son rápidos y expeditos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos del proyecto en cuanto a la mecánica de suelos se refiere. En el caso de estudios para fines de cimentación no se puede considerar que estos métodos sean adecuados, pues no rinden una información de detalle comparable con la que pueda adquirirse de un buen programa de exploración convencional.

Los principales métodos que se han desarrollado son: el método sísmico, el método de resistividad eléctrica, los métodos magnéticos y gravimétricos. En general estos métodos no han sido usados con fines ingenieriles, dentro del campo de la mecánica de suelos debido a lo errático de la información y la difícil interpretación de los resultados.

Los de mayor utilidad en el campo ingenieril son el método sísmico y el método de la resistividad eléctrica, los cuales se describe a continuación:

- a) **Método Sísmico.** Este procedimiento se funda en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales. La velocidad de propagación varía entre 150 y 2500 m/s. correspondiendo los valores mayores a mantos de grava muy compactos y los menores a arenas sueltas; los suelos arcillosos tienen valores medios mayores para las arcillas duras y menores para las suaves, y en la roca los valores oscilan entre 2000 y 8000 m/s.

Esencialmente el método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar, en esta zona se colocarán registradores de onda (geófonos). La función de los geófonos es captar la vibración que se transmite incrementada a un oscilógrafo central que marca varias líneas una por cada geófono y de este modo comparando con los valores anteriores y bajo un procedimiento matemático sencillo se puede llegar a determinar el tipo de suelo de la zona. ³

- b) Método de resistividad eléctrica. Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través de ellos.

La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados, los dos exteriores colocados en serie a una batería son los electrodos de corriente, en tanto que los interiores se denominan de potencia y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencia entre la corriente circulante.

La resistividad puede calcularse a partir de las lecturas del miliamperímetro, del potenciómetro y de la separación entre los electrodos.

El método sirve en primer lugar para medir las resistividades a diferentes profundidades en un mismo lugar, y en segundo para medir la resistividad a una misma profundidad, a lo largo de un perfil.

Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas, etc. Y teniendo valores menores los suelos suaves saturados.³

2.2 PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS.

Las propiedades básicas del suelo y sus parámetros pueden subdividirse en propiedades índice y propiedades mecánicas.

Propiedades índice. Estas propiedades nos dan un conocimiento general del suelo, pueden ser útiles para clasificar los suelos y obtener correlaciones con la proyección de las propiedades del suelo. Nos proporciona una serie de parámetros que nos sirven para estimar el comportamiento de los suelos, entre dichos parámetros tenemos los siguientes:

- Relaciones volumétricas y gravimétricas.
- Granulometría.
- Plasticidad.

2.2.1 Relaciones volumétricas y gravimétricas en los suelos.

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida esta formada por las partículas minerales del suelo (incluye la capa sólida sumergida); la líquida por el agua (libre, específicamente); aunque en los suelos pueden existir otros líquidos en menor cantidad; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, aunque también pueden estar presentes otros gases.

La fase líquida y gaseosa del suelo suele comprenderse en el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de los sólidos.

Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular, de sólo dos fases la sólida y la líquida. Muchos suelos yacientes bajo el nivel freático son totalmente saturados.

Algunos suelos contienen además, materia orgánica en diversas formas y cantidades; aunque la materia orgánica y las capas saturadas son muy importantes desde el punto de vista de las propiedades mecánicas del suelo, su influencia se toma en cuenta en el estudio de las propiedades más adelante.

En los laboratorios de Mecánica de suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y el peso específico relativo de los suelos. Estas unidades no son las únicas cuyo cálculo es necesario; es necesario obtener relaciones sencillas y prácticas, a fin de poder medir algunas otras magnitudes en términos de éstas. Estas relaciones de tipo volumétrico y gravimétrico, son de la mayor importancia para la aplicación sencilla y rápida de la teoría y su dominio debe considerarse indispensable.

La figura 2-9 representa el esquema de una muestra de suelo, en el que aparecen las fases principales, así como los conceptos de uso más común, con los símbolos utilizados para estudio. ³

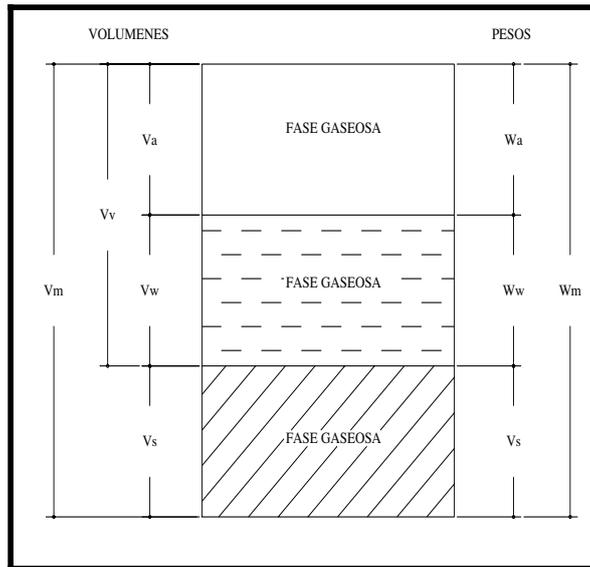


Figura 2-9 Esquema tipo del suelo y sus fases.

En el esquema la simbología es la siguiente:

- V_m = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa).
- V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos).
- V_v = Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos).
- V_w = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua).
- V_a = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire).
- W_m = Peso total de la muestra de suelo (peso de la masa).
- W_s = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos).
- W_w = Peso de la fase líquida de la muestra de suelo (peso del agua).
- W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo en la mecánica de suelos.

En la mecánica de suelos se relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto de peso específico, es decir, de la relación entre el peso de la sustancia y su volumen.

Se distinguen los siguientes pesos específicos:

γ_0 = Peso específico del agua destilada, a 4°C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar.³

γ_w = Peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo; su valor difiere poco del de γ_0 y, en muchas cuestiones prácticas, ambas son tomados como iguales.

γ_m = Peso específico de la masa de suelo por definición se tiene

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

γ_s = Peso específico de la fase sólida del suelo.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

El peso específico se define como la relación entre el peso específico de la sustancia y el peso específico del agua γ_0 .

S_m = Peso específico relativo de la masa de suelo. Por definición:

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_0} = \frac{W_m}{V_m \gamma_0}$$

S_s = Peso específico relativo de la fase sólida del suelo para el cual se tiene:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

2.2.1.1 Relaciones fundamentales.

Las relaciones que se dan a continuación son importantísimas, para el manejo comprensible de las propiedades mecánicas de los suelos y un completo dominio de su significado y sentido físico; es imprescindible para poder expresar en forma asequible los datos y conclusiones de la Mecánica de suelos.³

- a) Se denomina *Relación de vacíos, oquedad o índice de poros*, a la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos del suelo:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

- b) Se llama *porosidad* de un suelo a la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa. Se expresa como porcentaje:

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

- c) Se denomina *grado de saturación* de un suelo a la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos. Suele expresarse también como porcentaje:

$$Gw(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

- d) Se conoce como *contenido de agua o humedad* de un suelo, la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse como un porcentaje:

$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

- e) El *grado de saturación de aire* es una magnitud de escasa importancia práctica, respecto a las anteriores relaciones. Se define: ³

$$Ga(\%) = \frac{V_a}{V_v} \times 100$$

2.2.2 Estados de consistencia. Límites de plasticidad.

Una masa de suelo tiene tres constituyentes: los granos sólidos, el aire y el agua. En los suelos que consisten principalmente de partículas finas, la cantidad de agua en los poros tiene un marcado efecto en las propiedades de los mismos. Se reconocen tres estados principales de consistencia del suelo:

- Estado líquido. El suelo está en suspensión o tiene un fluido viscoso. ⁴

⁴ RODRIGUEZ, Rico Alfonso, DEL CASTILLO, Hermilio. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*. Volumen 1. Edt. Limusa. México. Tercera reimpresión, 1981.

- Estado plástico. El suelo puede ser deformado rápidamente o moldeado sin recuperación elástica, cambio de volumen, agrietamiento o desmoronamiento.
- Estado sólido. El suelo se agrieta al deformarlo o exhibe recuperación elástica.

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, de los cuales uno sólo, el debido a Atteerberg, es que da un concepto efectivo para su determinación. Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula y esa misma, con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos, existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente. En segundo lugar Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige, para ser expresada en forma conveniente, la utilización de dos parámetros en lugar de uno sólo, como hasta su época se había creído; además señaló esos parámetros y un modo tentativo, hoy perfeccionado para valuarlos.

Según su 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.

- Estado líquido, con las propiedades y apariencias de una suspensión.
- Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
- Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
- Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- 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. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de límites de consistencia.⁴

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio, que consistía en colocar el suelo remoldeado en una cápsula, formando en el una ranura (K), y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura; el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes. Esta técnica fue modificada y mejorada por Terzaghi y Casagrande. El procedimiento modificado para la determinación del límite líquido es el que se basa en la cápsula de Casagrande, que es un recipiente de bronce con un tacón solidario del mismo material, el tacón y la copa giran en torno a un eje fijo unido a la base. Una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente, golpeando contra la base del dispositivo. La altura de caída debe ser de un centímetro, medido verticalmente y perpendicular al punto de contacto de la copa con la base.

A partir de extensas investigaciones se concluyó que el límite líquido será el contenido de agua o humedad del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 12.7 mm, con 25 golpes en la copa. Y de hecho el límite líquido se determina conociendo 4 contenidos de agua diferentes en su vecindad, con los correspondientes números de golpes y trazando la curva de contenido de agua contra número de golpes. La ordenada de esa curva correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido.⁴

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina límite plástico. Éste es también un determinado contenido de agua, propio de cada suelo y referido a una prueba en la que se hace rodar en las manos o sobre una lamina de vidrio una pequeña pelota o masa de suelo hasta obtener un cilindro con un diámetro de 3 mm aproximadamente; al llegar a este punto, se vuelve a formar la pelota; la acción de rodado y amasado sobre la placa de vidrio la cual produce un efecto de secado; a continuación se vuelve a formar el cilindro (con un contenido de humedad más bajo). Este procedimiento de rolado sucesivo se continua hasta que el cilindro comience a desmoronarse al llegar al diámetro de 3 mm; en este punto se ha alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en ese momento es la frontera deseada.³

Actualmente se utiliza mucho como parámetro de plasticidad el llamado índice plástico.

$$IP = LL - LP$$

Donde: LL = límite líquido

LP = límite plástico.

El tercer límite o frontera entre estados de consistencia de interés práctico, es el límite de contracción, que es la frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido; definido como el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando. El límite se manifiesta visualmente por un característico cambio de color de tono oscuro a más claro, producido por una retracción de los meniscos del agua hacia el interior de la masa. De todos los límites es el único que está ligado a un cambio físico significativo y no puramente convencional. El límite de contracción representa dentro del secado gradual el momento en que la tensión capilar alcanza su valor máximo, de manera que cualquier evaporación posterior produce la retracción del agua hacia el interior del suelo, pero ya a tensión capilar constante. Atterberg lo determinaba efectuando mediciones durante el proceso de contracción.⁴

2.2.3 Análisis de tamaño de partícula.

El intervalo de tamaños de una partícula de los suelos es muy amplio; desde unos 200 mm hasta las dimensiones coloidales de menos de 0.001 mm en algunas arcillas. Aunque los suelos naturales son mezclas de partículas de diversos tamaños, se encuentra comúnmente un predominante dentro de una banda de tamaños relativamente estrecha. Cuando la anchura de esta banda de tamaños es muy baja se dice, que hay mala graduación y cuando la anchura de la banda es considerable se describe como de buena graduación.

En los comienzos de las investigaciones de las propiedades de los suelos se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños; por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución.³

Se puede determinar la granulometría del suelo de tres formas: en forma directa para suelos con partículas con diámetros mayores a las tres pulgadas, por tamices para suelos cuyas partículas oscilan entre tres pulgadas y la malla No 200 y por sedimentación cuando las partículas del suelo son de diámetro menor a la abertura de la malla No 200.

En suelos gruesos, cuya granulometría puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material; en efecto, la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados, o sea con amplia gama de tamaños, tienen un comportamiento ingenieril más favorable, en lo que atañe a algunas propiedades importantes, que los suelos de granulometría muy uniforme.

En el caso de los suelos gruesos del que se han separado las partículas finas o que no las contiene, como ya se mencionó el proceso usual es el análisis por tamizado. Una muestra representativa del suelo se subdivide sistemáticamente hasta obtener una submuestra del tamaño adecuado y después se seca al horno. Esta muestra se hace pasar a través de tamices estándar apilados en orden descendente, según el tamaño de la abertura del tamiz. Después se deben agitar el juego de tamices, en secuencia se determina el peso retenido en cada uno de ellos y se calcula el porcentaje del peso retenido en la submuestra que pasa por cada tamiz referido al peso total de la muestra. A partir de estas cifras se gráfica la distribución de tamaños de partícula en una curva semilogarítmica que se conoce curva de granulometría.³

La curva granulométrica es una representación gráfica de la distribución de tamaños de partícula por tanto, es útil por si misma como un medio para describir los suelos. Por esta razón, siempre resulta una buena idea incluir en los informes de laboratorios o similares, copias de las curva granulométrica. Debe recordarse también que el objetivo principal es proporcionar un término descriptivo del tipo de suelo.

Existe un análisis cuantitativo de curvas de granulometría que puede llevarse a cabo usando ciertos valores geométricos llamados características de graduación. Primero, se localizan tres puntos indicativos en la curva granulométrica de los siguientes tamaños característicos:

D_{10} = Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso del suelo.

D_{30} = Es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 30%, en peso del suelo.

D_{60} = Es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 60%, en peso del suelo.

A partir de estos tamaños particulares se definen las siguientes características de graduación:

$$\text{Coeficiente de uniformidad (Cu)} = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$\text{Coeficiente de Curvatura (Cc)} = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Tanto Cu como Cc son unitarios para suelos de un mismo tamaño, mientras que $Cu < 3$ indica una graduación uniforme y Cc presenta valores entre 1 y 3 ($1 < Cc < 3$) en suelos bien graduados.

La mayor parte de los suelos de buena graduación tienen curvas granulométricas casi planas o ligeramente cóncavas, que dan valores de Cc entre 0.5 y 2.0. Una de las aplicaciones útiles es una aproximación del coeficiente de permeabilidad.

En los suelos gruesos, ha de señalarse, que el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente definido por la compacidad de los granos y su orientación. En los suelos finos las características mecánicas son definidas por su plasticidad o grado de estructuración.

Para la identificación y clasificación en el campo de los suelos se analiza el tamaño de las partículas por identificación visual y por tacto. Y la graduación del mismo la cual se refiere a la distribución de tamaños: un suelo de buena graduación tiene una amplia distribución de tamaños de partículas, mientras que otro de mala graduación o uniforme sólo contiene un intervalo estrecho de tamaños de partículas.³

2.2.4 Sistemas de clasificación de suelos basados en criterios de granulometría.

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Algunas clasificaciones de suelos según sus tamaños de partículas, son las siguientes:

Clasificación internacional. Basada en otra desarrollada en Suecia.

Tamaño en mm.

2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arenas gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra- arcilla

Clasificación M.I. T.

Fue propuesta por G. Gilboy y adoptada por el Massachusetts Institute of Technology.

Tamaño en mm.

2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Media	Fina	Grueso	Medio	Fino	Gruesa	Media	Fina
Arena			Limo			Arcilla		

La siguiente clasificación, utilizada a partir de 1936 en Alemania, está basada en una proposición original de Kopecky.³

CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS DE LA ZONA

Material	Característica	Tamaño en mm.
pedra	---	Mayor de 70
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra arcilla		0.00002 a 0.0002

Clasificación de acuerdo al S.U.C.S. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)

La base del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es la Carta de Plasticidad, resultado de una investigación realizada por A. Casagrande en el laboratorio. En estas investigaciones se vio que, si se sitúan los suelos finos en un sistema coordinado que tenga el límite líquido en el eje de las abscisas y al índice plástico en el de las ordenadas, su agrupamiento no ocurre al azar sino que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas; del mismo modo que los suelos vecinos poseen propiedades similares, los alejados las tienen diferentes. Con base en esta observación, Casagrande pudo establecer en la carta de plasticidad, fronteras que separan a los materiales finos en diferentes grupos de propiedades afines. El Sistema Unificado abarca tanto a los suelos gruesos como a los finos, distinguiéndolos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas. ⁴

A continuación se describen los diferentes grupos de los suelos gruesos y finos.

➤ Suelos gruesos.

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

Gravas y suelos en que predominan aquellas. Símbolo genérico *G* (gravel).
Arenas y suelos arenosos. Símbolo *S* (sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla No 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico *G* si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla No 4, y es del grupo genérico *S* en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1.- Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo *W* (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos *GW* y *SW*.

2.- Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo *P* (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GP* y *SP*.

3.- Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo *M* (medium). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GM* y *SM*.

4.- Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo *C* (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GC* y *SC*.

➤ Suelos finos.

También en este caso el Sistema Unificado considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, lo que da lugar a las siguientes divisiones.⁴

Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).

Arcillas inorgánicas, de símbolo C (clay).

Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen en dos grupos, según su límite líquido. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos con compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), y por esta combinación se obtienen los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), y así se obtienen los grupos MH, CH y OH.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo del suelo, como se ha dicho ha de expresarse en función de dos parámetros LL e I_p , mientras que en el caso actual solo interviene el valor del límite líquido. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad, tal como aquí se trata se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar parcialmente seco o preconsolidado.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como las turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del ingles Peat, Turba).

En general en los suelos gruesos deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico, además de cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material. En los suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje. ⁴

CAPÍTULO 2

En los suelos finos, se proporcionara en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico, aparte de cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya hacer del material. Respecto a los suelos en estado inalterado deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterados y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje. ⁴

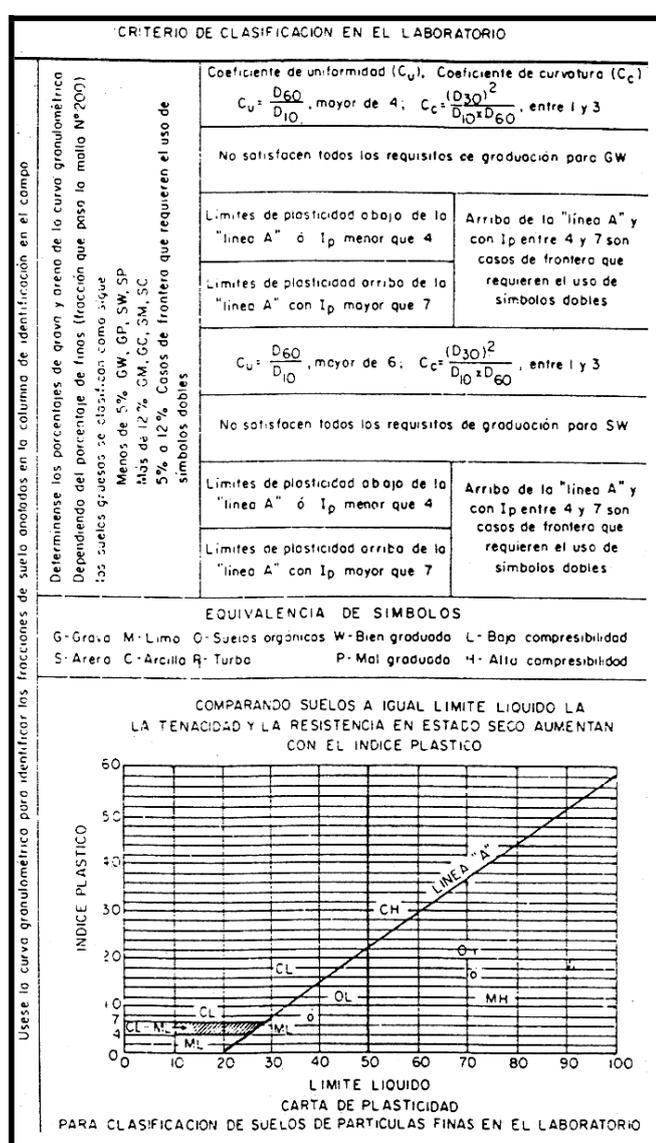


Figura 2-10 Clasificación de suelos en el laboratorio de acuerdo al SUCS

En el S.U.C.S. se dice que: Es una grava bien graduada cuando el C_u es mayor de cuatro y su C_c es mayor de uno y menor de tres. Es una arena bien graduada cuando el C_u es mayor de seis y el C_c es mayor de uno y menor de tres.

2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS

Las propiedades mecánicas de los suelos nos indican cual es su comportamiento físico, entre ellas tenemos:

- Resistencia al esfuerzo cortante.
- Compresibilidad.
- Permeabilidad.

2.3.1 Resistencia al esfuerzo cortante.

Se sabe que si un cuerpo sobre el que actúa una fuerza normal P se ha de deslizar sobre una superficie rugosa se encuentra que la fuerza F necesaria para lograrlo, resulta ser proporcional a la fuerza P para lo cual suele escribirse como:

$$F = \mu P$$

Siendo μ el coeficiente de fricción entre las superficies de contacto.

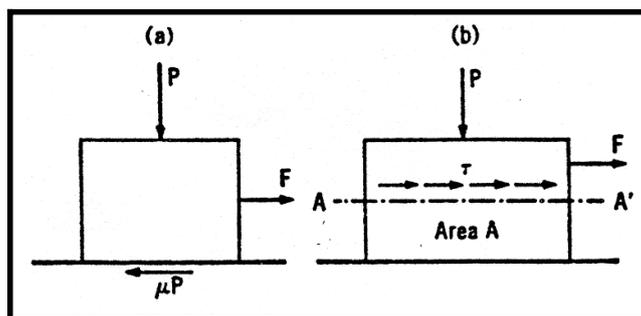


Figura 2-11 Mecanismos de los fenómenos de fricción.

Dada una masa de suelo y el plano potencial de falla de la misma (AA'), el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y por lo tanto la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano es proporcional al valor de la presión normal en ese plano (AA').³

Nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante alcanza un valor tal:

$$S = \sigma \tan \phi$$

La constante de proporcionalidad entre S , σ y $\tan \phi$ fue definida por Coulomb en términos de un ángulo que llamo de fricción interna. En general, según Coulomb los suelos presentan características mixtas entre cohesión y fricción interna, por lo que pueden asignárseles una ley de resistencia conocida en Mecánica de suelos con el nombre de: LEY DE COULOMB, que se describe de la siguiente manera:

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

En 1925 Terzaghi estableció que las ecuaciones anteriores, la presión normal debería sustituirse por la presión intergranular, o sea, que la presión efectiva no es la total sino la intergranular, por lo que la ecuación anterior queda:

$$S = c + (\sigma - U_n) \tan \phi$$

Donde: U_n es la presión neutral en el agua que depende no sólo de las condiciones sino también y muy importante de la velocidad de aplicación de ella.

Posteriormente, Hvorslev hizo notar que el valor de la cohesión de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua, por lo tanto la ecuación anterior se debe escribir ahora: ³

$$S = f(w) + (\sigma - U_n) \tan \phi$$

2.3.1.1 Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

En el instante de falla incipiente los esfuerzos principales actuantes y sus direcciones pueden determinarse por el procedimiento del polo.

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

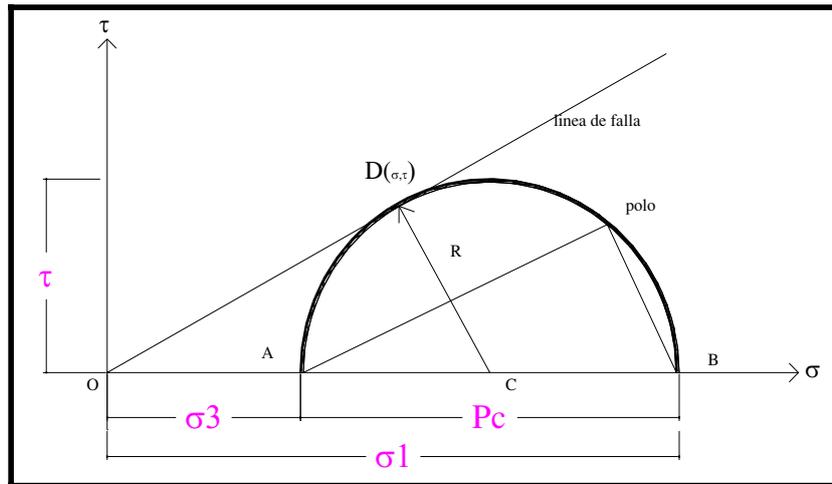


Figura 2-12 Círculo de falla en la prueba directa a la resistencia a esfuerzo cortante

Conociendo los esfuerzos normal y tangencial (coordenadas del punto D) se traza el círculo tangente a la línea de falla, cuyo centro se encuentra sobre el eje de esfuerzos normales, el polo se encuentra trazado por el punto D una línea paralela al plano en que actúan esos esfuerzos y uniendo el polo con los puntos A y B se tienen las direcciones de los planos principales.

Esta prueba solo puede aplicarse en suelos de falla plástica como son las arcillas blandas y en arenas compactas la prueba conduce a resultados demasiado conservadores.³

2.3.1.2 Prueba en el lugar por medio de la veleta.

Este equipo se emplea en el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos principalmente en campo.

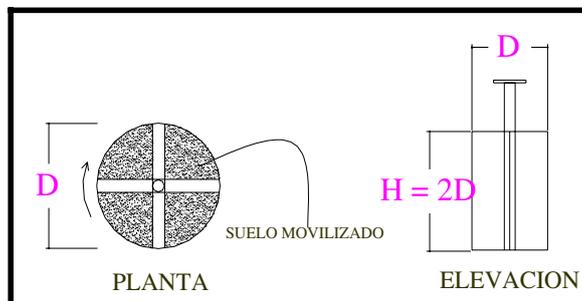


Figura 2-13 Aparato de veleta para determinación de resistencia al esfuerzo cortante

Llamando S a la resistencia al esfuerzo cortante de suelo el momento máximo resistente (soportado) será medido por los momentos resistentes generados tanto en la base del cilindro como en su área lateral; el momento resistente en el área lateral será:

$$MRL = \frac{1}{2} \pi D^2 HS$$

Despreciando el efecto del bastago, en cada base el momento resistente será:

$$MRB = \frac{1}{12} \pi D^3 S$$

En la base el brazo de palanca se toma de $2/3R$ que equivale a momentos resistentes en forma de sector circular.

El momento resistente total, en instante de falla incipiente será igual al momento aplicado o al momento máximo.

$$M_{max} = MRL + 2MRB = \frac{1}{2} \pi D^2 HS + 2\left(\frac{1}{12} \pi D^3 S\right)$$

$$M_{max} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6}\right) S \quad \therefore$$

$$S = \frac{M_{\max}}{\pi D \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6}\right)} = \frac{M_{\max}}{C}$$

C es una constante del aparato y es calculable en función de las dimensiones de la veleta. Es frecuente que $H = 2D$, por lo que

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3$$

La prueba de la veleta sólo es aplicable para materiales de falla plástica del tipo de arcillas blandas.³

2.3.1.3 Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante.

Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa.

En la primer prueba triaxial desarrollada que aún se utiliza en la actualidad se transmite al espécimen una presión por medio de un vástago, el valor de esa presión sumada a la del agua en la cámara dará el esfuerzo axial actuante sobre la muestra.

En otras pruebas triaxiales, el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otras se varía la presión lateral modificando la presión de la cámara dada con el agua, pero se mantiene la presión axial constante siendo necesario hacer ajustes en la presión transmitida por el vástago; principalmente en trabajos de investigación se hacen variar ambos esfuerzos lateral y axial.

2.3.1.4 Prueba lenta "L" o "CD"

Es una prueba con consolidación y drenaje. La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primero se somete al suelo a una presión hidrostática, teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante.

Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerza exteriores estarán actuando sobre la base sólida, es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la presión hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos manteniendo cada uno de ellos el tiempo necesario para que la presión en el agua en exceso de la hidrostática se reduzca a cero.³

El esfuerzo total axial de falla se designa por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + P_c \quad \text{donde:}$$

P_c = esfuerzo desviador de falla y es el máximo esfuerzo desviador que el suelo puede resistir, esquemáticamente se puede representar de la siguiente manera como se muestra en la figura 2-14. ³

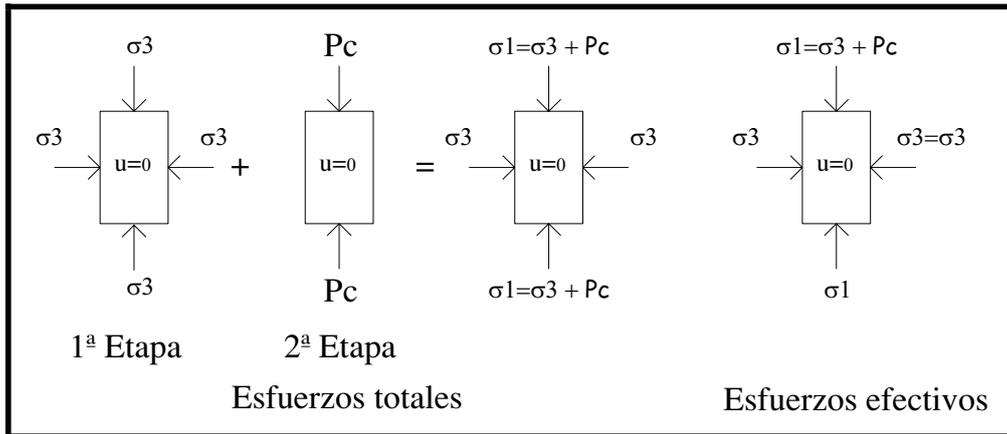


Figura 2-14 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba. Prueba de compresión triaxial lenta.

Si los resultados de una prueba lenta se llevan a una gráfica construida de acuerdo con la Teoría del Círculo de Mohr, quedaría como se muestra en la figura 2-15

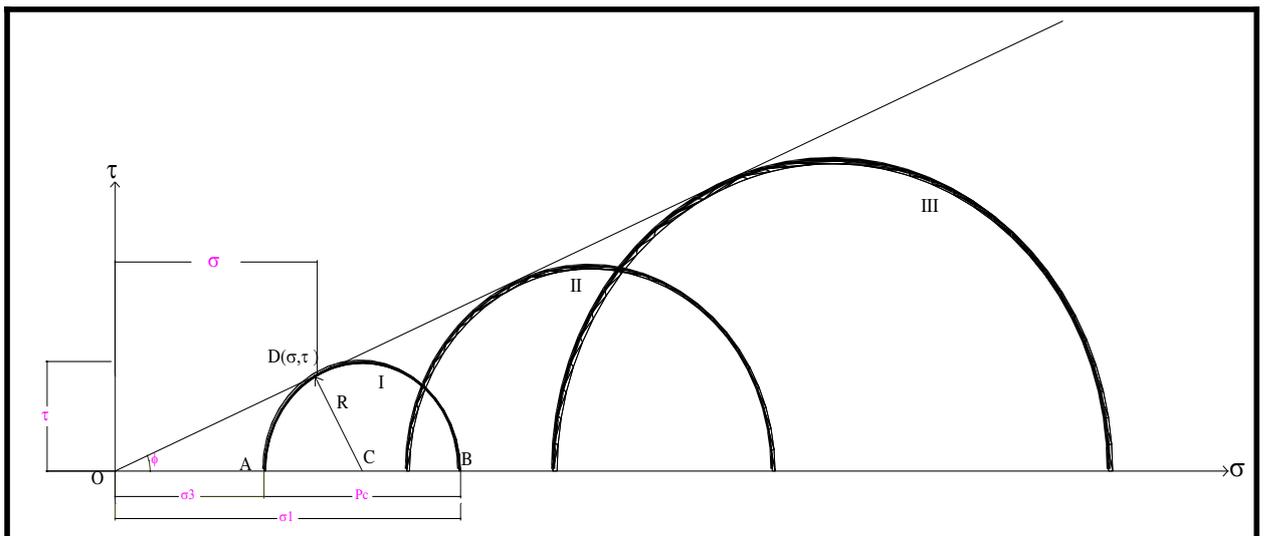


Figura 2-15 Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

2.3.1.5 Prueba Rápida Consolidada Rc (CU).

Es una prueba de consolidación sin drenaje en la que el espécimen se consolida primeramente bajo presión hidrostática en la cámara (que es como la primera etapa de la prueba lenta) y así el esfuerzo de confinamiento llega a ser efectivo, actuando sobre la fase sólida del suelo. Enseguida la muestra es llevada a la falla incrementando la carga axial de manera que no se permita cambio de volumen. Lo esencial en esta prueba consiste en no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, lo cual se logra cerrando la válvula de salida a la bureta. Esto ocasiona que conforme se aplica el esfuerzo desviador, se vaya desarrollando presión en el agua intersticial con lo que, durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de esa presión (ver figura 2-16).

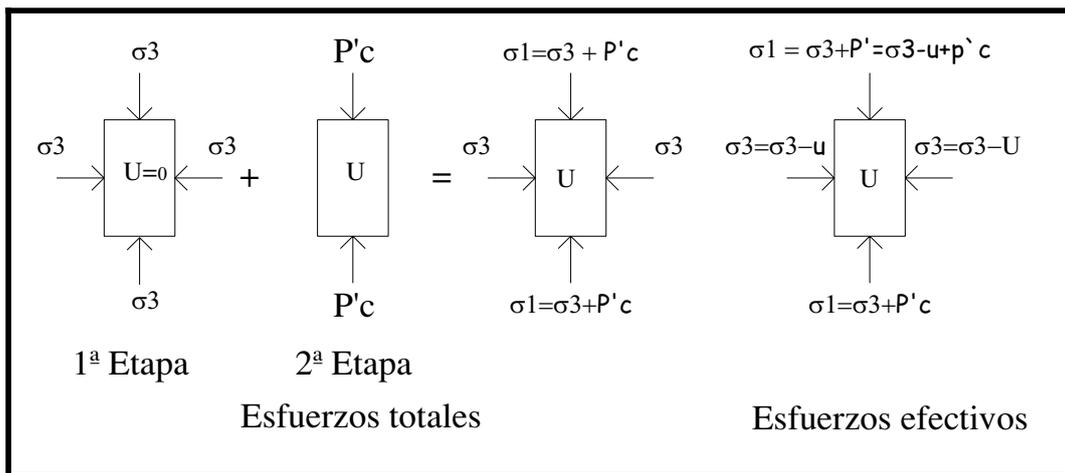


Figura 2-16 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba. Prueba de compresión triaxial rápida consolidada.

Nótese que la envolvente de los círculos de falla de la figura 2-17 dibujada con esfuerzos totales que en términos de esfuerzos totales se puede escribir de la siguiente manera.

$$S = \tan \phi'$$

Siendo ϕ' un ángulo aparente de fricción y sólo es un parámetro matemático introducido para determinar la resistencia del suelo.³

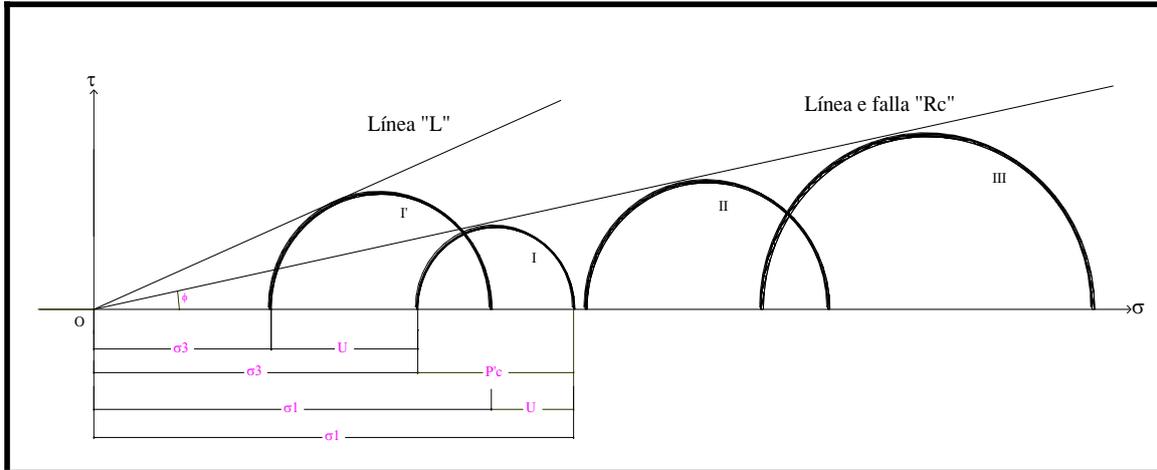


Figura 2-17 Representación gráfica de la línea de falla de prueba rápida consolidada en suelos saturados normalmente consolidados.

En este tipo de prueba a partir de los esfuerzos normales totales que también son aparentes, pues no son los que realmente soporta el suelo en su estructura. En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia del suelo sería:

$$S = \sigma \tan \phi = (\sigma - U) \tan \phi$$

La diferencia entre ϕ y ϕ' depende del valor que llegue a alcanzar la presión normal U presión neutra del agua en el instante de falla, tanto mayor sea el valor de U los círculos I' y I estarán más separados y ϕ' resultará menor para un suelo dado que ϕ tiene un valor característico.

La sensibilidad de la estructura de un suelo, es la facilidad con que se degrada la estructura bajo la deformación.

2.3.1.6 Prueba Rápida "R" (UU).

Es una prueba sin consolidación y sin drenaje, en esta prueba no se permite en ninguna etapa la consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada incluyendo la del drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato se hace fallar el suelo con la aplicación de carga axial.³

CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS DE LA ZONA

Al someter una muestra consolidada en la naturaleza a la presión γ_z a esa misma presión con el agua de la cámara en teoría la estructura del suelo tomará toda esa presión puesto que el suelo ya había sido consolidado a ella y el agua pasará al mismo tiempo a un estado de presión nula a partir del estado de tensiones adoptado al ser extraído del lugar natural.

Por otra parte la presión ejercida con el agua es mayor a la que el suelo tenía en la naturaleza, en teoría todo el exceso lo tomará el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen, ni la magnitud de los esfuerzos efectivos independientes de la presión aplicada a la cámara por lo que al no variar los esfuerzos efectivos la resistencia mostrada por el suelo es constante a cualquier presión del agua en la etapa inicial (figura 2-18 y 2-19).³

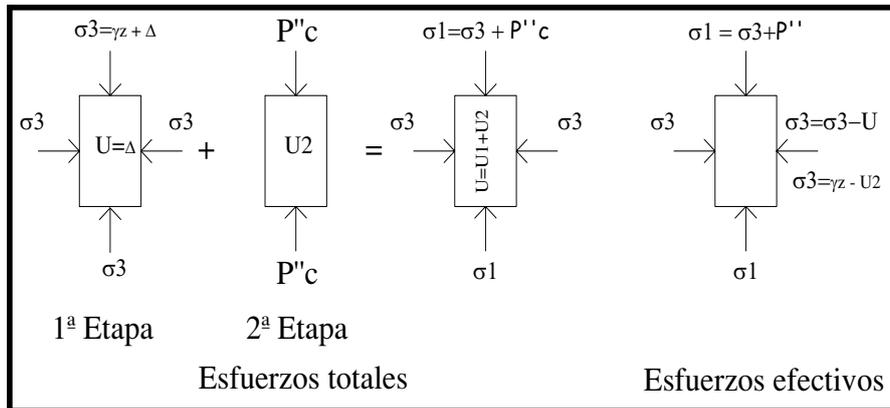


Figura 2-18 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba. Prueba de compresión triaxial rápida.

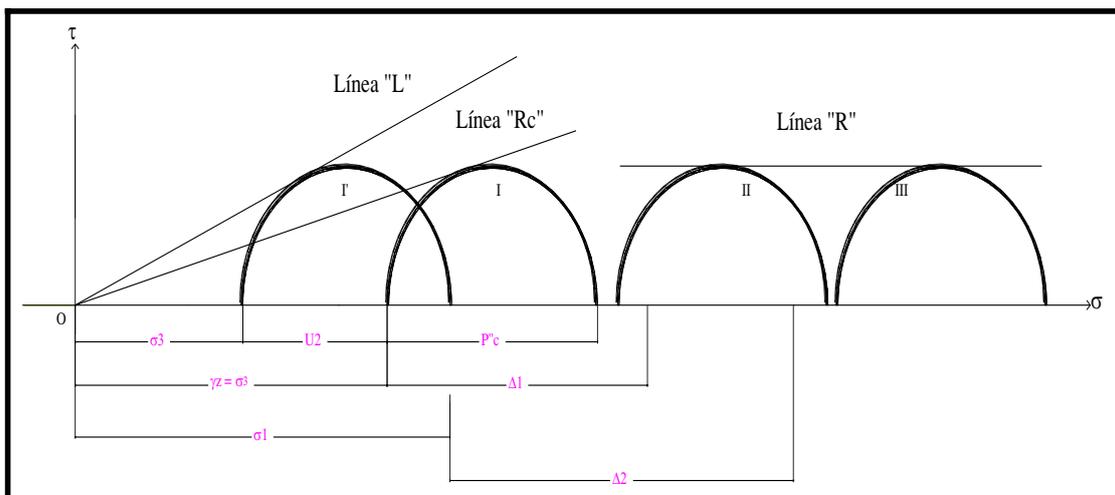


Figura 2-19 Línea de falla en prueba triaxial rápida.

2.3.1.7 Prueba de compresión simple "Cs".

Aunque no es una prueba triaxial en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al inicio de la prueba son nulos pero en la estructura del suelo existen esfuerzos efectivos no bien definidos debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

La prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen sin la etapa previa de presión hidrostática y prácticamente solo existe la etapa de carga que conduce al suelo a la falla. ³

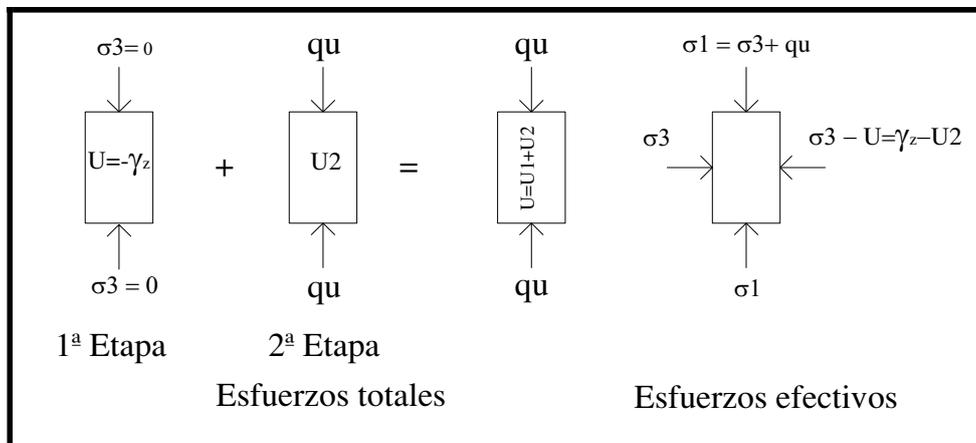


Figura 2-20 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

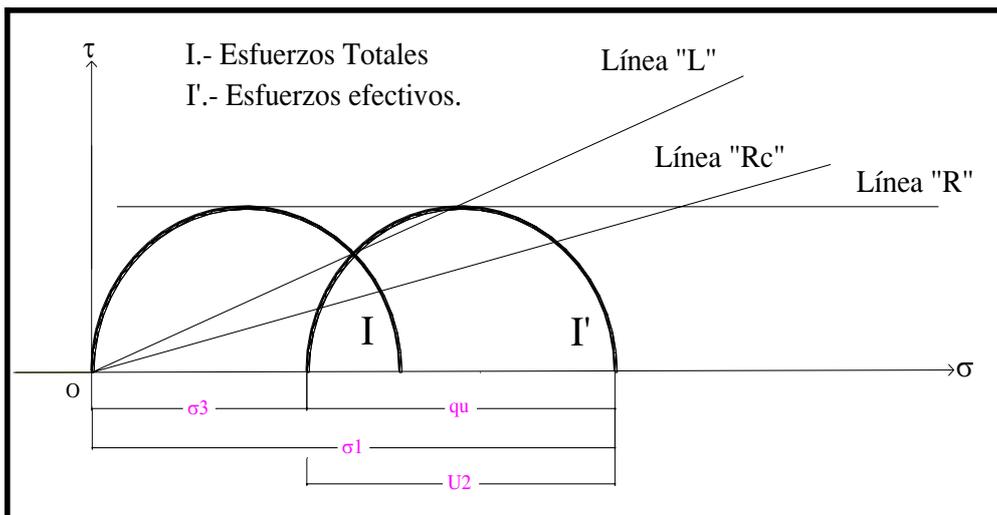


Figura 2-21 Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo, teóricamente es el mismo que se tuvo en la prueba de muestra triaxial rápida, por lo que lógicamente el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar la muestra en esta prueba, (q_u) sea el mismo que P''_c . Es muy normal que q_u resulte un poco menor que P''_c , pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerarse como igual (figuras 2-20 y 2-21).

2.3.1.8 Consideraciones sobre resultados de pruebas triaxiales en suelos cohesivos no saturados.

En los suelos saturados los poros contienen agua sólo parcialmente ya que en ellos existe aire en una proporción de acuerdo con el grado de saturación y la diferencia de comportamiento mecánico entre el agua y el aire imparte características complejas al conjunto; sin embargo, dentro del concepto de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, es el esfuerzo efectivo el que controla la componente friccionante de dicha resistencia. Los esfuerzos cortantes son tomados solo por las partículas sólidas del suelo no saturado (esqueleto del suelo), excepto a niveles de deformación muy altos. En prueba rápida el incremento de resistencia tiene como limite el esfuerzo principal menor, en el que el aire se comprime tanto que entra en solución con el agua (desapareciendo la fase gaseosa) y de ahí en adelante el suelo se comporta como totalmente saturado.

En prueba rápida consolidada sucede algo similar pues en la segunda etapa de la prueba ocurre una cierta consolidación adicional a expensas de los gases.

En prueba lenta el suelo se comporta en forma semejante a los suelos saturados pues los gases y el agua entran o salen libremente de la muestra, según sea la sollicitación de carga a la que se somete el suelo. En toda etapa los esfuerzos efectivos se mantienen igual a los totales. Las envolventes de resistencia de la prueba rápida consolidada ya no son rectas sino curvas como se muestra en la figura 2-22.³

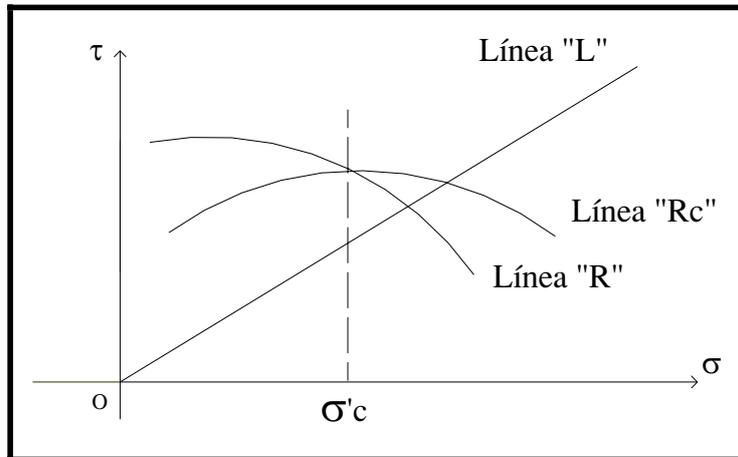


Figura 2-22 Aspecto típico de las envolventes de falla en suelos no saturados

Para presiones normales mayores que la de consolidación la resistencia es mayor en prueba rápida consolidada y para presiones menores es mayor en prueba rápida. En prueba rápida consolidada efectuada a presiones mayores que la de consolidación hay consolidación de la muestra y en caso contrario hay expansión.

2.3.1.9 Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes.

La resistencia al esfuerzo cortante de una masa friccionante depende de las siguientes características del propio material:

- Compacidad o grado de compactación.
- Forma de las partículas.
- Distribución granulométrica.
- Resistencia individual de las partículas.
- Tamaño de las partículas.

En una arena suelta, la deformación por esfuerzo cortante produce un mejor acomodo de los granos que se manifiesta por una disminución de volumen el cual tiende a un valor constante cuando el esfuerzo también llega a ser constante (ver figura 2-23).³

CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS DE LA ZONA

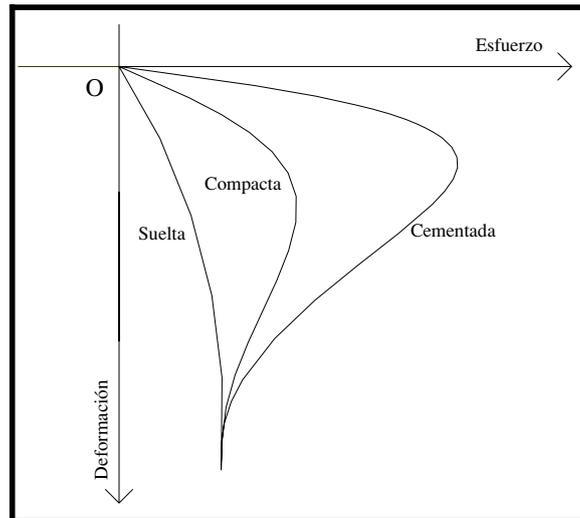


Figura 2-23 Gráfica esfuerzo-deformación para una arena en estado suelto, compacto y cementado, bajo la misma presión normal.

En la arena compacta los granos que originalmente estaban acomodados han de moverse sobre sus vecinos y relativamente a ellos para que halla deformación lo cual produce estructuras más sueltas que la original y el volumen de la arena aumenta aun después de la resistencia máxima y tiende a un valor constante cuando la resistencia alcanza su valor último, menor que el máximo (ver figura 2-24).³

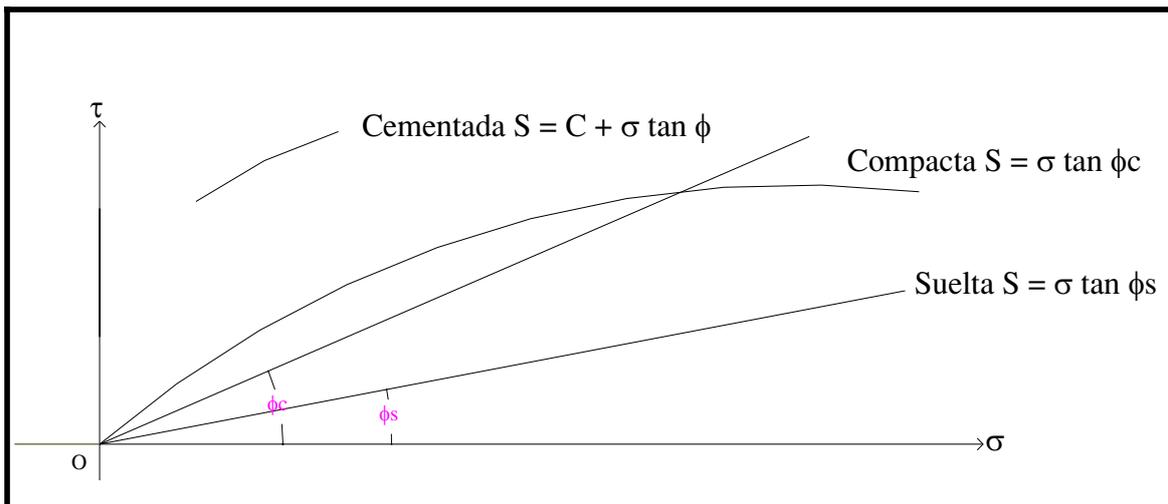


Figura 2-24 Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

2.3.2 Consolidación.

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. Los procesos reales de deformación pueden siempre descomponerse en esas dos facetas; hay una componente volumétrica de la deformación y otra desviadora; el proceso real puede así considerarse siempre como una adición de ambas.

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de la carga sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir solo en dirección vertical; esta es la consolidación unidimensional o unidireccional. En el caso citado arriba, por ejemplo, la consolidación sería de ese tipo, considerando que los estratos depositados tienen gran extensión horizontal, en comparación con su espesor. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Si eventualmente, el anterior material depositado llega a subyacer en el lugar donde se construya una estructura y se observa el comportamiento ulterior del suelo, podrá notarse que los estratos se comprimen aun más, bajo las nuevas cargas que se les comunica.

La consolidación en estratos de arcilla puede investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.³

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos en

comparación con el tiempo en que el estrato real se consolidara bajo la carga de la estructura. De hecho en la aplicación de las teorías en la práctica de la Mecánica de Suelos, se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio, que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza.

Una prueba unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, es decir de pequeña altura en comparación con su diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca dentro de la cazuela de un consolidómetro. El consolidómetro que se muestra en la figura 2-25 es de tipo de anillo flotante, hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.³

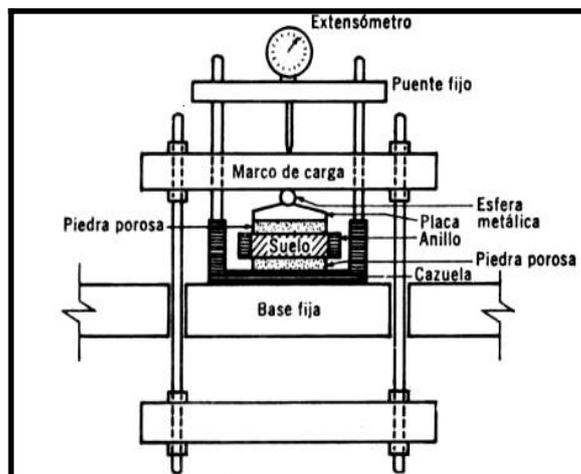


Figura 2-25 Detalle de colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante

Por medio del marco de carga como el mostrado en la Figura 2-25, se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área por el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un periodo de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación (Figura 2-26) y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado.³

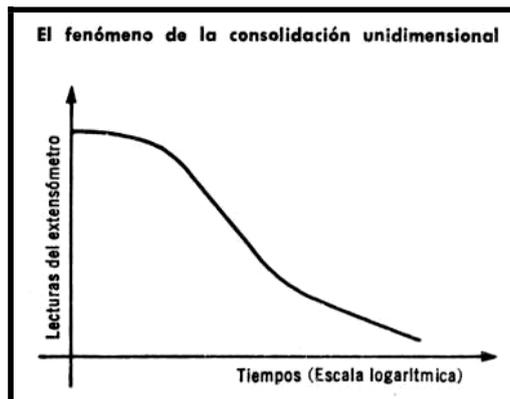


Figura 2-26 Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala)

En rigor la prueba de consolidación, tal como se hace en un consolidómetro, hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal; por lo tanto, tomando en cuenta las definiciones de deformación volumétrica y desviadora, se ve que ambas ocurren; a todo nuevo volumen de la muestra le corresponde una nueva forma. La popularidad de la prueba se debe a su facilidad, respecto a una sola idea en que sólo hubiera cambio de volumen, prueba que sería difícil de realizar. Por otra parte, aún cuando la discusión correspondiente queda fuera de los alcances de esta obra, todo parece indicar que la compresibilidad volumétrica del suelo en el consolidómetro es similar a la que se manifiesta en condiciones de aplicación de la misma presión por igual en mismas direcciones, en la forma en que ocurriría al hacerlo en la forma ideal. Quizá sobre un espécimen esférico.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen en suma de toda la prueba, una

vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión en escala natural o logarítmica (más comúnmente usada) y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes valores de las relaciones de vacíos en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad (Figura 2-27) y de ellas se obtienen una en cada prueba de consolidación completa.

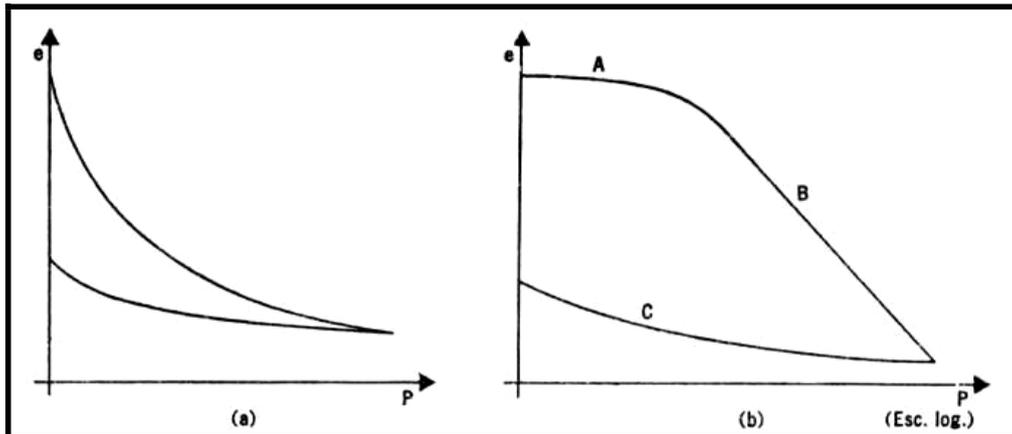


Figura 2-27 Formas típicas de las curvas de compresibilidad en suelos compresibles.

- (a) Representación aritmética.
- (b) Representación semilogarítmica.

Generalmente la curva de compresibilidad se divide en tres tramos diferentes. El A es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva alcanzando su máximo en la proximidad de la unión con el tramo B.³

El tramo B es un tramo recto muy aproximadamente y con el se llega al final de la etapa de carga de la prueba al aplicar el máximo incremento de la carga al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se sujeta al espécimen a cargas decrecientes permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero, en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen sí bien este nunca llega a su relación de vacíos inicial; el tramo C de la curva corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse tramo de recompresión, el tramo B tramo virgen y el C tramo de descarga.

2.3.2.1 Empleo de la curva de compresibilidad en el cálculo de asentamiento total primario de un estrato arcilloso sujeto a consolidación.

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor H , debido a un proceso de consolidación unidimensional, con flujo vertical, inducido por una sobrecarga Δp , actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de la prueba de consolidación y del esquema 2-27a.

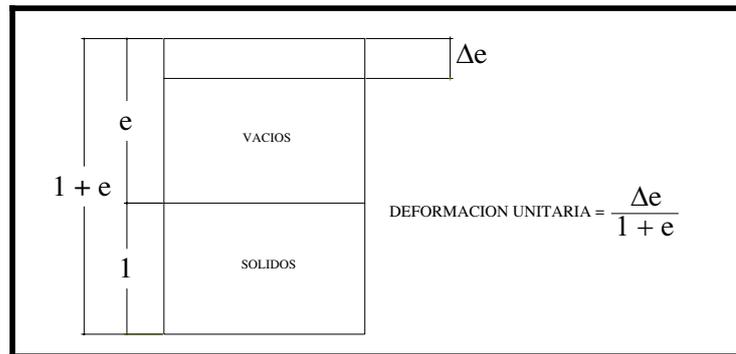


Figura 2-27a Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

Evidentemente, si Δe representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, de espesor $1 + e$, podría escribirse, para un estrato de espesor H , asimilado a esa muestra

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

ΔH es la disminución de espesor total del estrato de espesor H . Ahora H es siempre el espesor total del estrato, independientemente de las condiciones de drenaje.

2.3.3 Ley de Darcy y coeficiente de permeabilidad.

El flujo de agua a través de medios porosos, de gran utilidad en la Mecánica de suelos, ésta gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Henri Darcy en 1856. Darcy investigó las características del flujo del agua a través de filtros, formados precisamente por materiales terrosos.³

Trabajando con dispositivos de diseño especial, esencialmente reproducidos en el esquema de la figura 2-28; Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto queda expresado por:

$$Q = \frac{dv}{dt} = k A i$$

A es el área total de la sección transversal del filtro e i el gradiente hidráulico del flujo, medido con la expresión:

$$i = \frac{(h_1 - h_2)}{L}$$

En cualquier punto del flujo la altura piezométrica h es la carga de la elevación z del punto, más la carga de presión en dicho punto. La carga de velocidad se desprecia en razón de la pequeñez de las velocidades que el agua tiene a través del medio poroso. La diferencia $h_1 - h_2$ representa la pérdida de energía sufrida por el flujo en el desplazamiento L.

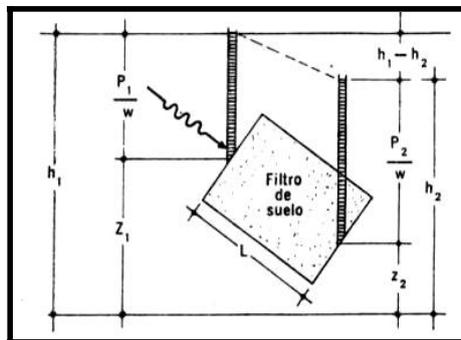


Figura 2-28 Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

Nótese que en la figura 2-28 por ejemplo, que el agua fluye de un punto a menor presión a otro a mayor y es que la carga hidráulica total es la suma de los dos factores mencionados y no sólo de la presión; es claro que en flujo horizontal el gradiente hidráulico y el flujo tendrán que ocurrir en el sentido de las presiones descendentes.

La ecuación de continuidad del gasto establece que $Q = A v$

Siendo A el área del conducto y v la velocidad del flujo. Llevando esta expresión se deduce que $v = k i$

En las ecuaciones anteriores relacionadas con la ley de Darcy, aparece una constante física de proporcionalidad, k , llamada coeficiente de permeabilidad del suelo y que se define como la velocidad del agua a través del suelo o la capacidad que tiene el suelo para dejar fluir el agua. Es obvio que en el valor numérico de k se reflejan propiedades físicas del suelo y en cierta medida ese valor indica la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través del suelo, estando sujeta a un gradiente hidráulico dado. Esta facilidad a su vez depende de toda una serie de propiedades físicas del suelo y, también de algunos factores, tales como la temperatura, entre otros.³

2.3.3.1 Velocidad de descarga, velocidad de filtración y velocidad real.

Considérese un filtro de suelo como el de la figura 2-29, análogo a la figura 2-28. Se representa al suelo dividido en sus dos fases de sólidos y de vacíos. Obsérvese que en esta situación, el área disponible para el paso del agua es A_v , en lugar de A tal como se supuso en la ley de Darcy. Si el flujo es establecido, sin embargo, debe tenerse el mismo gasto en el tubo libre que en el suelo; por lo tanto, teniendo en cuenta la condición de continuidad, puede escribirse:

$$A_v v_1 = Av$$

Donde:
$$v_1 = \frac{A}{A_v} v$$

Considerando al filtro de un espesor unitario normal al papel, se tiene:

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1}{n} = \frac{1+e}{e}$$

Por lo tanto:

$$v_1 = \frac{1+e}{e} v$$

La velocidad v que se deduce directamente de la ley de Darcy, se llama velocidad de descarga o, simplemente velocidad. La velocidad v_1 que toma en cuenta la existencia de una fase sólida impermeable, se llama velocidad de filtración y es la velocidad media de avance del agua en la dirección del flujo.

Sin embargo, en la obtención de la velocidad de filtración se supuso que el agua tenía trayectoria recta al pasar a lo largo del filtro, por lo cual no representa la velocidad con la que el agua se está moviendo. El agua no recorre la longitud L al atravesar el suelo, sino una línea sinuosa o irregular de longitud L_m .³

Entonces si v es la velocidad media real, podría escribirse:

$$v_2 = v_1 \frac{L_m}{L} = \frac{1+e}{e} \frac{L_m}{L} v$$

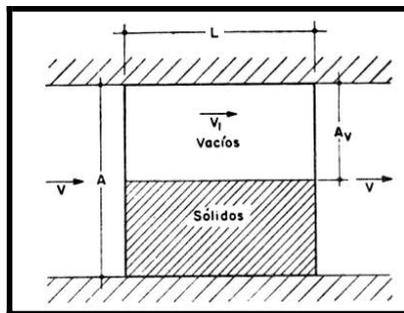


Figura 2-29 Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la velocidad de filtración.

2.3.3.2 Métodos para medir el coeficiente de permeabilidad del suelo.

Hay varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos directos, así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros indirectos, proporcionados, en forma secundaria por pruebas y técnicas que primariamente persiguen otros fines. Estos métodos son los siguientes:

Directos:

- Permeámetro de carga constante
- Permeámetro de carga variable
- Prueba directa de los suelos en el lugar.

Indirectos:

- Cálculo a partir de la curva granulométrica.
- Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
- Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

2.3.3.3 Permeámetro de carga constante.

Ofrece el método más simple para determinar el coeficiente de permeabilidad de ese suelo. Una muestra de suelo de área transversal A y longitud L , confinada en un tubo se somete, a una carga hidráulica h (figura 2-30). El agua fluye a través de la muestra midiéndose la cantidad que pasa en el tiempo t , aplicando la ley de Darcy: ³

$$v = k A i$$

v es la mencionada cantidad de agua (volumen de agua).

El gradiente hidráulico medio vale:

$$i = \frac{h}{l}$$

Entonces:

$$k = \frac{v l}{h A t}$$

El inconveniente del permeámetro es que, en suelos poco permeables el tiempo de prueba se hace tan largo que deja de ser práctico usando gradientes hidráulicos razonables.

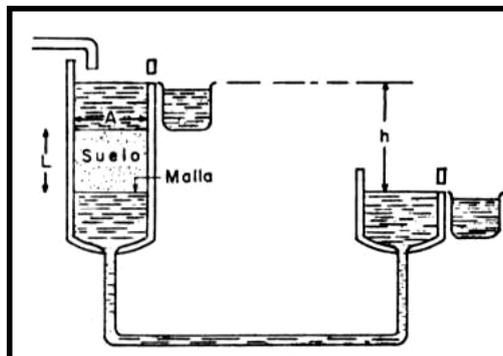


Figura 2-30 Permeámetro de carga constante

2.3.3.4 Permeámetro de carga variable.

En este tipo de permeámetro se mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo, por diferencia de niveles en un tubo alimentador. En la figura 2-31 aparecen dos dispositivos típicos el (a) usado para suelos finos y el (b) para materiales gruesos.

Al ejecutar se llena de agua el tubo vertical del permeámetro, observándose su descenso a medida que el agua atraviesa la muestra.³

Con referencia en la figura 2-31.a sea:

a = área del tubo vertical de carga.

A = área de la muestra.

L = longitud de la muestra.

h_1 = carga hidráulica al principio de la prueba

h_2 = carga hidráulica al final de la prueba

t = tiempo requerido para que la carga hidráulica pase de h_1 a h_2

Considerando un tiempo dt , la cantidad de agua que atraviesa la muestra será según la ley de Darcy:

$$dV = k A i dt = k A \frac{h}{L} dt$$

integrando la ecuación anterior no sin antes haber establecidos sus límites correspondientes y reduciendo términos, es fácil llegar a la expresión que permite el cálculo del coeficiente de permeabilidad con el permeámetro de carga variable:³

$$k = 2.3 \frac{L}{t} \log \frac{h_1}{h_2}$$

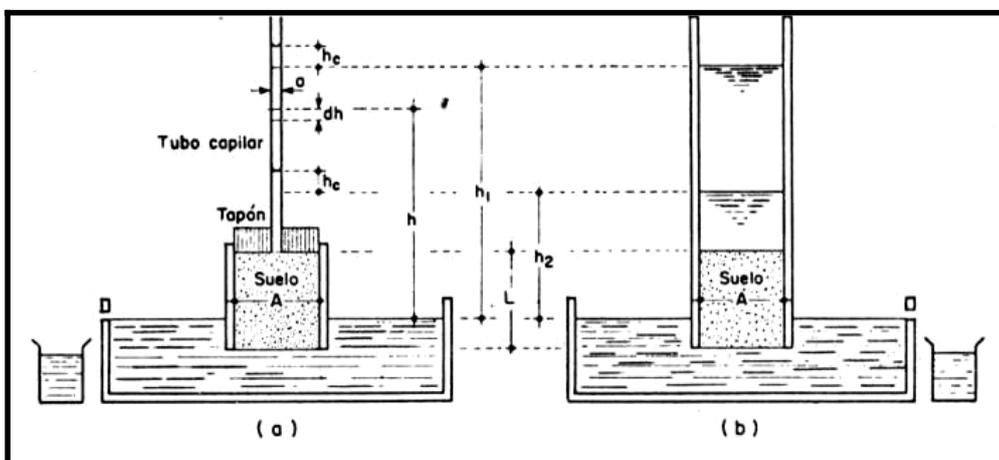


Figura 2.31 Esquemas del permeámetro de carga variable

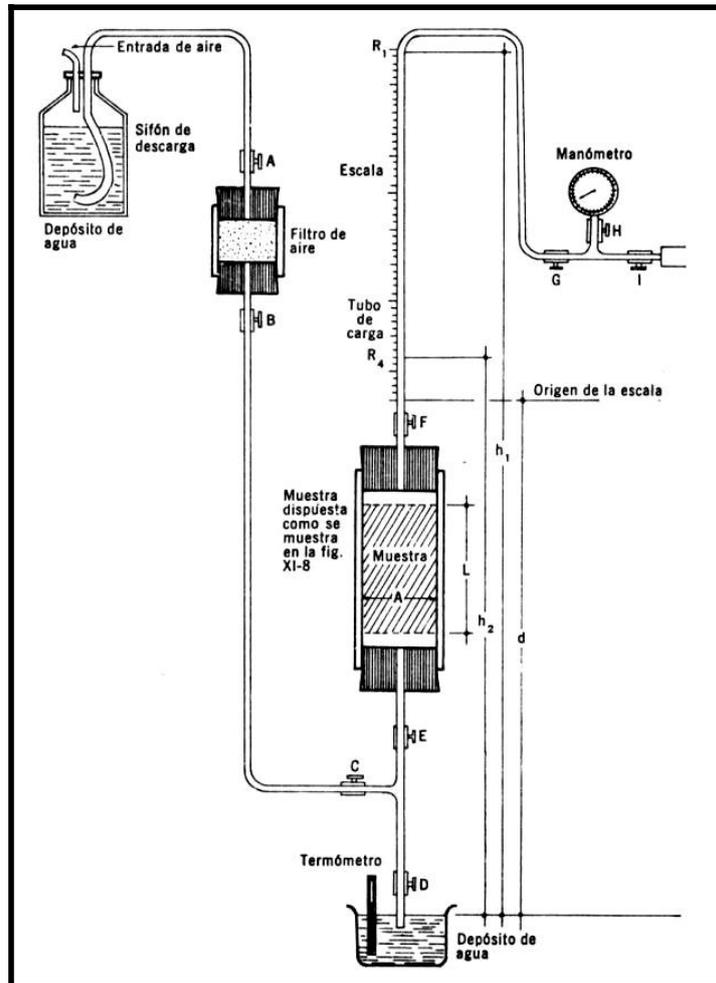


Figura 2-32 Dispositivo detallado del permeámetro de carga variable.

Como se mencionó anteriormente existen factores inherentes que afectan la permeabilidad del suelo como a características del agua circulante. Los principales factores son:

1. - la relación de vacíos del suelo
2. - la temperatura del agua.
3. - la estructura y estratificación del suelo
4. - la existencia de agujeros, fisuras, etc. en el suelo.

Para efectos de la práctica el factor más importante que podría afectar la permeabilidad o el coeficiente de permeabilidad del suelo es la temperatura del agua.³

Influencia de la temperatura del agua

Efectuando un análisis teórico, puede verse que, al variar la temperatura del agua manteniendo los demás factores constantes, existe la relación.

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{v_2}{v_1}$$

en donde v es la viscosidad cinemática del agua.

Para poder comparar fácilmente los resultados de las pruebas de permeabilidad es conveniente referirlos a una temperatura constante, normalmente a 20° C.

$$k_{20} = k_t \frac{v_T}{v_{20}}$$

Experimentalmente se ha encontrado que la anterior relación teórica es correcta para arenas, habiéndose encontrado pequeñas desviaciones para las arcillas.

Para aplicar la relación es recomendable usar un diagrama que muestre la relación entre la temperatura T de prueba y el coeficiente $v_T = v_{20}$.

En lugar de la relación entre viscosidad cinemática puede usarse la relación de viscosidad absoluta ya que la variación del peso específico del agua con la temperatura es mínima con respecto al cambio de viscosidad.³

2.4 INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA DE CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS.

La capacidad de carga (Q, q), se define como el esfuerzo que puede ser aplicado por una estructura al suelo que la soporta sin causar asentamientos excesivos o el peligro de falla del suelo por esfuerzo cortante.

El problema se puede visualizar analizando el modelo mecánico de Khristianovich, que consiste en considerar una balanza cuyo desplazamiento

está restringido por fricción en las guías de los platillos; si un peso suficientemente pequeño se coloca en un platillo, la balanza permanecerá en equilibrio, pues la fricción de las guías puede neutralizarlo.

La estabilidad de las cimentaciones se puede ilustrar con el siguiente esquema (figura 2-33):

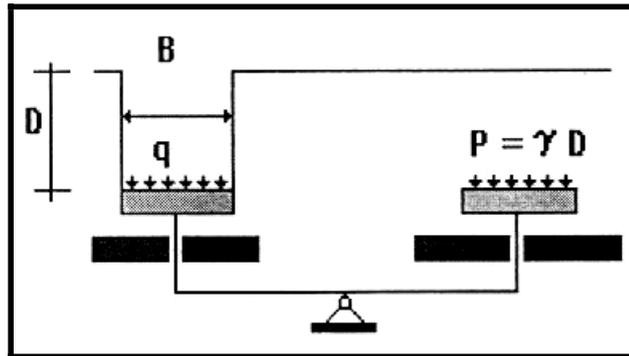


Figura 2-33 Esquema de estabilidad de las cimentaciones.

2.4.1 Teorías de capacidad de carga.

Todas las teorías matemáticas tienen la solución de Prandtl como punto de partida al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo bajo condiciones de deformación plana; esta solución desarrollada en el marco de la teoría de la plasticidad, supone al medio rígido - plástico perfecto.

2.4.1.1 Análisis límite al problema de la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos.

La teoría de la elasticidad permite establecer la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, cuando sobre el suelo actúa una carga uniformemente repartida, sobre una banda de ancho " $2b$ " y de longitud infinita (figura 2-34).⁵

⁵ JUAREZ, Badillo Eulalio., RICO, Rodríguez Alfonso. **Mecánica de suelos**. Tomo II. Teoría y aplicaciones de Mecánica de Suelos. Edt. Limusa. México. Novena reimpresión, 1984.

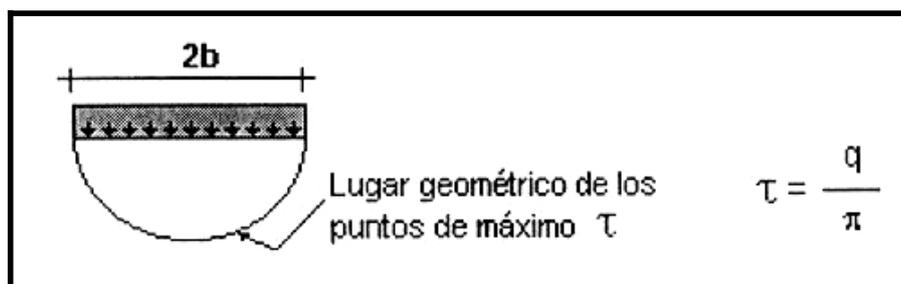


Figura 2-34 Esfuerzos cortantes máximos bajo una banda infinita de longitud infinita, según la teoría de la elasticidad.

La solución será un estado de esfuerzos estáticamente admisible, siempre y cuando el valor del esfuerzo cortante máximo ($\tau_{\text{máx}}$) no sobrepase el valor de la resistencia del material, supuesta igual a la cohesión C que es la condición para que no haya fluencia en ningún punto del medio.

Si:
$$\tau_{\text{máx}} = q = c = q/\pi$$

$$q_{\text{máx}} = \pi c$$

Esta ecuación proporciona una cota inferior para el valor de la carga última q_u que puede colocarse sobre el medio sin que ocurra falla en ningún punto del mismo.

Para complementar el análisis límite a los problemas de capacidad de carga en suelos puramente "cohesivos", se requiere encontrar una cota superior para el valor de la carga última q_u para lo cual se considera una superficie de falla circular con centro en "o", extremo de área cargada y radio $2b$, (básicamente es una aplicación del método sueco al problema de capacidad de carga), igual al ancho del cimiento. El momento máximo (M) que tienda a producir el giro del terreno de cimentación como cuerpo rígido sobre la superficie de deslizamiento vale: ⁵

$$M = M_m = q * 2b * b = 2 q b^2$$

El momento resistente (M_R) que se opone al giro, es producido por la cohesión que vale:

$$R = M_R = 2 \pi b * 2b = 4 \pi c b^2$$

Comparándolos se deduce que para el círculo analizado, la carga máxima que puede tener el cimiento sin falla será:

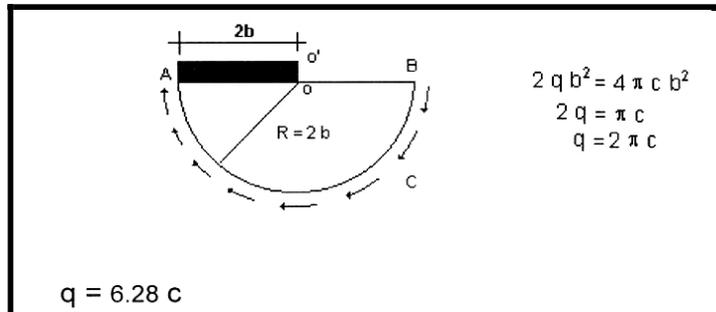


Figura 2-35 Esquema de análisis para suelos puramente cohesivos.

El círculo más crítico se alcanza si escogemos un centro (O') más alto que (O), para el cual:

$$q_{\text{máx}} = 5.5 c$$

Así la carga última real q resulta acotada entre los siguientes valores:

$$\pi c < q_u < 5.5 c$$

2.4.2 Solución de Prandtl (suelos cohesivos).

Prandtl estudió el problema de la indentación de un medio semi - infinito, homogéneo, isótropo y rígido - plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita, de base plana, considerando que el contacto entre el elemento y el medio era completamente liso y propuso el mecanismo de falla que en forma esquemática se representa a continuación (figura 2-36):⁵

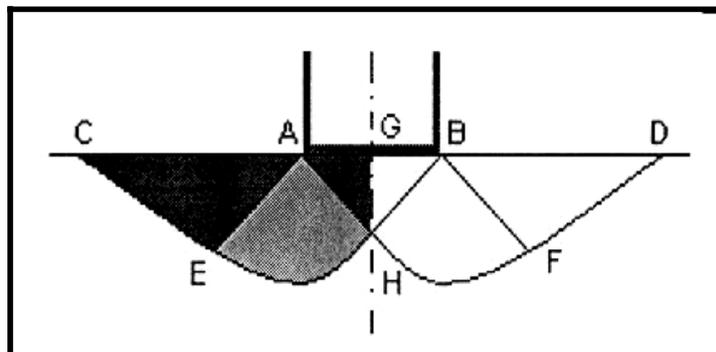


Figura 2-36 Esquema del mecanismo de falla según Prandtl.

Se trata de calcular la máxima presión que se puede dar al elemento rígido sin que penetre en el medio semi - infinito; a este valor particular de la presión se le denomina carga límite.

La superficie AB es un plano principal pues no existe en ella esfuerzos rasantes (plano liso). AC y BD, son superficies libres de esfuerzos, por lo tanto los esfuerzos normales horizontales inducidos por la presión del elemento a lo largo de AC y BD, son de compresión. Se deduce que para tener un estado de falla incipiente en la vecindad de dichas superficies se requiere que el esfuerzo de compresión debe tener un valor de $2c$.

Siendo el medio un sólido de resistencia constante igual a C , un elemento vecino a la superficie AC o BD, está en condición análoga a la que se tiene en una prueba de compresión simple, en la cual, la resistencia $q_u = 2C$.

Donde: q_u es la resistencia a la compresión simple.

Aplicando la teoría de los cuerpos perfectamente plásticos se encuentra que: la región ACE y la región AGH son regiones de esfuerzos normales constantes, iguales a la compresión horizontal mencionada.

La transición entre ambas regiones es una zona de esfuerzos cortantes radial (AEH). Con estos estados de esfuerzos, Prandtl calculó que la presión límite que puede colocarse en la superficie AB, está dada por:

$$q_c = (\pi + 2) C$$

Donde: q_c es la presión máxima.

Prandtl, consideró que la región ABH se incrusta como cuerpo rígido, moviéndose verticalmente hacia abajo como si fuera parte del elemento rígido. En la región AEH las líneas de deslizamiento son espirales semilogarítmicas, con una velocidad tangente en tales líneas igual a $\frac{\sqrt{2}}{2}$, constante en toda la región, supuesto que el elemento rígido desciende con tal velocidad unitaria.⁵

Finalmente, la región ACE se mueve como cuerpo rígido con la velocidad $\frac{\sqrt{2}}{2}$, en la dirección EC.

Esta solución es la base de todas las teorías de capacidad de carga que se han desarrollado para aplicación específica en suelos.

2.4.3 Teoría de Terzaghi (suelos con cohesión y fricción).

Cubre el caso más general de los suelos con cohesión y fricción; además, es la de mayor aplicación actualmente, especialmente en el caso de cimientos poco profundos. (La expresión cimientos poco profundos se aplica a aquellos en los que el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre la superficie del terreno natural y la base del cimiento)

La resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante la despreció y sólo la consideró de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q = \gamma D_f$, actuante en un plano horizontal, que pasa por la base del cimiento, donde γ es el peso específico del suelo y D_f es la profundidad de desplante.

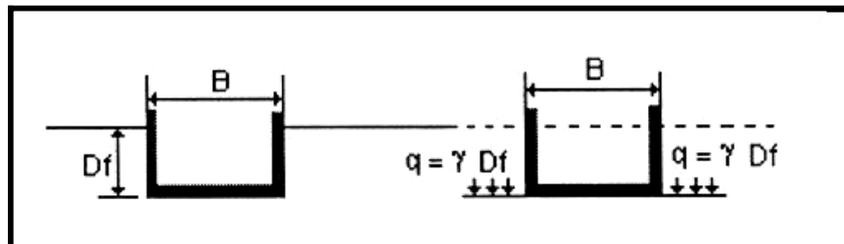


Figura 2-37 Esquema de equivalencia.

El esquema anterior (figura 2-37) representa la equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso.

La Figura 2-38 representa el mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi. (Cimiento de longitud infinita normal al plano del papel).⁵

La zona I es una cuña que se mueve verticalmente hacia abajo del cimiento, como un cuerpo rígido.

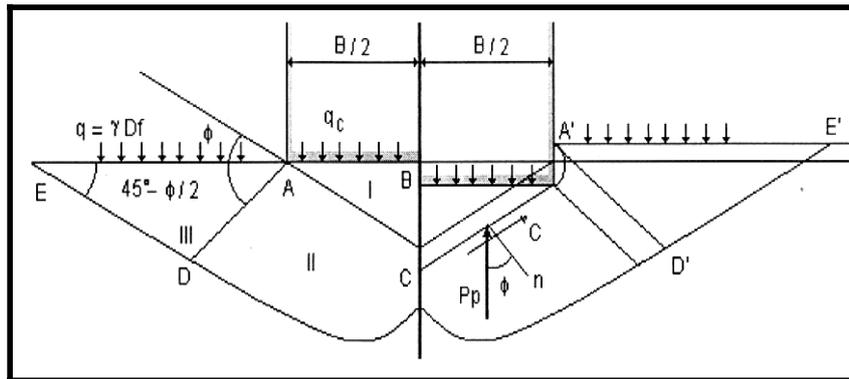


Figura 2-38 Mecanismo de falla según Terzaghi.

La zona II, es la deformación tangencial radial; la frontera AC forma el ángulo ϕ con la horizontal cuando la base del cimiento es rugosa; si fuera idealmente lisa, sería de $45^\circ + \phi/2$; la frontera AD forma un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal en cualquiera de los dos casos.

La zona III, corresponde a un estado plástico pasivo de Rankine.

Se considera que la penetración del cimiento en el terreno sólo será posible si se vencen las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración; éstas comprenden al efecto de la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva del suelo desplazado actuante en dichas superficies. Por tratarse de un caso de falla incipiente, estos empujes formarán un ángulo ϕ con las superficies, es decir, serán verticales en cada una de ellas.⁵

Despreciando el peso de la cuña I y considerando el equilibrio de fuerzas verticales, se tiene:

$$q_c * b = 2 P_p + 2C \text{ sen } \phi$$

Donde:

q_c es la presión máxima en el cimiento, por unidad de longitud del mismo.

P_p es el empuje pasivo actuante en la superficie AC.

C es la fuerza de cohesión actuante en la superficie AC.

Como $C = cB/2 \text{ cos } \phi$

Tenemos que: $q_c = \frac{1}{2} (2P_p + 2cB \text{ tan } \phi)$

La fuerza P_p puede descomponerse en tres partes: P_{pc} , P_{pq} y P_{py} .

P_{pc} es la componente de P_p debida a la cohesión actuante a lo largo de la superficie CDE.

P_{pq} es la componente de P_p debida a la sobrecarga $q = \gamma D_f$, que actúa en la superficie AE.

$P_{p\gamma}$ es la componente de P_p debida a los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento CDE, causado por el peso de la masa de suelo en las zonas II y III.

Por lo que la formula anterior se puede describir como:

$$q_c = (P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma} + \frac{1}{2} c B \tan \phi) \cdot 2 / B \dots\dots\dots(1)$$

Calculando algebraicamente entre los valores de P_{pc} , P_{pq} y $P_{p\gamma}$, Terzaghi llegó a la siguiente expresión de esa fórmula:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

q_c es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin producir su falla.

N_c , N_q y N_γ son los coeficientes adimensionales que dependen sólo del valor de ϕ , y se denominan como "factores de capacidad de carga", debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.⁵

$$N_c = (2 P_{pc} / B c) + \tan \phi$$

$$N_q = 2 P_{pq} / B \gamma D_f$$

$$N_\gamma = 4 P_p$$

Son factores función de ϕ .

La componente P_{pc} es proporcional a B y a C , por lo que P_{pc} será doble si el valor de C se duplica, por lo que podrá escribirse que:

$$P_{pc} = K_c B c$$

Donde: K_c = es una constante que dependerá del valor de ϕ .

Análogamente, se observa que al duplicarse B , se duplica la superficie donde actúa la sobrecarga $q = \gamma D_f$, por lo que P_{pq} resulta proporcional al propio valor de q , por lo que puede escribirse como:

$$P_{pq} = K_q B \gamma D_f$$

K_q es función sólo de ϕ .

Por último, al duplicarse B se cuadruplica el área de las zonas II y III y con ella el peso del material de dichas zonas. Matemáticamente, lo anterior se expresa diciendo que $P_{p\gamma}$ es proporcional a B^2 y es evidente que $P_{p\gamma}$ debe ser proporcional a γ por lo que se puede escribir como:

$$P_{p\gamma} = K_\gamma \gamma B^2$$

K_γ es función sólo de ϕ .

$$q_c = 2/B (K_c B_c + K_q B \gamma D_f + K_\gamma \gamma B^2 + \frac{1}{2} B_c \tan \phi)$$

$$q_c = [(2 K_c + \tan \phi) C + (2 K_q) \gamma D_f + (2 K_\gamma) B \gamma]$$

Llamando a los términos entre paréntesis N_c , N_q y $N_\gamma / 2$, se llega a la siguiente ecuación, que se fundamenta de la teoría de Terzaghi: ⁵

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (2)$$

Permite calcular la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita.

La condición para su aplicación a un problema específico consiste en conocer los valores de N_c , N_q y N_γ , en ese problema y Terzaghi los presenta en forma gráfica (figura 2-39). La gráfica, (figura 2-39) que proporciona los valores de N_c , N_q y N_γ en función de ϕ además, aparecen otras curvas (líneas discontinuas) N'_c , N'_q y N'_γ , de valores modificados (valores de capacidad de carga).

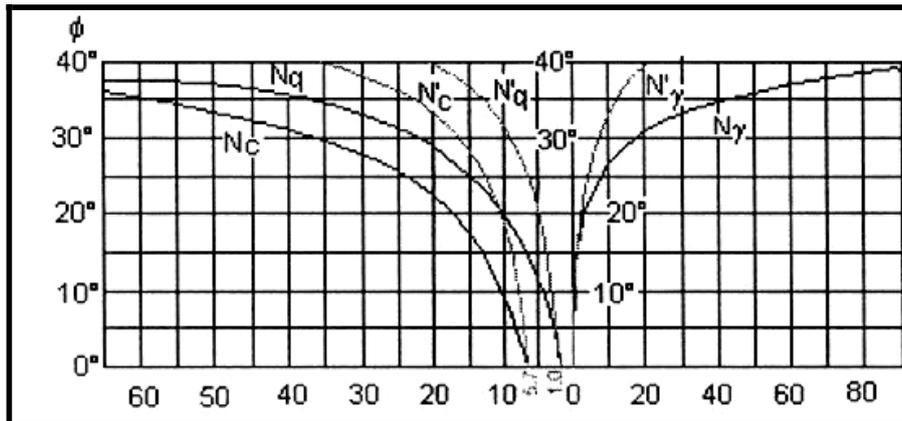


Figura 2-39 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.

La razón es que el mecanismo de falla mostrado en la Figura 2-38, supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados incipientemente bajo carga se amplían hasta los puntos E y E', en tal forma que en el instante de falla, toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite.

Para determinar la capacidad de carga última con respecto a la falla local, se trabaja con las siguientes fórmulas:

$$C' = 2/3 C \quad \text{y} \quad \tan \phi' = 2/3 \tan \phi$$

Dado un ángulo ϕ en un suelo en que pudiera esperarse una falla local, se puede calcular ϕ' con las expresiones anteriores, si con este valor de ϕ se⁵ entra a las gráficas (líneas llenas), se obtendrán los factores de N iguales a los que se determinan entrando con el ángulo ϕ original en las líneas discontinuas, para los factores de N', así se evita el cálculo reiterado de C' y $\tan \phi'$.

En definitiva, la capacidad de carga última respecto a la falla local queda determinada por la siguiente expresión:

$$q_c = 2/3 C N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

Esto se refiere únicamente a cimientos continuos, es decir, la longitud infinita normal al plano del papel.

Para cimientos cuadrados o redondos, Terzaghi propuso las siguientes fórmulas, basadas en resultados experimentales:

$$\text{Zapata cuadrada } q_c = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$\text{Zapata circular } q_c = 1.3 C N_c + \gamma f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

Estas fórmulas sólo son validas para cimientos sujetos a carga vertical y sin excentricidad.

2.4.3.1 Aplicación de teoría de Terzaghi en suelos puramente cohesivos.

Para un suelo puramente cohesivo y en el caso de un cimiento de base rugosa, los factores de carga resultan los expuestos en la figura 2-39 antes mencionada (dibujo representativo, sin escala).⁵

$$\text{Si: } N_c = 5.7, N_q = 1.0 \text{ y } N_\gamma = 0.0$$

Sustituyendo valores en:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$\text{queda: } q_c = 5.7C + \gamma D_f$$

$$\text{O bien: } q_c = 2.85 q_u + \gamma D_f \text{ (cimiento infinitamente largo } B/L = 0).$$

Donde: $q_u = 2C$ = resistencia a la compresión simple del material.

Para cimientos cuadrados y circulares, $B/L = 1$

$$q_c = 1.3(5.7)C + \gamma D_f$$

Para cimientos largos pero de longitud finita:

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

La aproximación entre cimientos infinitamente largos y los cuadrados, consiste en establecer una interpolación lineal entre ambos casos extremos, para cimientos largos pero de longitud finita.

2.4.4 Teoría de Skempton.

Terzaghi en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos no toma en cuenta la profundidad "D" de desplante para fijar el valor de "Nc".

Pensando en sus términos de superficies de falla, el cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en la cual la cohesión trabajará más, a lo que corresponderá un mayor valor de Nc.

Skempton encontró que Nc crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento, pero no en forma ilimitada, de manera que Nc permanece constante de una cierta profundidad hacia adelante.⁵

Skempton propone para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos que:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f$$

Ahora Nc ya no siempre vale 5.7 pues varía con la relación Df/B según se muestra en la figura 2-39b.

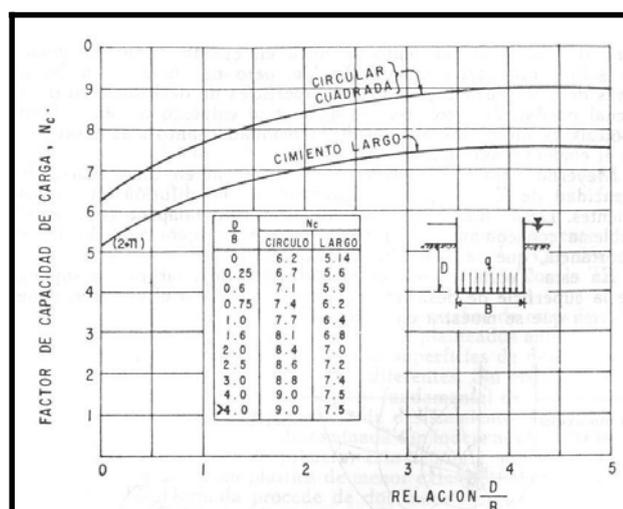


Figura 2-39b Valores para Nc según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

En los casos de suelos heterogéneos estratificados se tendrá mucho cuidado con el término (γD_f) que representa la presión del suelo al nivel del desplante y que, deberá calcularse considerando los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos específicos, en la condición del suelo que se trate, más cualquier sobrecarga distribuida en la superficie del suelo.

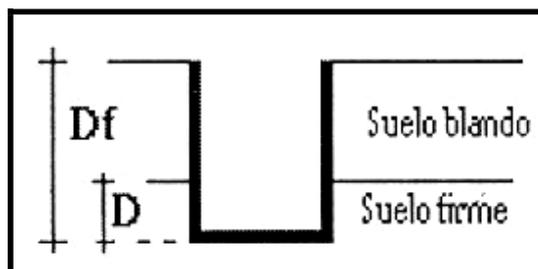


Figura 2-40 Esquema de consideración de Skempton.

2.4.5 Teoría de Meyerhof.

Terzaghi en el análisis de su teoría no tomó en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento; el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma como una sobrecarga perfectamente flexible pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante. Esto es menos cierto cuando más profundo sea el cimiento considerado.

En la teoría de Meyerhof, y para el caso de cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento, tiene la forma siguiente:

Según Meyerhof (ver figura 2-41):

La cuña ABB' , es una cuña de esfuerzos uniformes, que se pueden considerar en estado activo de Rankine.

La cuña $ABB'C$, limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial, y ⁵

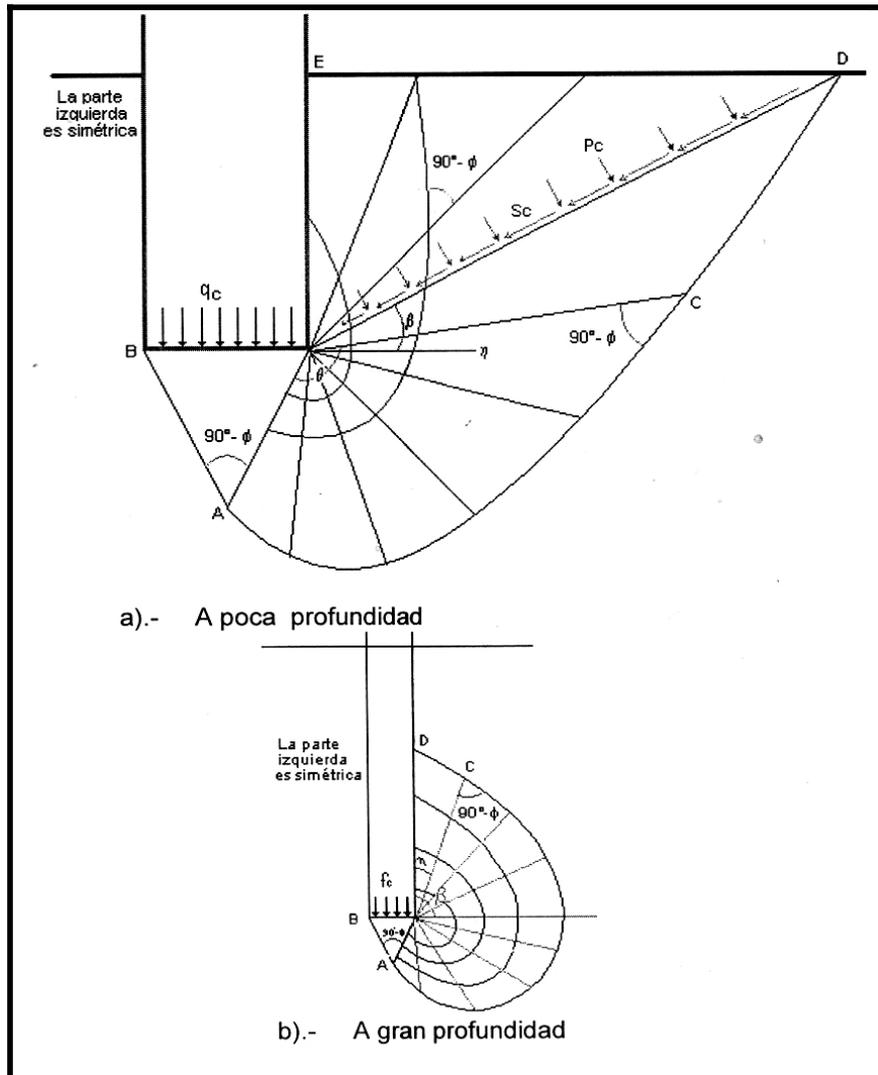


Figura 2-41 Esquema de la solución de Meyerhof al problema de capacidad de carga.

La cuña BCDE, es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los de corte radial hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en esta zona, depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación.

La línea B'D, la denominó como "superficie libre equivalente", y en ella consideró actuando a los esfuerzos normales P_o y tangenciales S_o , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña B'DE.⁵

La expresión final de esta teoría es la siguiente:

$$q_c = C N_c + P_o N_q + \gamma B N_\gamma$$

En un trabajo más reciente, para el caso de cimientos superficiales, vuelve a una ecuación que tiene la forma original propuesta por Terzaghi:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Los coeficientes N_c , N_q y N_γ , ahora son diferentes:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} N_\phi ; \text{ y para:}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, con relación largo a ancho: $B/L=0$ para cimientos largos y $B=L$ para los cuadrados, Meyerhof propone obtener los factores de capacidad de carga, interpolando los que da en su gráfica 1 dichos factores pueden determinarse multiplicando los factores de capacidad de carga correspondientes a cimientos superficiales muy largos por los denominados factores de forma, de origen empírico que son:

$$S_c = 1 + 0.2 N_\phi B/L$$

$$S_q = S_\gamma = 1 \quad \text{para: } \phi = 0^\circ$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi B/L \quad \text{para: } \phi 10^\circ$$

La medición de la capacidad de carga en fallas de cimentación reales, indican que en suelos friccionantes con $\phi > 30^\circ$, el factor N_γ de cimientos superficiales, circulares o cuadrados, es menor al que se tiene para cimientos muy largos. En una prueba triaxial de compresión (representativa de la condición de un suelo bajo un cimiento cuadrado o circular, ocurre que $\sigma_2 = \sigma_3$) y en una prueba triaxial bajo condición de deformación plana (representativa del estado de un suelo bajo un cimiento muy largo, σ_2 tiene un valor entre σ_1 y σ_3).⁵

En pruebas triaxiales de compresión y de deformación plana, en el caso de deformación plana es aproximadamente un 10% mayor al de prueba triaxial de compresión; esto hace que la capacidad de carga en cimientos superficiales largos resulte mayor en los circulares o cuadrados.

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, el valor de ϕ se puede interpolar linealmente (respecto a la relación B/L) entre los valores de cimientos cuadrados y los de cimientos muy largos, así Meyerhof propone la siguiente expresión:

$$\phi_r = \left(1.1 - 0.1 \frac{B}{L} \right) \bullet \phi_l$$

Donde:

ϕ_r ángulo de resistencia en un cimiento rectangular, con relación de dimensiones B/L=1.

ϕ_l ángulo determinado en prueba de compresión triaxial.

En cimientos superficiales en que D<B, el incremento en la capacidad puede afinarse con los denominados factores de profundidad, por los que hay que multiplicar los respectivos factores de capacidad de carga, para determinar los factores corregidos:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N \phi} \quad D/B$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{para } \phi = 0^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N \phi} \quad D/B \quad \text{para } \phi > 10^\circ$$

Hasta aquí, lo referente a cimientos superficiales en los que las resultantes de las cargas aplicadas a ellos, es centrada y vertical. ⁵

En el caso de que la carga sea excéntrica una distancia e del eje longitudinal del cimiento, Meyerhof recomienda aplicar las mismas fórmulas, modificando para efectos de cálculo el ancho del elemento de cimentación al valor:

$$B' = B - 2e$$

Que equivale a considerar la carga concentrada en un ancho menor que el real.

En el caso de una cimentación rectangular con carga excéntrica en las dos direcciones, se considera que una franja del cimiento de ancho $2e$, no contribuye a la capacidad de carga, debiendo usarse el ancho reducido B' en el término en que interviene B y además, debe usarse al calcular la carga total que puede soportar el cimiento, al valuar el área total de este; aplicando este criterio independientemente a las dos dimensiones del cimiento.

En el caso de un área circular, la formula que da la carga total del cimiento es:

$$\phi_{total} = [(\pi D D') / 4] q_u$$

donde: D' es el diámetro reducido = $D - 2e$

Para el caso de cimientos superficiales que han de soportar cargas inclinadas un ángulo α con la vertical, Meyerhof propone estimar la componente vertical de la capacidad de carga con base en los siguientes factores de inclinación:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2$$

Estos factores se multiplican a los respectivos factores de capacidad, obtenidos de la gráfica para determinar la capacidad reducida del cimiento.⁵

En resumen, la componente vertical de la capacidad de carga de un cimiento superficial, en el caso general de cargas inclinadas y excéntricas, puede escribirse como:

$$q_c = \frac{Q}{B'L'} = d_c i_c C \cdot N_c + d_q i_q \gamma \cdot N_q + d_\gamma i_\gamma \frac{1}{2} \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma$$

La capacidad de carga por punta de un pilote aislado, Meyerhof la expresa con la siguiente formula:

$$q_c = C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N'_q$$

valor que multiplicado por el área de la sección transversal de la base del pilote aislado da su capacidad portante total por punta, en la falla c y γ tiene la interpretación usual.

D es la profundidad del estrato resistente de apoyo; adicionalmente, el pilote deberá penetrar en dicho estrato una cantidad D'.

$$D' = 4 \cdot B \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Cuando el pilote no penetra en el estrato resistente el valor dado por la expresión anterior, no es adecuado sino uno menor, Meyerhof recomienda interpolar linealmente los factores de la capacidad entre N'c y N'q de su gráfica y los correspondientes a las cimentaciones superficiales, que deben regir si D'=0.

Si las propiedades del suelo varían cerca de la punta del pilote, Meyerhof recomienda obtener los valores medios a usar, promediando dichas propiedades en la zona comprendida entre cuatro diámetros (o anchos) sobre la punta y uno bajo ella, para el caso de suelos friccionantes. En arcillas puede considerarse una zona más estrecha (un diámetro arriba y debajo de la base).

2.4.6 Resumen de recomendaciones.

El criterio para considerar apropiada una de las teorías de capacidad de carga vistas, dependen del caso específico que se trate y obedece tanto a la confiabilidad de la teoría en sí, de acuerdo con los resultados de sus aplicaciones prácticas, como de la sencillez de aplicación.⁵

1. La teoría de Terzaghi se estima recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo, aplicándose de manera muy confiable hasta el limite $D < 2B$.

2. La teoría de Skempton es apropiada para cimentaciones en arcillas cohesivas ($\phi = 0$), tanto superficiales como profundas, incluyendo el cálculo de la capacidad de carga en cilindros y en pilotes.
3. La teoría de Meyerhof se puede usar para determinar la capacidad de carga en cimientos profundos en arenas y gravas, incluyendo cilindros y pilotes, aunque debe tenerse mucho cuidado, ya que en ocasiones se ha observado que proporciona valores muy altos respecto a los prudentes.

2.4.7 Capacidad de carga admisible, factor de seguridad.

Todas las capacidades de carga comentadas corresponden a valores de falla, por lo tanto no son los que en la práctica se asignan a cimentaciones reales. Así se llega al concepto de capacidad de carga admisible o de trabajo, que siempre debe ser menor a la de falla.

En la práctica, se acostumbra expresar la capacidad de carga admisible por una fracción de la de falla. En el caso de aplicar un factor de seguridad, éste deberá actuar sólo sobre la parte de q_c que exceda a γDf , es decir, sobre el término $C N_c$ de este modo queda:

$$q_{adm} = \frac{C \cdot N_c}{FS} + \gamma \cdot Df$$

Los suelos puramente friccionantes, la capacidad de carga es mucho mayor que la presión actuante al nivel de desplante, por lo que el dividir la capacidad de carga última total entre un FS produce un error, aunque pequeño.

Para suelos puramente cohesivos, en la práctica la capacidad de carga admisible se calcula con:

$$q_{adm} = \frac{q_c}{FS}$$

Existen valores típicos adoptados por costumbre, así en el análisis de las cargas actuantes se considera sólo las permanentes, es recomendable un FS= 3 mínimo. ⁵

Los asentamientos por consolidación se calculan de acuerdo con la teoría de la consolidación unidimensional con flujo vertical. Calculando los asentamientos que correspondan a cada elemento de la cimentación, pueden determinarse los asentamientos diferenciales. Debe tenerse en cuenta que al calcular el asentamiento bajo una zapata se debe hacer intervenir las presiones que transmitan otras zapatas vecinas situadas a distancias en que su influencia alcance a hacerse notar.

En el cálculo de asentamientos por consolidación sólo debe intervenir las cargas muertas y las cargas permanentes, pues las accidentales o transitorias actúan muy poco tiempo en comparación al requerido para influir en el proceso de consolidación.⁵

2.4.8 Cimentaciones Profundas.

Los elementos estructurales que actualmente se utilizan se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección circular o rectangular que son las más comunes.

Los elementos más esbeltos, con dimensiones transversales entre 0.30 y 1.00 m se denominan pilotes, aunque los más usuales varían de 0.30 a 0.60 m y pueden ser de madera, acero o concreto.

Los elementos cuyo ancho sobrepasan a un metro pero no exceden el doble de ese valor, suelen llamarse pilas. Muchas veces se requieren elementos de mayor sección y se les da el nombre de cilindros cuando tienen esta forma o con cajones de cimentación cuando tienen forma de paralelepípedo.

Se usan los pilotes o pilas cuando se requiere:

- 1.- Transmitir cargas de una estructura a través de un espesor de suelo blando o a través del agua, hasta un estrato resistente que garantice el apoyo adecuado. El trabajo de estos pilotes se puede visualizar de manera similar al de las columnas de una estructura.

- 2.- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre el suelo y el pilote.
- 3.- Compactar suelos granulares para generar capacidad de carga. Es un uso fuera del campo de las cimentaciones (se puede consultar en el tema de compactación principalmente aplicada a las vías terrestres).
- 4.- Proporcionar anclaje lateral adecuado a ciertas estructuras (tablaestacas) o resistir las fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas (como en puentes). En estos casos es común recurrir al uso de pilotes inclinados.
- 5.- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Estos se denominan como pilotes de tensión.
- 6.- Este tipo de cimentaciones se emplea para alcanzar los estratos que ya no están sujetos a erosión, socavación u otros efectos nocivos.
- 7.- Se utilizan también para proteger estructuras marítimas como muelles, atracaderos, etc., contra impacto de barcos u objetos flotantes.

Evidentemente, los pilotes pueden ser diseñados para cumplir dos o más de estas funciones.

Por su forma de trabajar, los pilotes se clasifican como: de punta, de fricción o mixtos. Los de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo sobre un estrato resistente. Los de fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que genera contra el suelo que los rodea. Los pilotes mixtos aprovechan estos dos efectos a la vez.

Según el procedimiento de construcción y de colocación, los pilotes de concreto pueden ser hincados a golpes ó a presión o colados en el lugar en una excavación realizada previamente.

La determinación de la capacidad de carga de un pilote o pila esta sujeta a incertidumbres debidas a las imperfecciones en las teorías disponibles para cuantificar como se deben las características de esfuerzo - deformación de los suelos.⁶

⁶ DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Edt. International Thomson. México. 4ª Edición, 1999.

2.4.8.1 Ecuaciones para determinar la capacidad de un pilote.

La capacidad de carga última de un pilote se logra por una simple ecuación como la suma de la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo - pilote, o

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde: Q_u = capacidad última del pilote.
 Q_p = capacidad de carga de la punta del pilote.
 Q_s = resistencia por fricción.

Numerosos estudios publicados tratan la determinación de los valores de Q_p y Q_s , excelentes resúmenes de mucha de esas investigaciones fueron proporcionados por Vesic (1977), Meyerhof (1976) y Coyle y Castellón (1981). Tales estudios son una valiosa ayuda en la determinación de la capacidad última de los pilotes.

2.4.8.2 Capacidad de carga de la punta, Q_p .

Para calcular la capacidad de carga en la punta de un pilote se utiliza la siguiente ecuación:

$$q_u = q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*$$

Como el ancho D de un pilote es relativamente pequeño, el termino γDN_γ^* se cancela del lado derecho de la ecuación anterior sin introducir un serio error, o

$$q_p = cN_c^* + qN_q^*$$

Para indicar un esfuerzo vertical efectivo el termino q se remplaza por q' por consiguiente la carga por punta de un pilote es

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

Donde: A_p = área de la punta del pilote.
 c = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote. ⁶

q_p = resistencia unitaria de punta.
 q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote.
 N_c^* , N_q^* = factores de capacidad de carga.

2.4.8.3 Resistencia por fricción, Q_s .

La resistencia por fricción o superficial de un pilote se expresa como

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Donde: p = perímetro de la sección del pilote.
 ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes.
 f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z

Hay varios métodos para estimar Q_p y Q_s de los cuales se muestran varios más adelante.

2.4.8.4 Método de Meyerhof; para estimar Q_p .

En Arena.

La capacidad de carga de punta q_p de un pilote generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una relación de empotramiento de $L_b / D = (L_b / D)_{cr}$. Note que en un suelo homogéneo L_b es igual a la longitud L de empotramiento del pilote. Sin embargo, donde el pilote penetra un estrato de apoyo $L_b < L$, más allá de la relación de empotramiento crítico $(L_b / D)_{cr}$, el valor de q_p permanece constante ($q_p = q_l$) es decir $L = L_b$.

En la mayoría de los casos, la magnitud de L_b / D para pilotes es mayor que $0.5 (L_b / D)_{cr}$, por lo que los valores máximos de N_c^* y N_q^* serán aplicables para el cálculo de q_p en todos los pilotes. La variación de esos valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción ϕ se muestra en la figura 2-42.⁶

Para pilotes en arena, $c = 0$ y la ecuación a usar será la siguiente:

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^*$$

Sin embargo Q_p no debe exceder el valor límite $A_p q_l$, o sea

$$Q_p = A_p q' N_q^* < A_p q_l$$

La resistencia de punta límite es

$$q_l \text{ (kN/m}^2\text{)} = 50 N_q^* \tan \phi$$

Donde ϕ = ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.

En unidades inglesas, la ecuación anterior toma la forma

$$q_l \text{ (lb/pies}^2\text{)} = 1000 N_q^* \tan \phi$$

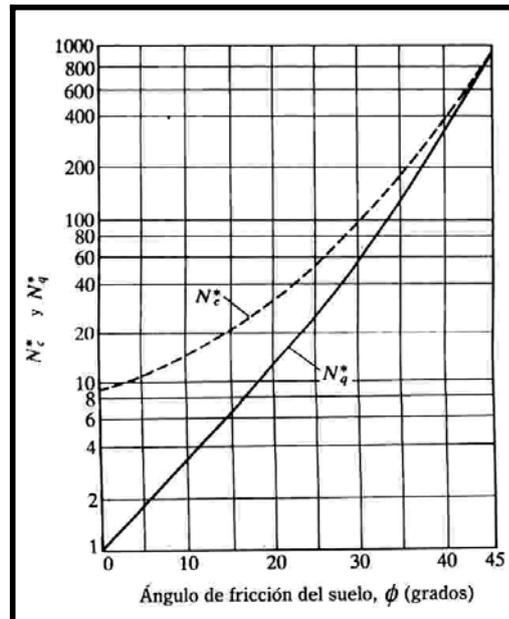


Figura 2-42 Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ (según Meyerhof, 1976).

Con base en observaciones de campo, Meyerhof (1976) sugirió también que la resistencia de punta última q_p en un suelo granular homogéneo ($L = L_b$) se obtenga de los números de penetración estándar como ⁶

$$q_p \text{ (kN/m}^2\text{)} = 40 N_{cor} L/D \leq 400 N_{cor}$$

donde N_{cor} = número de penetración estándar corregido promedio cerca de la punta del pilote (aproximadamente 10 diámetros arriba y 4 diámetros debajo de la punta del pilote).

En unidades inglesas,

$$q_p \text{ (lb/pies}^2\text{)} = 800 N_{cor} L/D \leq 8000 N_{cor}$$

En Arcilla (condición $\phi = 0$)

Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas ($\phi=0$),

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p$$

Donde c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

2.4.8.5 Método de Vesic; para estimar Q_p .

Vesic (1977) propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote con base en la teoría de expansión de cavidades. De acuerdo con ésta, basada en parámetros de esfuerzo efectivo,

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + \sigma'_0 N_\sigma^*)$$

Donde σ'_0 = esfuerzo (efectivo) normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote. = $[(1 + 2 K_0)/3] q'$ y $q' = \gamma' z$

K_0 = coeficiente de presión de tierra en reposo = $1 - \tan \phi$

N_c^*, N_σ^* = factores de capacidad de carga.

En base a lo anterior se puede expresar que $N_\sigma^* = (3N_q^*) / (1+2K_0)$, la relación de N_c^* puede expresarse como $N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi$.

De acuerdo con la teoría de Vesic, $N_\sigma^* = f(I_{rr})$

Donde I_{rr} = índice de rigidez reducida para el suelo, sin embargo, ⁶

$$I_{rr} = I_r / (1 + I_r \Delta)$$

Donde $I_r = \text{índice de rigidez} = E_s / [2 (1 + \mu_s) (c + q' \tan \phi)]$
 $= G_s / (c + q' \tan \phi)$
 $E_s = \text{módulo de elasticidad del suelo.}$
 $\mu_s = \text{relación de Poisson del suelo.}$
 $G_s = \text{módulo cortante del suelo.}$
 $\Delta = \text{deformación unitaria promedio en la zona plástica}$
 $\text{debajo de la punta del pilote.}$

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa o arcilla saturada), $\Delta = 0$, por lo que $I_r = I_{rr}$.

Existen tablas en las cuales se dan los valores de N_c^* y N_q^* para varios valores del ángulo de fricción del suelo ϕ e I_{rr} . Para $\phi = 0$ (condición no drenada)

$$N_c^* = \frac{3}{4} (\ln I_{rr} + 1) + \pi/2 + 1$$

Los valores de I_r se determinan mediante pruebas en laboratorio de consolidación y triaxiales correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo. Sin embargo, para uso preliminar, se recomiendan los siguientes valores:

TIPO DE SUELOS	I_r
Arena	70-150
Limos y arcillas (condición drenada)	50-100
Arcillas (condición no drenada)	100-200

2.4.8.6 Método de Janbu, para estimar Q_p .

Janbu (1976) propuso calcular Q_p con la expresión

$$Q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

Los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote similar a la mostrada en la figura 2-43. Las relaciones de capacidad de carga son entonces ⁶

$$N_q^* = \left[\tan \phi + \sqrt{(1 + \tan^2 \phi)^2 e^{2\eta' \tan \phi}} \right]$$

(el ángulo η' se define en el incierto de la figura 2-43)

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi$$

La figura 2-43 muestra la variación de N_c^* y N_q^* con ϕ y η' . El ángulo η' varía aproximadamente 70° en arcillas blandas a aproximadamente 105° en suelos arenosos densos. Independientemente del procedimiento teórico usado para calcula Q_p su magnitud plena no se obtiene sino hasta que el pilote ha penetrado por lo menos entre 10% y 25% de su ancho. Esta profundidad es crítica en el caso de la arena. ⁶

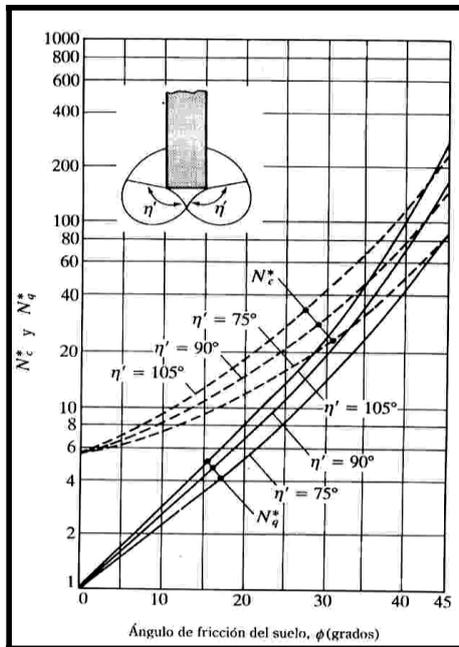


Figura 2-43 Factores de capacidad de apoyo de Janbu.

2.4.8.7 Método de Coyle y Castellón, para estimar Q_p en arena.

Coyle y Castellón (1981) analizaron 24 pruebas de carga a gran escala en el campo de pilotes hincados en arena. Con resultados obtenidos sugirieron que, en arena,

$$Q_p = q' N_q^* A_p$$

Donde q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote
 N_q^* = factor de capacidad de carga

La figura 2-44 muestra la variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo ϕ .

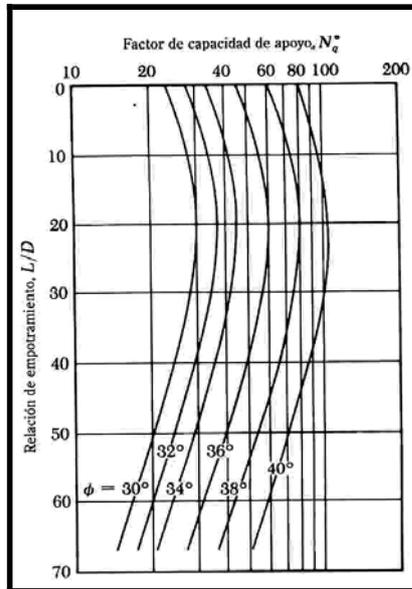


Figura 2-44 Variación de N_q^* con L/D (según Coyle y Castellón, 1981).

2.4.8.8 Método para el cálculo de la resistencia por fricción Q_s en arena.

Como ya se menciono la resistencia por fricción Q_s se expresa como

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

La resistencia unitaria por fricción f , es difícil de estimar, al calcular f debe tomarse en cuenta varios factores importantes como son:

1.- La naturaleza de la instalación del pilote. Para hincados en arena, la vibración causada durante el hincado del pilote ayuda a densificar el suelo a su alrededor.

2.- La fricción unitaria superficial crece con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de L' y permanece luego constante. La magnitud de la profundidad crítica L' es de entre 15 y 20 diámetros del pilote. Una estimación conservadora seria $L' \approx 15D$.⁶

3.- A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento.

4.- A profundidades similares, los pilotes perforados o hincados parcialmente con chorro de agua a gran presión, tendrán una fricción unitaria superficial menor que en el caso de pilotes hincados.

Considerando los factores anteriores, se da una relación aproximada para f como sigue:

$$\text{Para } z = 0 \text{ a } L' \text{ entonces } f = K\sigma_v' \tan \delta \text{ y para } z = L' \text{ a } L \text{ entonces } f = f_{z=L}.$$

Donde K = coeficiente de presión de la tierra.
 σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración.
 δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote.

En realidad la magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente igual al coeficiente, K_p , de presión pasiva de Rankine en la parte superior del pilote y menor que el coeficiente, K_0 , de la presión en reposo a una profundidad mayor. Con base en los resultados disponibles actualmente, los siguientes valores promedio de K son recomendados para usarse en la ecuación anterior:

TIPO DE PILOTE	K
Perforado	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \phi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \phi$ a $1.4 K_0 = 1.4 (1 - \text{sen } \phi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \phi$ a $1.8 K_0 = 1.8 (1 - \text{sen } \phi)$

Los valores de δ dados por varios investigadores parecer estar en el rango de 0.5ϕ a 0.8ϕ . Se requiere buen juicio al escoger el valor de δ . Para pilotes hincados de gran desplazamiento, Bhusan (1982) recomendó ⁶

$$K \tan \delta = 0.18 + 0.0065 C_r \text{ y } K = 0.5 + 0.008 C_r$$

Donde C_r = compacidad relativa en %.

Meyerhof (1976) también indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio, f_{prom} , para pilotes hincados de gran desplazamiento se obtiene con los valores de la resistencia a la penetración estándar corregida promedio como ⁶

$$f_{prom} (kN/m^2) = 2N_{cor}$$

donde N_{cor} = valor corregido promedio de la resistencia a la penetración estándar.

En unidades inglesas, la ecuación anterior toma la forma

$$f_{prom} (lb/pies^2) = 40N_{cor}$$

Para pilotes hincados con desplazamiento pequeño

$$f_{prom} (kN/m^2) = N_{cor} \quad y \quad f_{prom} (lb/pies^2) = 20N_{cor}$$

Entonces $Q_s = f_{prom} p L$

Coyle y Castellón (1981) también propusieron que

$$Q_s = f_{prom} p L = (K \sigma_v' \tan \delta) p L$$

Donde σ_v' = presión de sobrecarga efectiva promedio
 δ = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote = 0.8ϕ
 K = coeficiente de presión lateral de la tierra se obtiene en gráficas figura 2-45 y fue determinado por observaciones

Por lo tanto $Q_s = K \sigma_v' \tan (0.8 \phi) p L$

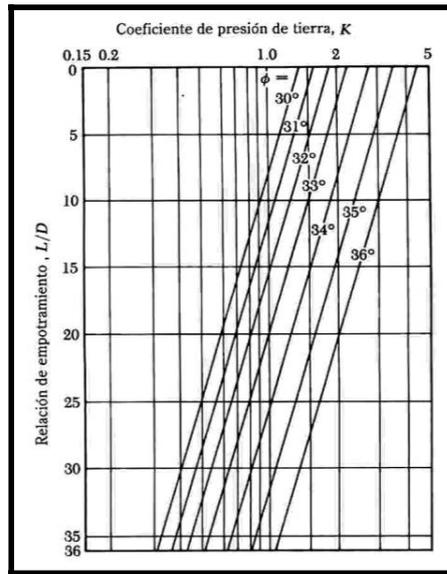


Figura 2-45 Variación de K con L/D (según Coyle y Castellón, 1981).

2.4.8.9 Método para el cálculo de la resistencia por fricción Q_s en arcilla.

La estimación de la resistencia por fricción (o superficial) de pilotes en arcilla es casi tan difícil como en arena, debido a la presencia de variables que no son cuantificadas fácilmente. Actualmente se dispone en literatura técnica de varios métodos para obtener la resistencia unitaria por fricción de pilotes. Dos de los procedimientos actualmente aceptados se describen a continuación.

1.- **Método α :** de acuerdo con éste, la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos se presenta por la ecuación

$$f = \alpha c_u$$

donde α = factor empírico de adhesión.

La variación aproximada del valor de α se muestra en la figura 2-46. Note que para arcillas normalmente consolidadas con $c_u \leq$ aproximadamente 1 klb/pie² (50 kN/m²), $\alpha = 1$.⁶

Entonces
$$Q_s = \sum p \Delta L f = \sum \alpha c_u p \Delta L$$

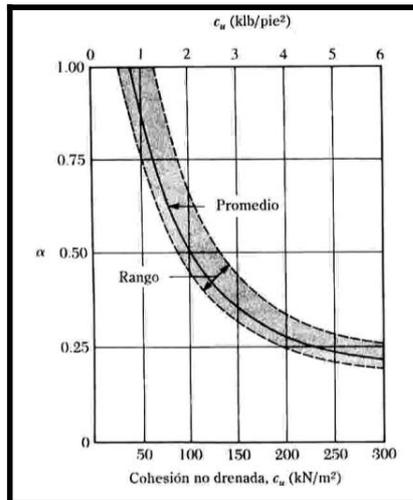


Figura 2-46 Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla.

2.- **Método β** : cuando los pilotes se hincan en arcillas saturadas, la presión de poro en el suelo alrededor de los pilotes aumenta; este exceso de presión de poro en arcillas normalmente consolidadas es de 4 a 6 veces c_u sin embargo, en aproximadamente un mes, esta presión se disipa gradualmente. Por consiguiente, la resistencia unitaria por fricción en el pilote se determina con base en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado ($c = 0$). Entonces a cualquier profundidad

$$f = \beta \sigma_v'$$

donde σ_v' = esfuerzo vertical efectivo

$$\beta = K \tan \phi_R$$

ϕ_R = ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada

K = coeficiente de presión de la tierra

Conservadoramente, la magnitud de K es el coeficiente de presión de la tierra en reposo o

$$K = 1 - \text{sen } \phi_R \text{ (para arcillas normalmente consolidadas) y}$$

$$K = (1 - \text{sen } \phi_R) \sqrt{OCR} \text{ (para arcillas preconsolidadas)}$$

Donde OCR = relación de preconsolidación. ⁶

Combinando las cuatro ecuaciones anteriores, para arcillas normalmente consolidadas, se obtiene

$$f = (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sigma_v'$$

y para arcillas preconsolidadas

$$f = (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma_v'$$

Con el valor de f ya determinado, la resistencia total por fricción se evalúa como

$$Q_s = \sum f p \Delta L$$

2.4.8.10 Estimación de la capacidad de carga en pilas perforadas.

La capacidad de carga última de una pila perforada es

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde: Q_u = capacidad última del pila.
 Q_p = capacidad de carga de la punta del pila.
 Q_s = resistencia por fricción (superficial).

La ecuación para la carga última en la base es similar a la de cimentaciones superficiales:

$$Q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^* + 0.3 \gamma D_b N_\gamma^*)$$

Donde N_c^* , N_q^* , N_γ^* = factores de capacidad de carga
 q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel del fondo de la pila
 D_b = diámetro de la base
 A_p = área de la base

En la mayoría de los casos, el último término (que contiene a N_γ^*) es despreciado excepto para pilas perforadas relativamente cortas, por lo que ⁶

$$Q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

La capacidad neta de carga en la base (es decir, la carga total menos el peso de la pila) es aproximada a

$$Q_{p(neta)} = A_p (c N_c^* + q' N_q^* - q') = A_p [c N_c^* + q' (N_q^* - 1)]$$

La expresión para la resistencia por fricción o superficial Q_s , es similar a la de los pilotes hincados:

$$Q_s = \int p f dz$$

Con un límite de integración superior de L_1 y límite de integración inferior de 0 (cero).

Donde p = perímetro del fuste
 f = resistencia unitaria por fricción (o superficial)

2.4.8.11 Estimación de la capacidad de carga de pilas perforadas en arena

Para pilas perforada en arena, $c = 0$ y por consiguiente la ecuación a usar se simplifica como

$$Q_{p(neta)} = A_p q' (N_q^* - 1)$$

La determinación de N_q^* es siempre un problema en cimentaciones profundas, como en el caso de los pilotes. Es conveniente diferenciar entre pilotes hincados y pilas perforadas. Para condiciones iniciales similares del suelo, el valor real de N_q^* debe ser considerablemente menor para pilas perforadas y coladas in situ que para pilotes hincados. Vesic (1976) comparó los resultados teóricos obtenidos por varios investigadores, relativos a la variación de N_q^* con el ángulo de fricción del suelo. Los valores de N_q^* dados por Vesic (1963) son aproximadamente el límite inferior y por tanto son los usados en este texto (ver figura 2-47). Entonces la ecuación para calcular la carga última de punta Q_p es ⁶

$$Q_p = A_p (\sigma_o' N_{\sigma}^* - q')$$

Donde $\sigma_o' = [(1 + 2 K_0) / 3] q'$ ó

$$Q_{p(neta)} = A_p \{ [(1 + 2 K_0) / 3] N_{\sigma}^* - 1 \} q'$$

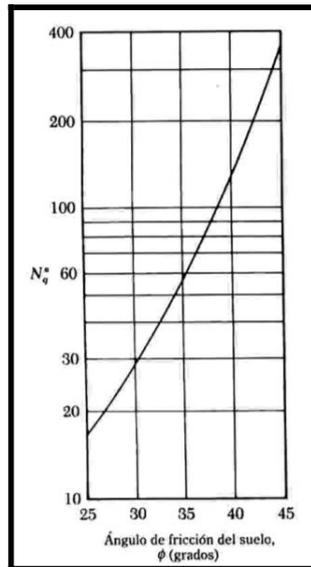


Figura 2-47 Factor N_q^* de capacidad de carga de Vesic, para cimentaciones profundas.

Existen tablas que dan los valores de N_{σ}^* para varias magnitudes de I_{rr} y ángulos de fricción del suelo. Para facilidad de cálculo, esos valores N_{σ}^* están graficados en la figura 2-48

La resistencia por fricción bajo carga última, Q_s , desarrollada en una pila perforada se calcula con la ecuación

$$Q_s = \int p f dz$$

Con un límite de integración superior de L_1 y límite de integración inferior de 0 (cero).

p = perímetro del fuste = πD_s

f = resistencia unitaria por fricción (o superficial) = $K \sigma_v' \tan \delta$

K = coeficiente de presión de tierra $\approx K_0 = 1 - \sin \phi$

σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad z

Como ya se menciona anteriormente el valor de σ_v' crecerá hasta una profundidad de aproximadamente $15D_s$ y luego permanecerá constante. ⁶

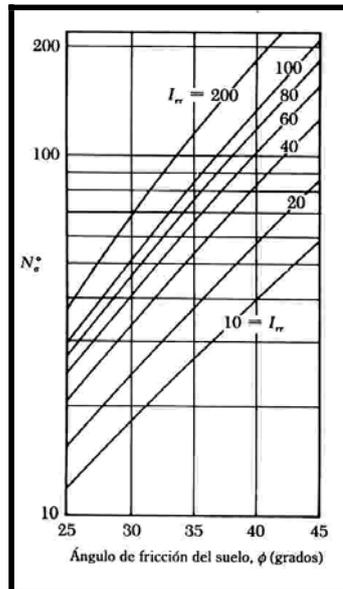


Figura 2-48 Grafica del factor N_q^* de capacidad de carga de Vesic.

Para condiciones generales de trabajo para pilas perforadas el ángulo de fricción estimado debe reducirse aproximadamente entre 10% y 15%. En general los valores experimentales que se tienen muestran el siguiente rango de N_q^* para pilas perforadas estándar (o pilotes colados in situ).⁶

TIPO DE ARENA	COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA	RANGO DE N_q^*
Suelta	40 o menos	10-20
Mediana	40-60	25-40
Densa	60-80	30-50
Muy densa	Mayor a 80	75-90

2.4.8.12 Estimación de la capacidad de carga de pilas perforadas en arcilla

Para pilas perforada en arcilla, $\phi = 0$, $N_q^* = 1$ por lo tanto, la resistencia neta en la base es

$$Q_{p(neta)} = A_p c_u N_c^*$$

Donde c_u = cohesión no drenada.

El factor N_c^* de capacidad de carga se toma usualmente igual a 9, ya que cuando la relación L/D_b es de 4 o mayor, $N_c^* = 9$, que es la condición para la mayoría de las pilas perforadas. Experimentos por Whitaker y Cooke (1966) mostraron que, para pilas con campana, el valor total de $N_c^* = 9$ se logra con un movimiento de la base de aproximadamente de 10 al 15% de D_b . Similarmente, para pilas rectas ($D_b = D_s$), el valor total de $N_c^* = 9$ se obtiene con un movimiento de la base aproximadamente del 20% de D_b .

La expresión para la resistencia superficial de las pilas perforadas en arcilla es

$$Q_s = \sum \alpha^* c_u p \Delta L$$

Con un límite superior de $L = L_1$ y un límite inferior de $L = 0$

Donde p = perímetro de la sección transversal del fuste.

El valor de α^* que puede usarse en la ecuación anterior no ha sido aún claramente establecido. Sin embargo, los resultados de las pruebas de campo disponibles actualmente indican que α^* varía entre 1.00 y 0.30. Pero después de varias pruebas y obtención de resultados podemos entonces suponer conservadoramente que ⁶

$$\alpha^* = 0.4$$

2.4.9 Revisión de la capacidad de carga de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

Las principales disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC) son las siguientes:

a) Cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos.

Para dichas cimentaciones se verifica el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales. ⁷

⁷ ARNAL, Simon Luis., BETANCOURT, Suarez Max. **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias**. Edt. Trillas. México. 3ª Edición, 1998.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v \quad \text{.....Ecuación (A)}$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\Sigma Q F}{A} < \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad \text{..... Ecuación (B)}$$

Donde:

$\Sigma Q F_c$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A = área del cimiento, m^2 .

p_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelos, t/m^2 .

\bar{p}_v = presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m^2 .

γ = peso volumétrico del suelo, t/m^2 .

c_u = cohesión aparente, t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU.

B = ancho de la cimentación, m.

N_c = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1+0.25D_f/B+0.25B/L)$$

Para $D_f / B < 2$ y $B / L < 1$, donde D_f es la profundidad de desplante en m; en caso de que D_f / B y B / L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se consideran iguales a 2 y 1 respectivamente.

N_q = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplica por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para cimientos circulares o cuadrados.⁷

N_γ = coeficiente de capacidad de carga dado por: $N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$

El coeficiente N_γ se multiplica por $1-0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_R = factor de resistencia especificado en las normas en el apartado 3.2.

El parámetro ϕ esta dado por: $\phi \text{ inv tan } (\alpha \tan \phi^*)$

Donde: ϕ^* = es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa (D_r) menor a 67%, el coeficiente α será igual a $0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$, en cualquier otro caso es igual a 1.

En el caso de combinaciones de carga (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando en una distancia "e" del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento debe considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \dots\dots\dots \text{Ecuación (C)}$$

Un criterio análogo se aplica en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Las normas señalan por otra parte que, cuando el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no debe ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35 siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados.

b) Cimentaciones con pilotes de fricción.

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, el reglamento pide verificar, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas.⁷

$$\Sigma Q_{Fc} < R \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación (D)}$$

Donde: ΣQ_{Fc} = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones deben incluir el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mimos o sobre su envolvente.

R = capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más la losa o zapatas de cimentación, que se considera igual al mayor de los dos valores siguientes:

1) Capacidad de carga del sistema suelo - zapata o suelo - losa de cimentación, despreciándose el efecto de los pilotes.

Si este valor que rige, la losa o zapata y las contratraves deben diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo - zapata o suelo - losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ecuación (E) con FR = 1. En este caso la capacidad de carga suelo - losa o suelo - zapata se calcula como se especifica para cimentaciones someras.

2) Capacidad de carga del sistema suelo - pilotes de fricción.

Se considera igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considera igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculados con la ecuación (F).⁷

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se desprecia la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calcula como:

$$C_f = A_L f F_R \dots\dots\dots \text{Ecuación (E)}$$

- donde:
- $F_R = 0.7$ salvo para pilotes hincados en perforación previa.
 - C_f = capacidad por adherencia, t.
 - A_L = área lateral del pilote, m^2 .
 - f = adherencia lateral media pilote - suelo, t/m^2 .
 - S = relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúa sobre el pilote.

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote - suelo se considera igual a la cohesión media del suelo. La cohesión debe determinarse con pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también es aplicable la ecuación E. considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

c) Cimentaciones con pilotes de punta o pilas.

Se verifica el cumplimiento de la desigualdad de la ecuación D, siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.⁷

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila se calcula como sigue:

Para suelos cohesivos: $C_p = (C_u N_c^* F_R + p_v) A_p \dots\dots\dots \text{Ecuación (F)}$

Para suelos friccionantes: $C_p = (\underline{P}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \dots\dots\dots \text{Ecuación (G)}$

CAPÍTULO 2

Donde: C_p = capacidad por punta, t.
 A_p = área transversal de la pila o del pilote, m^2 .
 P_v = presión vertical efectiva total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2 .
 C_u = cohesión aparente, t/m^2 , determinada en ensayos triaxiales UU.
 N_c^* = coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_u = ángulo de fricción aparente, en grados determinado en ensayos triaxiales UU.

N_q^* = coeficiente de capacidad de carga definido por:

a) Cuando $L_e / B \leq 4 \tan (45 + \phi / 2)$

$$N_q^* = N_{\min} + \frac{L_e (N_{\max} - N_{\min})}{4B \tan (45 + \phi / 2)}$$

O bien $N_q^* = N_{\max}$

b) Cuando $L_e / B > 4 \tan (45 + \phi / 2)$

c)

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{\max}	12.50	26.00	55.00	132.00	350.00
N_{\min}	7.00	11.50	20.00	39.00	78.00

L_e = longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m.

B = ancho o diámetro de los pilotes, m.

ϕ = ángulo de fricción interna, en grados.

F_R = factor de resistencia igual a 0.35.

En el caso de pilotes o pilas de punta de más de 0.50 m de diámetro, la capacidad calculada debe corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente: ⁷

- 1) Para los suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = [(B + 0.5) / 2B]^n \quad \text{..... Ecuación H}$$

Donde: B = diámetro de la base del pilote o pila en metros (B>0.5m).
n = exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo mediano y 2 para suelo denso.

- 2) Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplica por el mismo factor de la ecuación H con exponente n = 1. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplica por:

$$F_{re} = (B + 1) / (2B + 1) \quad \text{..... Ecuación I}$$

En un sistema de cimentación a base de pilotes de punta, se deberá de despreciar a la capacidad de carga total, la contribución del suelo bajo la losa de la subestructura, es decir, la subpresión que se ejerce debajo de ésta.

- 3) Falla por punzonamiento.

Para evitar la falla por punzonamiento en el estrato de apoyo, se ha propuesto agregar a las normas el criterio indicado a continuación:

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor H del suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación siguiendo el criterio que se expone a continuación.⁷

- Si $H > 3.5 B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
- Si $3.5B > H > 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es B+H.
- Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a: $B = [1 + 2/3(H/B)^2]$.

Además de la capacidad de carga vertical, el reglamento pide que se revise la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas solicitaciones horizontales. El Reglamento no recomienda ningún método para llevar a cabo estas revisiones. La capacidad de carga horizontal, estimada por ejemplo con el criterio de Broms (1964), resulta generalmente alta y por tanto no crítica. Para la verificación de la capacidad estructural de los pilotes ante cargas laterales ha sido usual recurrir a los planteamientos de Reese (1975), aún cuando dichos planteamientos no fueron realmente desarrollados para condiciones de carga sísmica.

4) Cimentaciones especiales.

Cuando se pretende utilizar dispositivos especiales de cimentación, el Reglamento prevé que debe solicitarse la aprobación expresa del Departamento del Distrito Federal. Para ello deben presentarse los resultados de los estudios y ensayos a que se hayan sometido dichos dispositivos.

Los sistemas propuestos deben proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las normas.⁷

CAPÍTULO 3:
ASENTAMIENTOS QUE SE
PRESENTAN EN LAS
CIMENTACIONES.

Es muy complejo establecer una relación que pueda predecir los movimientos del terreno y la estabilidad de estructuras cimentadas sobre él; en primer lugar existen variados mecanismos generadores de movimientos del terreno; por otro lado son muy diversos los tipos de estructuras, y cada uno dispone de capacidad variable para soportar o ser deteriorado por el movimiento del suelo.

Es fundamental comprender que las condiciones del suelo son susceptibles de cambiar antes, durante y posteriormente a la construcción. La predicción de estos cambios es la tarea más difícil con la que se enfrenta el ingeniero. La mayoría de los daños en las edificaciones vinculados a movimientos de la cimentación, se presentan cuando surgen condiciones del suelo no previstas; principalmente, por investigaciones inapropiadas de los depósitos de apoyo y por no haber identificado el comportamiento del mismo.

En la selección y el diseño de las cimentaciones se presentan con frecuencia condiciones en las que la complejidad e indeterminación del comportamiento no permiten precisar la magnitud de los movimientos del suelo portante; aún más, los asentamientos pueden no depender directamente de las presiones de la cimentación. En esta situación es preferible orientar el diseño hacia la definición de una profundidad y ubicación seguras para la cimentación o la formulación de medidas de prevención.

En cualquier caso se requiere identificar las causas que pueden generar los asentamientos, precisar los mecanismos generadores del mismo antes de proceder con los cálculos detallados de los hundimientos mediante la aplicación de las herramientas analíticas correspondientes.

Se entiende por asentamiento al hundimiento de una estructura provocado por la compresión y deformación del suelo situado debajo de la misma. El cálculo de los esqueletos de edificios y de otras estructuras se basa, salvo en raras excepciones, en la hipótesis de que las estructuras descansan sobre una base de suelo indeformable. Pero en realidad, el peso de toda estructura comprime y deforma el suelo situado debajo de la misma, de modo que las hipótesis de cálculo no son nunca estrictamente satisfechas.

Cuando la base de la estructura permanece plana, el asentamiento no tiene importancia, ya que los esfuerzos en la misma no son alterados, pero si, como consecuencia del peso la estructura el área cargada se alabea, la base sigue dicho movimiento y toda la estructura se distorsiona. Los esfuerzos suplementarios causados por esta distorsión en general no son consideradas en el cálculo de la superestructura, a pesar de que muchos casos son suficientemente importantes como para dañar la apariencia exterior del edificio y hasta causar daños permanentes e irreparables en el.

La complejidad de las propiedades mecánicas de los suelos y la heterogeneidad derivada de su estratificación hacen que el asentamiento de las estructuras pueda preverse con exactitud sólo en condiciones excepcionales. Éste no es un impedimento para que el análisis teórico de los asentamientos sea indispensable y útil, ya que sus resultados permiten al ingeniero identificar los factores que determinan la magnitud y la distribución de los mismos. El conocimiento de estos factores constituye un requisito previo para poder convertir la experiencia de obra en reglas semiempíricas consideradas para el cálculo de las cimentaciones.

Los métodos teóricos a utilizar en la solución de problemas de asentamientos deben elegirse teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del perfil del suelo y la naturaleza de la estratificación.

En general en este capítulo se da un enfoque de las principales causas y mecanismos que generan los asentamientos, los tipos de asentamientos que puede presentar un estrato de suelo, los asentamientos tolerables para los edificios y/o construcciones según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, así como la verificación de la seguridad de las cimentaciones de acuerdo a este mismo Reglamento.

3.1 PRINCIPALES CAUSAS QUE GENERAN LOS ASENTAMIENTOS.

3.1.1 Clasificación general de las causas que generan los asentamientos totales y diferenciales.

1. Cargas.
 - 1.1 Estáticas.
 - 1.1.1 Permanentes.
 - 1.1.2 Transitorias.
 - 1.2 Dinámicas.
 - 1.2.1 Vibración.
 - 1.2.2 Choque o impacto.

2. Cambios en las características del suelo de la cimentación.
 - 2.1 Acción del frío intenso.
 - 2.2 Acción del calor.
 - 2.3 Cambios de humedad del suelo.
 - 2.4 Deshidratación del suelo.
 - 2.5 Descenso del nivel freático (equivale a un incremento de cargas generado por el aumento del peso unitario del suelo).

3. Causas accidentales varias.
 - 3.1 Colapso o deformación de las minas, cavernas y conductos subterráneos.
 - 3.2 Erosión subterránea producida por el agua.
 - 3.3 Erosión generada por los roedores.
 - 3.4 Derrumbes y deslizamientos plásticos (erosión geológica de la masa).

Las respuestas del suelo a la acción de las cargas, como los asentamientos, dependen de la naturaleza, intensidad y duración de aplicación de ellas; así mismo, dependen de características del suelo tales como: cohesión, fricción interna y grado de compacidad. Los asentamientos vinculados a los grupos de causas 2 y 3 antes mencionados, no están directamente relacionados con las cargas aunque es posible que ellas los aumenten.¹

¹ DELGADO, Vargas Manuel. *Ingeniería de Cimentaciones, Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico*. Edt. Alfaomega. Colombia. 2ª Edición, 2000.

CAPÍTULO 3

Muchos de los efectos de las cargas son complejos y difícil predicción. Para anticipar la magnitud de los asentamientos, cuando ello es posible, o formular las medidas de prevención, es necesario identificar los mecanismos generadores y enfocar acertadamente el problema.

De acuerdo con Sowers, las causas de los asentamientos se muestran en la figura 3-1, en la cual se resume la trascendencia de la carga respecto a su evolución.¹

Causa	Forma como se produce	Magnitud del asentamiento	Velocidad del asentamiento
Carga estructural.	Deformación (cambio de forma de la masa de suelo).	Calcular por teoría elástica (incluida parcialmente en la consolidación).	Instantánea.
	Consolidación: Cambio en relación de vacíos.	Inicial.	De la curva tiempo.
		Primaria.	Calcular por teoría de Terzaghi.
	Secundaria.	De la curva tiempo-asentamiento.	De la curva tiempo-asentamiento.
Carga debida al medio.	Retracción debida al secamiento.	Estimar de curva de compresibilidad y limite de pérdida de humedad por retracción.	Igual a la velocidad de secamiento. Rara vez se puede estimar.
	Consolidación debida al descenso del nivel freático.	Calcular de curva de compresibilidad.	Calcular por teoría de Terzaghi.
Independiente de la carga (aunque puede ser agravada por la carga), frecuentemente relacionada con el medio, pero no dependiente del mismo.	Reorientación de los granos; choque y vibración.	Estimar limite por compacidad relativa (hasta 60%-70%).	Errática, depende del choque y de la densidad relativa.
	Colapso de la estructura del suelo; pérdida de ligazón entre los granos (saturación, deshielo, etc.).	Estimar sensibilidad y posiblemente magnitud limite.	Comienza con cambio ambiente; velocidad errática.
	Desmoronamiento, erosión en aberturas, cavidades.	Estimar sensibilidad pero no magnitud.	Errática; gradual o catastrófica, frecuentemente aumenta.
	Descomposición bioquímica.	Estimar sensibilidad.	Errática; frecuentemente decrece con el tiempo.
	Acción química.	Estimar sensibilidad.	Errática.
	Colapso de la masa: colapso de alcantarilla, mina, caverna.	Estimar sensibilidad.	Probablemente sea catastrófica.
	Distorsión de la masa, fluencia por cortante.	Calcular sensibilidad por análisis de estabilidad.	Errática; catastrófica a lenta.
	Expansión: heladas, expansión de la arcilla, acción química (se parece al asentamiento).	Estimar sensibilidad; algunas veces magnitud limite.	Errática; aumenta con el tiempo húmedo.

Figura 3-1 Causas de Asentamientos según Sowers, 1970

3.1.2 Mecanismos generadores de asentamientos.

En general los asentamientos pueden ser el resultado de la acción de uno solo o cualquier combinación de los siguientes mecanismos:

- a. Cambio de forma o distorsión del suelo, que ocurre como respuesta casi inmediata a los cambios de esfuerzos introducidos por la cimentación bajo carga. Se denomina asentamiento inmediato o de contacto por ocurrir en forma concurrente con la aplicación de las cargas. Depende del comportamiento esfuerzo - deformación del suelo. En los suelos cohesivos saturados, tiene un carácter aproximadamente elástico lineal. En los suelos granulares, obedece a comportamientos más complejos posiblemente elasto - plásticos o plásticos.
- b. Disminución del volumen, asociada a una reducción del espacio de poros en la microestructura del suelo. Los incrementos de esfuerzos producidos por la cimentación en un manto arcillosos saturado dan lugar a incrementos de presiones en el agua intersticial, que conduce a su expulsión lenta acompañada del correspondiente asentamiento de consolidación. Se presenta, a veces, deformaciones lentas en el esqueleto sólido del suelo, a magnitudes sensiblemente nulas del exceso de presiones del agua de los poros, que reciben el nombre de compresión secundaria. Son procesos, en general, de carácter visco - plástico.
- c. Colapsos o grandes desplazamientos de suelo de soporte, cuando se inician fallas por corte o la formación de zonas plásticas al sobrecargar la cimentación.
- d. Erosión y desplazamientos geológicos de la masa que adquieren en general forma de derrumbes, deslizamientos plásticos y flujos. Se relacionan principalmente con la estabilidad geológica natural del área o del sitio. ¹

- e. Deterioro del material de la cimentación, cuando actúan agentes agresivos o corrosivos contenidos en el suelo que rodea la estructura de la cimentación. Eventualmente puede llegarse a fallas completas de elementos.
- f. Deterioros y degradaciones, lentos o rápidos, en la microestructura natural del suelo ocasionados por varias causas accidentales, se traducen en asentamientos cuya magnitud y velocidad no se puede predecir con razonable certidumbre. Algunos de ellos serían pérdidas de los componentes sólidos por arrastres, socavaciones y erosión interna; reacomodos y densificaciones producidos por vibraciones e impactos, debilitamientos en los contactos cementados entre las partículas por humedecimiento que pueden prosperar a colapsos en la microestructura.

3.2 ASENTAMIENTOS TOTALES.

Al aplicar cargas sobre un terreno por medio de una cimentación, es posible identificar la naturaleza de los asentamientos resultantes. Se pueden identificar tres componentes del asentamiento que dependen principalmente del tiempo necesario para que se presenten y de los mecanismos que se desarrollen en la microestructura del suelo bajo la acción de incrementos de esfuerzo, estos son los siguientes: ¹

- Asentamiento inmediato.
- Asentamiento por consolidación.
- Asentamiento por compresión secundaria.

El asentamiento total S será la suma de los tres anteriores y se puede expresar como sigue:

$$S = S_i + S_c + S_s \dots\dots\dots(3-1)$$

En el caso de cimentaciones en arenas semidensas a densas y gravas, los asentamientos inmediatos y por consolidación son de un orden relativamente -

pequeño. Una alta proporción del asentamiento total está casi completa en el momento en que toda la carga llega a la cimentación. De manera similar una alta proporción del asentamiento de cimentaciones en arenas sueltas tiene lugar cuando se aplica la carga; en todas partes los asentamientos sobre arcillas compresibles son en parte inmediatos y en parte movimientos a largo plazo. Esto último cuenta para mayor proporción del movimiento y puede ocurrir durante un largo periodo de años.

El asentamiento causado por la consolidación del suelo que sostiene la cimentación es usualmente la consideración más importante para determinar las presiones de carga permisibles. A pesar de que el hundimiento de las cimentaciones como resultado de la fuerza de falla del suelo se ha protegido con un factor de seguridad arbitrario en la capacidad de carga final calculada, aún es necesario investigar la veracidad de los asentamientos antes de fijar las presiones de carga permisibles.

El asentamiento de cimentaciones no está necesariamente confinado a estructuras muy grandes y pesadas. En arcillas y limos, suaves y compresibles, puede ocurrir un asentamiento apreciable bajo cargas ligeras.

3.3 ASENTAMIENTO INMEDIATO O DIFERENCIAL (SI).

El asentamiento diferencial o relativo entre distintas partes de la estructura es de mayor trascendencia para la estabilidad de la superestructura que la magnitud del asentamiento total; éste último sólo tendría significado en relación con obras o servicios vecinos. Si la totalidad del área de la cimentación de una estructura se asienta en una misma magnitud no se presenta efecto nocivo para la superestructura. Pero si ocurren movimientos relativos entre diferentes partes de la cimentación, se originan sobreesfuerzos en la estructura. Si los movimientos diferenciales son excesivos, se pueden presentar severos agrietamientos y aún el colapso de la estructura.¹

El asentamiento diferencial entre las partes de una estructura puede ocurrir como resultado de:

- a) *Variaciones en el estrato.* Una parte de la estructura se puede cimentar sobre un suelo compresible y la otra parte sobre material no compresible. Estas variaciones son comunes, particularmente en depósitos glaciales, en donde los cristales de arcilla pueden encontrarse en material predominante arenoso, o viceversa. En áreas de superficie con lecho de roca irregular, partes de la estructura se pueden cimentar sobre roca superficial y otras sobre suelo o roca erosionada compresible. Los depósitos de arenas o gravas ocasionados por el agua o el viento pueden variar enormemente en densidad tanto vertical como horizontal.
- b) *Variaciones en la carga de la cimentación.* Por ejemplo, un edificio consiste en una torre central alta con alas proyectadas bajas, se espera un asentamiento diferencial entre la torre y las alas, a menos que se utilicen métodos especiales de diseño de cimentación para prevenirlos. En forma similar, una fábrica podría tener una superestructura ligera rodeada de maquinaria pesada.
- c) *Grandes áreas cargadas sobre cimentaciones de losas muy flexibles.* El asentamiento de cimentaciones de losas alargadas muy flexibles, o de grandes áreas de carga que comprimen las cimentaciones independientes de cierto número de columnas, cuando se construyen directamente sobre un suelo compresible, toman la forma característica de un tazón, con el máximo asentamiento en el centro del área y el mínimo en las orillas. El asentamiento diferencial máximo es usualmente la mitad del asentamiento total.
- d) *Diferencias en el tiempo de la construcción de las partes adyacentes de la estructura.* Este problema ocurre cuando algunas ampliaciones de la estructura se construyen muchos años después de haber construido la estructura original. Los asentamientos de consolidación a largo plazo pueden estar virtualmente completos en la primera estructura, pero la nueva estructura eventualmente se asentará de igual forma. Se requieren previsiones especiales en forma de juntas verticales para prevenir la distorsión y el agrietamiento entre la vieja y la nueva estructura.¹

ASENTAMIENTOS QUE SE PRESENTAN EN LAS CIMENTACIONES

- e) *Variación en las condiciones del lugar.* Una parte de área de un edificio se puede ocupar por una estructura pesada que se haya demolido; o en un lugar irregular, pudo haber sido necesario remover gran parte del espesor de la sobrecarga para formar un nivel. Estas variaciones causan diferentes condiciones de esfuerzos antes y después de la carga, con un consecuente asentamiento diferencial o dilatación.

La Figura 3-2 muestra los efectos nocivos provocados por los asentamientos diferenciales.¹

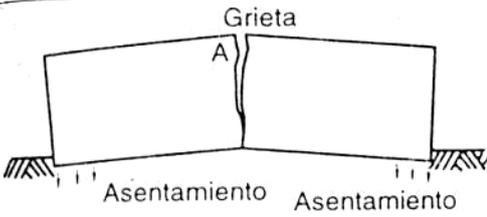
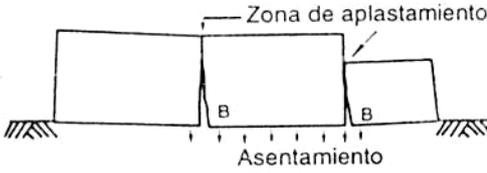
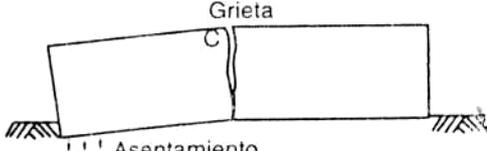
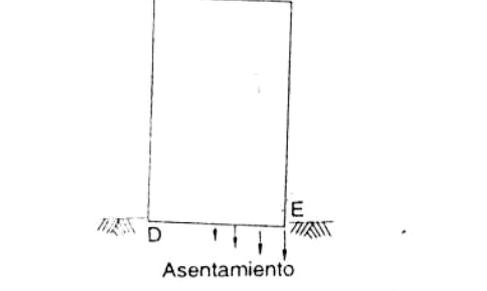
Formas del asentamiento y del daño	Comentarios
 <p>(a) ASENTAMIENTO EN LOS EXTREMOS</p>	<p>Los extremos de la estructura se asientan más que el centro. Se forman grietas con ancho creciente hacia la parte superior de la estructura, que pueden ocasionar daño muy severo. La expansión diferencial de suelo, mayor en el centro que en los extremos, genera un efecto similar.</p>
 <p>(b) ASENTAMIENTO CERCA DEL CENTRO</p>	<p>Los extremos se asientan menos que el centro. Se producen compresiones acentuadas en la parte superior del edificio. Si las deformaciones son muy grandes se pueden generar roturas por cortante, horizontales o inclinadas, y grietas de tracción hacia la parte inferior. Puede no ser crítico si las deformaciones son moderadas.</p>
 <p>(c) ASENTAMIENTO EN UN EXTREMO</p>	<p>El asentamiento diferencial de un extremo de un edificio largo, con respecto al otro, puede generar grietas con la mayor abertura hacia la parte superior, como en C.</p>
 <p>(d) ASENTAMIENTO VARIABLE</p>	<p>El asentamiento crece gradualmente desde un extremo de un edificio alto hasta el otro. Se puede ladear toda la estructura sin agrietarse. En estructuras altas y esbeltas, las presiones no uniformes de fundación, mayores del lado del desplome, tienden a acentuar el problema y aun a agravarlo con el tiempo.</p>

Figura 3-2 Asentamientos Nocivos provocados por los asentamientos diferenciales

El comportamiento esfuerzo- deformación de una masa saturada de suelo sin drenaje sujeta a carga es semejante a la de un cuerpo elástico, siempre que las deformaciones sean relativamente pequeñas.

Es probable esto en el caso de cimientos en los que los esfuerzos reales sean tan sólo la tercera parte del valor último, mientras que en los problemas de pendientes y excavaciones, no es este el caso sea de dos terceras partes. Los mayores valores del esfuerzo se tienen inmediatamente bajo el punto de carga y disminuye en forma lateral y vertical al alejarse de ese punto. El problema del asentamiento inmediato o elástico se modela, por lo tanto, sobre un medio espacio semiinfinito cargado en la superficie, por lo que la ecuación para su cálculo se puede expresar:

$$\text{Asentamiento inmediato, } s_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E} I_P \dots\dots\dots(3-2)$$

- Donde:
- q = es la presión sobre la cimentación
 - B = ancho de la cimentación.
 - ν = relación de Poisson
 - E = módulo de elasticidad del material.
 - I_p = factor de influencia

Para el caso sin drenado $\nu = \nu_u = 0.5$, y E_u se calcula en general a partir de pruebas triaxiales sin drenado. Para estratos razonablemente homogéneos, E_u se considera constante, aunque aumenta con la profundidad sin embargo para espesores de cargas mayores que 3 m, es mejor considerar una serie de subcapas, y asignarles las propiedades adecuadas del suelo a cada una. Se pueden obtener valores para el factor de influencia I_p a partir de tablas y gráficas adecuadas (como por ejemplo Figura 3.3).

De la ecuación para calcular el asentamiento inmediato por teoría elástica se deduce que el asentamiento inmediato es directamente proporcional a la presión de cimentación y el ancho de la misma.²

² WHITLOW, Roy. **Fundamentos de Mecánica de Suelos**. Edt. CECSA. México. 2ª Edición, 1998.

ASENTAMIENTOS QUE SE PRESENTAN EN LAS CIMENTACIONES

Es bien sabido que los suelos cohesivos no son materiales linealmente elásticos, lo que implica que el módulo elástico y la relación de Poisson se convierte en la práctica en parámetros equivalentes, en el sentido de que debe evaluarse en forma tal que cuando se incluyan en las ecuaciones elásticas pertinentes se obtengan estimaciones correctas del asentamiento inmediato.²

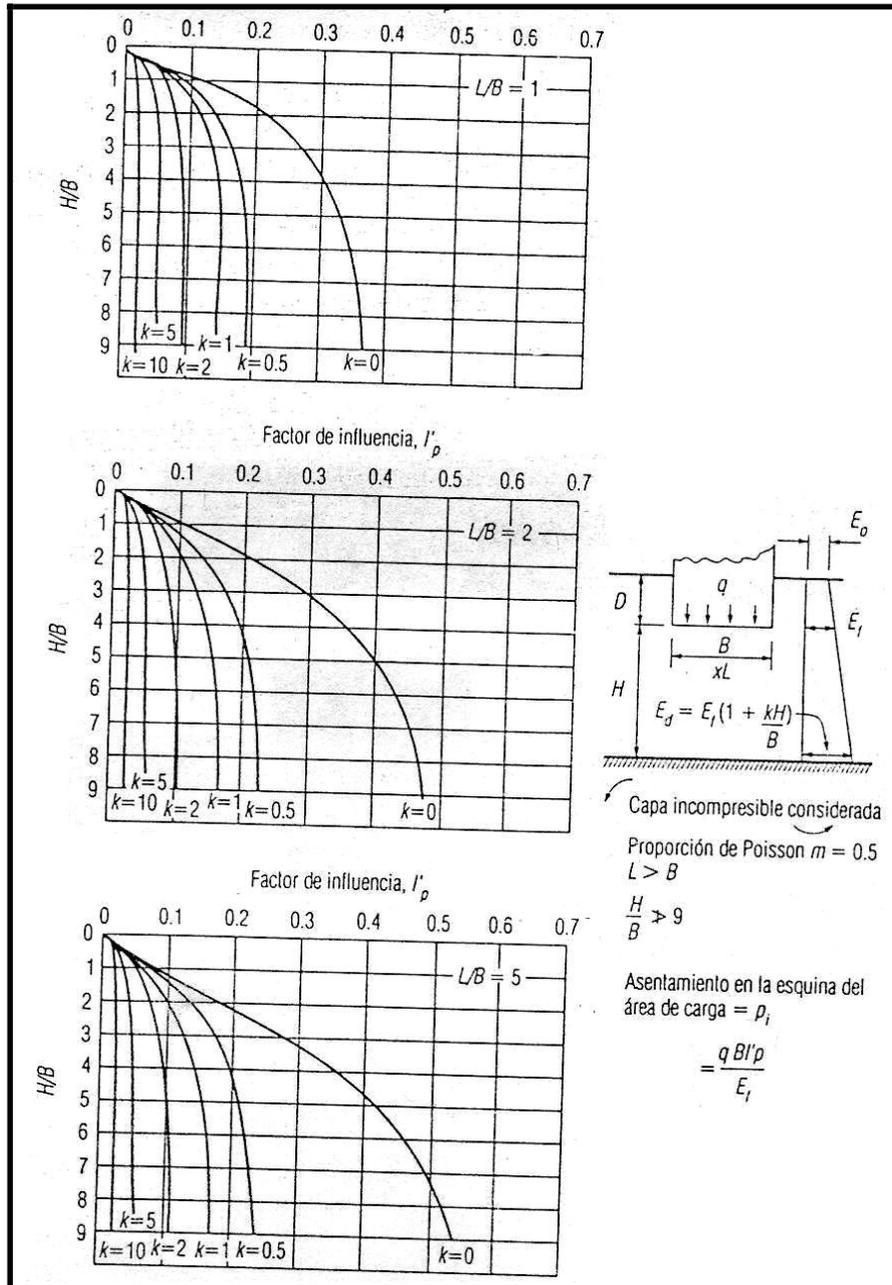


Figura 3-3 Gráficas para la estimación del factor de influencia I_p'

3.3.1 Asentamiento inmediato de una capa delgada.

En el cálculo de los valores de I_p de tablas y gráficas (Figura 3.3), se puede suponer que la capa por debajo de la cimentación se prolonga hacia abajo a una profundidad considerable, sin embargo, si dicha capa es de un espesor inferior al doble de la anchura se obtendrá una sobrestimación del asentamiento, para capas de espesor limitado que están soportadas por un estrato duro, se puede usar la siguiente expresión para determinar el asentamiento por debajo de la cimentación flexible:

$$s_i = \frac{\mu_0 \mu_1 q B (1 - \nu^2)}{E_u} \dots\dots\dots(3-3)$$

Los valores de μ_0 y μ_1 se pueden obtener de la Figura 3.4 y depende tanto de la anchura como de la profundidad de la cimentación, así como del espesor de la capa por debajo de la misma, en el caso de una capa delgada por debajo de la capa de la cimentación el asentamiento inmediato puede calcularse obteniendo primero un valor de $\mu_{1(B)}$ correspondiente a una capa de espesor H_B para después obtener un valor de $\mu_{1(T)}$, que corresponde a una capa de espesor H_T . El asentamiento debido a la capa delgada se calcula usando la ecuación anterior en la cual $\mu_1 = \mu_{1(B)} - \mu_{1(T)}$.²

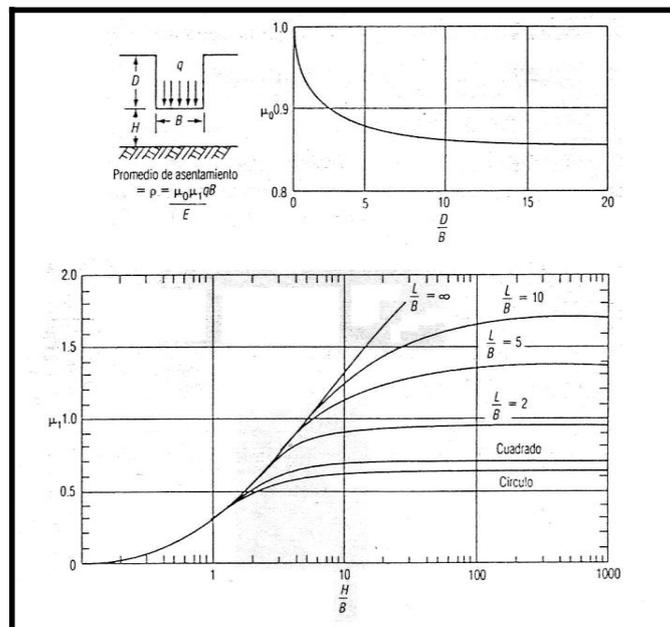


Figura 3-4 Gráficas para el cálculo de μ_0 y μ_1

3.4 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN.

El asentamiento de consolidación S_c , es el resultado de la reducción de volumen por expulsión de agua de los poros, proveniente del flujo producido por excesos de presión de poros, que son a su vez disipados por el flujo. Los esfuerzos resultantes de la carga externa generan los mencionados excesos de presión de poros que dan lugar a gradientes hacia los contornos drenados de una capa que se consolida. Si el suelo es altamente cohesivo o de grano fino, el proceso de consolidación primaria origina un retraso en parte importante de los asentamientos, y los hace función del tiempo.

La formula general que permite calcular el asentamiento por consolidación de un estrato de espesor H es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \text{ Para una sola capa.....(3-4)}$$

$$\Delta H = S = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta e_i}{(1 + e)_i} \Delta z_i \text{ Para n capas.....(3-5)}$$

donde: ΔH = asentamiento de un estrato de espesor H

e_0 = relación de vacíos inicial.

$\Delta e = e_0 - e_1$ variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzos vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

Δz = espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

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

Puede entonces escribirse:

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H dz \dots\dots(3-6)$$

Lo cual integrado da:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_o} dz \dots\dots(3-7)$$

Considerando a la frontera superior del estrato compresible como origen de la "z". La ecuación 3-7 es la ecuación general para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria, supuesto un proceso unidimensional de consolidación.

La ecuación sugiere un método simple de trabajo para evaluar los asentamientos en un caso práctico dado.

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato compresible a diferentes profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad, (*parte a de la figura 3-5*) sobre esas gráficas podrá llevarse el valor de p_o , presión actual efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e_o , a continuación podrá llevarse a partir de p_o , el valor presión $\Delta p'$, determinado según los métodos que se desprenden de la distribución de esfuerzos en la masa de suelo y que representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la fase sólida del suelo cuando éste se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exteriores, representada por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor $p=p_o + \Delta p'$ proporcionará la e final que teóricamente, alcanzará al suelo a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse $\Delta e = e_o - e$, por lo tanto $\Delta e / 1 + e_o$.

En la parte b de la figura 3-5 se muestra la gráfica $(\Delta e / 1 + e_o) - z$, que deberá trazarse una vez determinados sus puntos por el procedimiento anterior aplicado a distintas profundidades. ¹

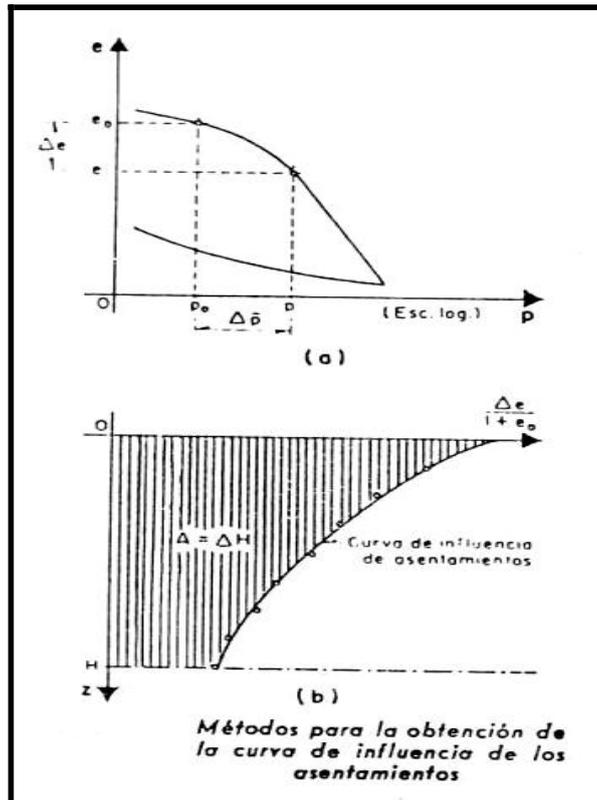


Figura 3-5 Curva de compresibilidad y curva de influencia de asentamientos.

En algunos casos especiales los asentamientos pueden calcularse por 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:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \Delta p' dz = m_v \int_0^H \Delta p' dz \dots (3-8)$$

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

Si además $\Delta p'$ puede considerarse constante en el espesor tratado, la fórmula 3-8 se reduce simplemente a: ¹

$$\Delta H = m_v \Delta p' H \dots (3-9)$$

La ecuación 3-9 goza de una popularidad seguramente inmerecida, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que la usan.

El problema en cualquier cálculo de asentamientos consiste en determinar Δe para un incremento dado de presión, aplicado a la capa compresible. En la gráfica de compresibilidad se dibuja la relación de vacíos contra el logaritmo de los esfuerzos efectivos; se puede, entonces, formular ecuaciones para Δe como la siguiente:

$$\Delta e = C_x \log \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right) \dots\dots\dots(3-10)$$

Cuya forma particular depende de la condición de la capa compresible: normalmente consolidada o sobreconsolidada.

Condición para un suelo normalmente consolidado.

En este caso sólo ocurre compresión virgen; por lo tanto, el cambio en la relación de vacíos por un incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma'$ se puede expresar como:

$$\Delta e = C_c \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \dots\dots\dots(3-11)$$

Si se supone que este cambio en la relación de vacíos es para una subcapa i , y se reemplaza en la ecuación (3-5), se obtiene la siguiente ecuación para n subcapas compresibles:

$$S = \Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ci}}{(1 + e_{0i})} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right)_i \Delta z_i \dots(3-12)$$

Condición para un suelo preconsolidado.

Luego de obtener las relaciones de compresibilidad de campo a partir de la información de laboratorio, por cualquiera de los procedimientos aplicables, queda en definitiva: un tramo de recompresión al que corresponde al índice ¹

respectivo, C_r , y un tramo de compresión virgen cuya pendiente es el índice de compresión, C_c , tal como se muestra esquemáticamente en la siguiente figura 3-6.

Si a diferencia de la situación mostrada en la figura 3-6 $\sigma'_o + \Delta\sigma < \sigma'_p$, entonces puede usarse la ecuación anterior pero con el índice C_r el lugar del índice C_c , dado que sólo se representa recompresión.

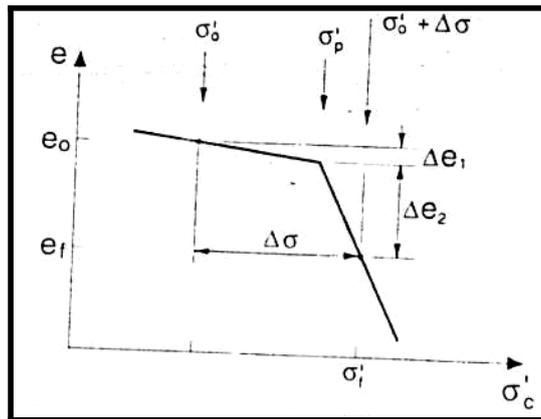


Figura 3-6 Curvas de compresibilidad de campo en relación con los incrementos de esfuerzos

Para el caso en que $\sigma'_o + \Delta\sigma > \sigma'_p$, mostrado en la figura 3-6, el suelo sufre recompresión y compresión virgen, los cambios correspondientes en la relación de vacíos son: (1) desde la condición original en sitio (e_o, σ'_o) hasta σ'_p y (2) desde σ'_p hasta la condición final (e_f, σ'_f). Puede verse que $\sigma'_f = \sigma'_p + \Delta\sigma$. Las ecuaciones para estos cambios son los siguientes:

$$\Delta e_1 = C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \dots\dots\dots(3-13)$$

$$\Delta e_2 = C_c \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \dots\dots\dots(3-14)$$

El cambio total en la relación de vacíos será $\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2$. Si se reemplaza en la ecuación (3-5), se obtiene: ¹

$$S = \Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_1}{1 + e_{o1}} \left(C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_c} + C_c \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)_i \dots\dots\dots(3-15)$$

3.5 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA.

El asentamiento por compresión secundaria S_s , o fluencia plástica, que igualmente depende del tiempo pero que puede ocurrir a esfuerzos efectivos esencialmente constantes. También, a veces, se le denomina asentamiento por fluencia.

La consolidación que continua lentamente después de que se ha disipado prácticamente las sobrepresiones intersticiales se denomina consolidación secundaria o a veces compresión secundaria y se le considera como un resultado de algún tipo de mecanismo de deformación plástica relacionada con la estructura del suelo. Realmente han de existir pequeñas sobrepresiones intersticiales durante la consolidación secundaria para que el agua escape del suelo. Sin embargo, la consolidación secundaria se produce muy lentamente y la velocidad de flujo es muy pequeña. De aquí que las sobrepresiones con ella asociadas son inaceptables. La consolidación secundaria se produce debido a que la relación de vacíos del suelo y el esfuerzo efectivo suele depender del tiempo: cuanto más tiempo permanece la arcilla bajo un esfuerzo efectivo constante mayor compacidad alcanza.³

Se supone que la compresión secundaria, que comienza justamente después de la compresión primaria, continúa durante un tiempo indefinido bajo un esfuerzo constante. Una curva de asentamiento - logaritmo de tiempo, como la que se muestra en la Figura 3-7, obtenida a partir de una prueba de consolidación, muestra la compresión secundaria que se inicia en el tiempo indicado por la intersección de las prolongaciones de los segmentos rectos de la curva. De ahí en adelante, la gráfica del tiempo (Figura 3-7) se considera como una línea recta, lo que tradicionalmente se expresa como

$$\delta = C_a \log (t / t_0) H \dots\dots\dots \text{Ec. 3-16}$$

en donde: δ = compresión secundaria, en unidades de longitud.
 C_a = coeficiente de compresión secundaria, igual a la deformación unitaria vertical por el ciclo de logaritmo de tiempo (un ciclo es el intervalo entre dos tiempos en la razón 1:10); sin dimensiones.⁴

³ LAMBRE, William T., WHITMAN, Robert V. **Mecánica de Suelos**. Edt. Limusa. México. 8ª reimpresión, 1991.

⁴ STAMATOPOULOS, Aris C., KOTZIAS, Panaghiotis C. **Mejoramiento de Suelos por Precarga**. Edt. Limusa. México. 1ª Edición, 1990.

t = tiempo correspondiente a δ .
 t_0 = tiempo en el cual $\delta = 0$.
 H = espesor del estrato, en unidades de longitud.

La velocidad del desarrollo de es

$$d\delta / dt = (0.434 C_a H) / t \dots\dots\dots Ec. 3-17$$

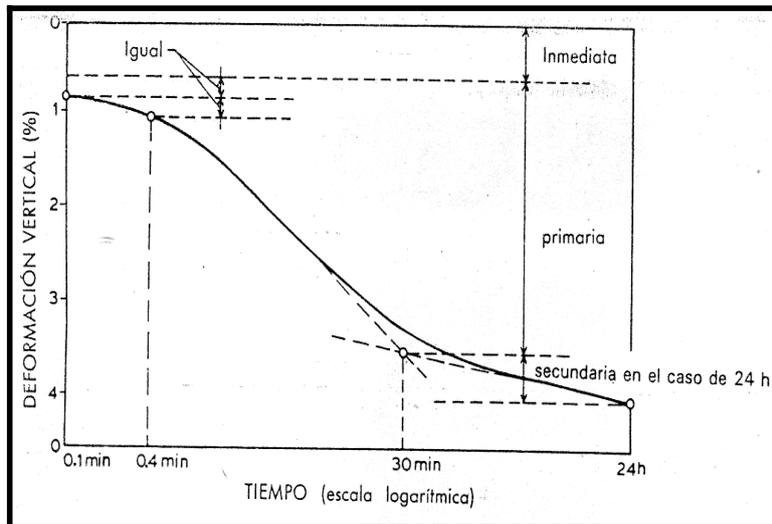


Figura 3-7 Curva asentamiento contra tiempo en escala logarítmica

Se debe señalar que las dos ecuaciones anteriores (3-16 y 3-17) generalmente aceptadas que se derivan de ella no contienen al esfuerzo vertical como factor. Por consiguiente, sugiere que un pequeño incremento en el esfuerzo vertical producirá la misma compresión secundaria que un incremento mucho mayor. Tal situación no parece posible. Parece más razonable suponer que la influencia que tiene la magnitud del incremento del esfuerzo vertical se debe incluir en el valor de C_a . El C_a adecuado se debe escoger efectuando pruebas de consolidación donde la muestra primero se lleve al reposo bajo el esfuerzo de sobrecarga natural y luego se simulan los cambios de esfuerzo que se espera ocurran en el campo. El valor de C_a debe depender del nivel inicial e incremento del esfuerzo vertical, entre más baja esté la recta en la cual se encuentra el punto que representa el equilibrio inicial, menor será el espacio para la compresión secundaria adicional dentro del tiempo de interés en un proyecto en particular. La tabla 3 muestra los valores típicos para C_a .⁴

Tabla 3	
Tipo de suelo	C_a
Arcillas preconsolidadas	< 0.005
Arcillas normalmente consolidadas	0.005 a 0.05
Suelos orgánicos; suelos muy plásticos	0.05 a 0.5

Es bueno hacer las siguientes aclaraciones: En el estado presente de la tecnología, no se ha establecido todavía alguna teoría para este fenómeno, o fenómenos, de deformación, cuya validez haya sido confirmada. Con frecuencia se duda del efecto de la consolidación secundaria sobre la medición de la consolidación primaria. Varios estudios demuestran que la relación de vacíos se debe calcular empleando la compresión total para una etapa dada y que no se debe hacer corrección alguna para la consolidación secundaria. Sin embargo, se puede afectar la forma de la curva primaria s/\sqrt{t} , ya que se ha observado cierta concavidad hacia abajo en etapas de carga que siguen a una consolidación secundaria apreciable; y por último se dice que el fenómeno de consolidación secundaria complica el cálculo del desarrollo con el tiempo y la magnitud final del asentamiento. ²

3.6 ASENTAMIENTOS TOLERABLES EN EDIFICIOS.

El análisis por asentamientos es una parte importante del diseño y construcción de cimentaciones. Grandes asentamientos de varias componentes de una estructura pueden conducir a un daño considerable y/o a inferir con un funcionamiento inapropiado de la estructura. Se han realizado estudios limitados para evaluar las condiciones para asentamientos tolerables de varios tipos de estructuras.

El concepto de asentamiento tolerable se describe como un valor límite permisible para la estructura, que debe compararse con el asentamiento estimado probable. La determinación de los asentamientos tolerables representa, entonces, un paso esencial en el proceso de establecer la presión portante permisible de la cimentación para poder garantizar que los asentamientos no afecten nocivamente el comportamiento de las obras, además de asegurar suficiente seguridad contra la falla. ¹

El principal problema vinculado a la incidencia de los asentamientos de las cimentaciones en el comportamiento de los edificios es el agrietamiento producido por la distorsión angular.

Como se mencionó en el capítulo I los criterios básicos al considerar los límites para los movimientos de una estructura son:

- Apariencia.
- Desempeño o función
- Estabilidad.

Desviaciones de la verticalidad mayores que $1/250(H/V)$ son visibles en edificios y provocan impresiones subjetivas de alarma en los usuarios y observadores. Una rotación local de miembros horizontales que exceda $1/100$ o una deflexión relativa superior a $1/250$ pueden ser claramente visibles. El agrietamiento de muros de carga o simplemente divisorios en edificios hacen objetable su apariencia. Las grietas producen intranquilidad y requieren reparación.

El agrietamiento de las estructuras afecta su desempeño o función debido a que puede redundar en pérdida de impermeabilidad, resistencia al fuego y capacidad de aislamiento térmico o sonoro. Las grietas pueden permitir la penetración de agua u otros líquidos, lo que conduce al desarrollo subsecuente de otros perjuicios tales como corrosión del refuerzo y daños en los materiales de juntas y promover la descomposición o deterioro progresivo. El asentamiento total puede ser crítico para un desempeño satisfactorio en lo tocante a las conexiones a drenajes externos u otras tuberías, por otra parte las deformaciones pueden afectar el correcto funcionamiento de instalaciones.

Las deflexiones y rotaciones pueden llegar a ser críticas para la estabilidad cuando generan esfuerzos cortantes o momentos flexionantes excesivos para la capacidad estructural de los miembros. Una inclinación excesiva puede llevar incluso al colapso total de la estructura.¹

Se han realizado diversos estudios orientados a establecer criterios límites empíricos de diseño respecto a asentamientos totales, asentamientos diferenciales y distorsiones angulares.

Se han resumido observaciones entre diferentes edificios los cuales mostraban signos de deterioro, Skempton y MacDonald usaron como criterio de daño la relación entre el asentamiento diferencial y la distancia l entre ellos, después de eliminar la inclinación del edificio. Esta relación fue definida como distorsión angular. Concluyeron que el valor límite de δ/l que produce grietas en los muros y particiones es $1/300$ y que valores mayores de $1/150$ producen daño estructural. También recomendaron que deben evitarse distorsiones angulares en excesos mayores a $1/500$ y aún de $1/1000$, si es particularmente la intención de evitar cualquier daño producido por asentamientos.

Respecto a rotaciones y deformaciones angulares en las estructuras, Burland y Wroth definieron los siguientes términos:

Inclinación (ω), que normalmente se refiere a la rotación como cuerpo rígido de toda la superestructura o de una parte bien definida de ella.

Deflexión relativa (Δ), es el máximo desplazamiento relativo a la línea recta que une dos puntos de referencia cuya distancia horizontal es L . La relación de deflexión es igual al cociente Δ/L .

Rotación relativa. (β), que constituye la rotación de una línea recta que une dos puntos de referencia, relativa a la inclinación es equivalente a la distorsión angular antes definida.¹

En la Figura 3-8 se indica el significado de los parámetros usados para la definición de los asentamientos tolerables. La parte (a) de la figura 3-8 es para una estructura que ha sufrido un asentamiento sin inclinación y la parte (b) con inclinación. Los parámetros son:

ρ_i = desplazamiento vertical total en el punto i .

δ_{ij} = asentamientos diferencial entre los puntos i y j .

Δ = deflexión relativa.

ω = inclinación.

$\eta_{ij} = (\delta_{ij}/l_{ij}) - \omega$ = distorsión angular.

Δ/L = Dimensión lateral de la estructura.

ASENTAMIENTOS QUE SE PRESENTAN EN LAS CIMENTACIONES

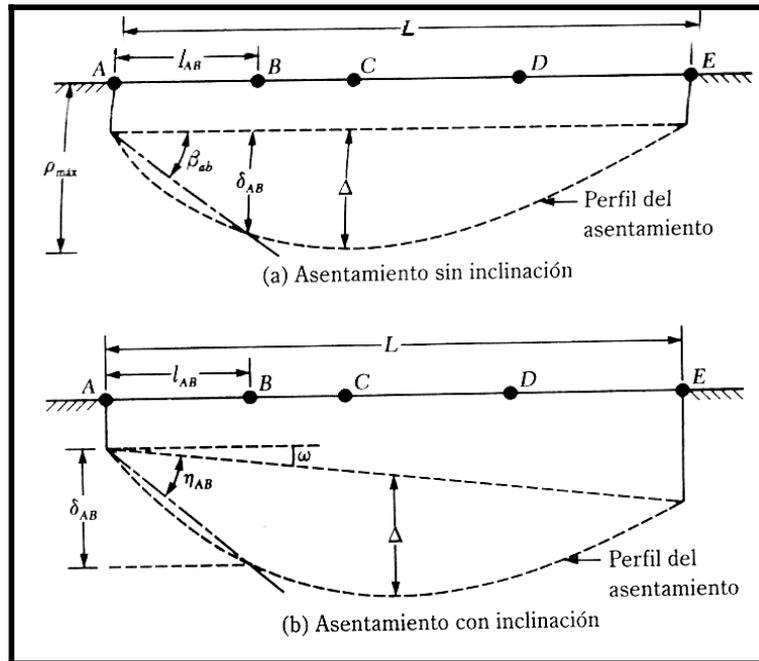


Figura 3-8 Parámetros para la definición del asentamiento tolerable. Wahls, 1981.

Bjerrum (1963) proporcionó las condiciones de la distorsión angular límite, η , para varias estructuras. (Figura 3-9)

Polish y Tokar (1957) presentaron los criterios de asentamiento del código de construcción 1955 de la Unión Soviética. Estos se basaron en la experiencia obtenida de observaciones de asentamientos de cimentaciones a lo largo de 25 años. En la Figura 3-10 y 3.11 se muestran las tablas que presentan dichos criterios.¹

Tipo de daño potencial	η
Peligro para maquinaria sensible a asentamientos	1/750
Peligro para marcos con diagonales	1/600
Límite seguro para no agrietamiento de edificios ^b	1/500
Primer agrietamiento de muros	1/300
Dificultades con grúas elevadas	1/300
La inclinación de edificios altos rígidos resulta visible	1/250
Agrietamientos considerables de muros de tableros y de ladrillos	1/150
Peligro de daño estructural a edificios en general	1/150
Límite seguro para muros flexibles de ladrillos, $L/H > 4^b$	1/150

^a Según Wahls (1981)
^b Los límites seguros incluyen un factor de seguridad. H = altura del edificio

Figura 3-9 Distorsión angular límite recomendada por Bjerrum.

Tipo de estructura	Arena y arcilla dura	Arcilla plástica
(a) η		
Cimentaciones de columnas de edificios civiles e industriales:		
Para estructuras de acero y concreto reforzado	0.002	0.002
Para filas extremas de columnas con revestimiento de ladrillo	0.007	0.001
Para estructuras donde no se presenta deformación auxiliar durante el asentamiento no uniforme de las cimentaciones	0.005	0.005
Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc.	0.004	0.004
Grúas	0.003	0.003
(b) Δ/L		
Muros simples de ladrillo		
Para habitaciones de varios niveles y edificios civiles para $L/H \leq 3$	0.0003	0.0004
para $L/H \geq 5$	0.0005	0.0007
Para edificios fabriles de un solo nivel	0.0010	0.0010

* Según Wahls (1981). H = altura del edificio

Figura 3-10 Criterios de asentamientos admisibles (Reglamento de Construcción de la Unión Soviética.)

Tipo de edificio	Asentamiento promedio admisible, pulg (mm)
Edificio con muros de ladrillo	
$L/H \geq 2.5$	3 (80)
$L/H \leq 1.5$	4 (100)
Edificio con muros de ladrillos reforzados con concreto armado o ladrillos reforzados	6 (150)
Edificio a base de marcos	4 (100)
Cimentaciones sólidas de concreto reforzado de chimeneas, silos, torres, etc.	12 (300)

^a Según Wahls (1981). H = altura del edificio

Figura 3-11 Asentamiento promedio admisible para Diferentes tipos de edificios

3.6.1 Asentamientos Tolerables según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1 "límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación" de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones del reglamento de construcciones del D.F.⁵

⁵ ARNAL, Simon Luis., BETANCOURT, Suarez Max. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias. Edt. Trillas. México. 3ª Edición, 2004.

ASENTAMIENTOS QUE SE PRESENTAN EN LAS CIMENTACIONES

Tabla 3.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación¹

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
	Concepto	Límite
En la zona I:		
	Valor medio en el área ocupada por la construcción:	
	Asentamiento: Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	2.5 cm
En las zonas II y III:		
	Valor medio en el área ocupada por la construcción:	
	Asentamiento: Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
	Emersión: Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
	Velocidad del componente diferido	1 cm/semana
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	100 / (100 + 3h _c) por ciento	h _c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001
		Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.

² En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura. ⁵

3.6.1.1 Verificación de la seguridad de las cimentaciones.

Cimentaciones someras (zapatas y losas).

Estados límites de servicio.

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmico se calcularán cuando proceda como se indica en el Art. 203 del capítulo de diseño sísmico. La magnitud de las deformaciones permanentes que puedan presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio del procedimiento descrito en el capítulo 3.4.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

Cimentaciones compensadas.

Estados límites de servicio.

Para este tipo de cimentaciones se calculará:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.
- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación - suelo.⁵

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en el apartado 3.4. El calculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho apartado tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. En la zona III y en presencia de hundimiento regional la sobrecompensación no será superior a 1.5 t/m² a menos de que se demuestre de que un valor mayor no dará lugar a una emersión aceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

Cimentaciones con pilotes de fricción.

Estados límites de servicio.

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomará explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmico se calcularán cuando proceda, como se indica en el Art. 203, capítulo VI de diseño sísmico (RCDF). Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno, y serán mínimas (ver tabla 3.1). Para el calculo de estas deformaciones se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida en el capítulo 2.4.9 sección B de este trabajo.

Cimentaciones con pilotes de punta o pilas.

Estados límites de servicio.

Los asentamientos de este tipo de cimentaciones se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo la fricción negativa y la de los estratos localizados abajo del nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación permisible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.⁵

CAPÍTULO 4:

CASO PRÁCTICO DE LA CORRECCIÓN
DE DESPLOMES DE UN EDIFICIO.

Durante los últimos años varios edificios de la Unidad Habitacional San Rafael Coacalco del INFONAVIT, ubicados en el Municipio de Coacalco de Berriozabal, Estado de México, han presentado un mal comportamiento, algunos dejando de ser funcionales y otros acercándose a esta situación, no sin dejar de mencionar que muchos de ellos presentan ya un alto grado de peligrosidad ya que estos edificios están trabajando en condiciones muy diferentes a las consideradas en el diseño y en caso de que se presente un sismo, debido a que la junta constructiva establecida por norma se ha reducido considerablemente, podrían chocar entre ellos llegando al colapso, lo anterior debido a los considerables hundimientos diferenciales que se están presentando y por consiguiente a la pérdida de la verticalidad de la estructura. Por lo que se requiere que recobren su verticalidad para que continúen siendo funcionales.

Para nuestro estudio tomaremos de todo el conjunto de edificios que conforman la Unidad Habitacional el edificio "A-4-C" para referirnos a el como un caso en particular, tratando con lo anterior de proporcionar un mejor enfoque de la situación predominante, así como de los fenómenos que se han venido presentando en los edificios de esta unidad, usando este caso como ejemplo a seguir para que los otros edificios puedan tener un tratamiento similar.

En mediciones recientemente efectuadas el edificio "A-4-C", a nivel de azotea en su lado sur se encuentra separado aproximadamente a 3 cm. del edificio A-4-D lo anterior ya que recientemente se ha incrementado el desplome de la estructura hacia esa colindancia y aunado a que el edificio vecino también a incrementado ligeramente su desplome hacia la colindancia norte, se ha visto disminuida la separación de la junta constructiva a nivel de azotea y en vista a que durante un sismo las estructuras puedan moverse en forma independiente, y a nivel de azotea por la pequeña separación de la junta constructiva puedan chocar y dañarse.

Por todo lo antes expuesto se realizó un estudio del comportamiento del edificio con el objeto de determinar las causas que han estado generando los hundimientos diferenciales y la pérdida de la verticalidad de la estructura, además para poder establecer las recomendaciones necesarias para evitar que se incremente el mal comportamiento que ha tenido hasta la fecha y corregir el desplome, así como lograr que la junta constructiva que actualmente es de 3 cm., alcance el mínimo por especificación de acuerdo al reglamento de construcción.

La ubicación del edificio se muestra en la figura 1 y se orienta en la dirección norte-sur, su acceso es por el lado poniente, cuenta con cinco niveles, albergando dos departamentos por planta. En este edificio se midieron los desplomes que presentaba la estructura, observando que en un lapso de dos años hubo un incremento en los desplomes en la dirección sur de 6.8 cm., mostrando un incremento importante y manteniéndose constante en la dirección poniente. Debido al incremento del desplome y a que se fue reduciendo la junta constructiva entre los edificios se consideró necesario un estudio completo del mal comportamiento registrado.

En la manzana "A" de la Unidad Habitacional se hicieron varios sondeos y pozos a cielo abierto a diversas profundidades, con el objeto de conocer las características del suelo de apoyo de los edificios, y cuyos resultados sirven para establecer cuales fueron las causas del mal comportamiento de la estructura.

En el presente capítulo se describen las características arquitectónicas y estructurales del edificio, el comportamiento que esta presentando la estructura, se describen las características estratigráficas y físicas de los materiales de apoyo, las propiedades mecánicas de los mismos en base a las pruebas de laboratorio efectuadas, los resultados de la revisión de la estabilidad de la estructura, las causas que generaron el mal comportamiento, las recomendaciones para que el edificio vuelva a recobrar la verticalidad y el proceso de recimentación de la estructura para que pueda seguir funcionando.

4.1 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO.

El edificio denominado "A-4-C", perteneciente a la Manzana A (ver Figura 1), se encuentra ubicado en el lote 4 y es del tipo C. Es de cinco niveles, con dos departamentos de interés social por planta, los cuales tienen dos recámaras más alcoba, sala-comedor, cocina, baño y patio de servicio cada uno con una superficie construida de 53 m.²

La estructuración del edificio esta resulta a base de muros de carga constituidos por tabique hueco refractario tipo "Santa Julia" de 12 cm. de ancho con castillos ahogados y muros de rigidez de concreto armado. Las losas de entrepiso y azotea están formadas por el sistema de vigueta preesforzada y bovedilla aligerada, trabajando conjuntamente con una malla de alambre electrosoldada 6x6-10/10, ahogada en la capa de compresión de 3 cm. de espesor. En las zonas de baños y escaleras se tienen losas macizas de concreto de 8 y 10 cm. de peralte respectivamente. En la figura 2 se presenta la planta tipo del edificio observando la distribución los departamentos y de los muros de carga.

La cimentación del edificio es del tipo parcialmente compensada, constituida a base de un cajón de concreto reforzado, hueco y estanco, constituido por muros perimetrales de contención, contratrabes y losa de fondo plana de 20 cm. de peralte, desplantada a 2.3 m. de profundidad, con respecto al nivel de la planta baja. El área de la cimentación incluye a la cubierta por la estructura del edificio más los patios de servicio y acceso, teniendo una superficie de 127.5 m.² En la figura 3 se muestra un corte vertical esquemático y una planta de la cimentación.¹

4.2 MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

Para conocer las magnitudes de la inclinación del edificio y establecer el comportamiento que ha estado presentando, se realizó un monitoreo periódico, consistente en la medición de los desplomes de los vértices principales de la losa de azotea de la estructura, además de efectuarse nivelaciones exteriores de la losa de piso de la planta baja.

¹ Estudio Geotécnico de la Unidad Habitacional San Rafael, Coacalco, Estado de México, Para el INFONAVIT. Geotecnia e Hidráulica Ingenieros Consultores. México. 1998.

Los trabajos anteriores se realizaron con un equipo automático, estos trabajos de nivelación se refirieron a un banco de nivel superficial ubicado en un lugar lo suficientemente alejado de la zona de influencia del mal comportamiento de los edificios, las nivelaciones se realizaron en circuito cerrado, ida y vuelta al banco de origen. La medición de los desplomes se efectuaron con un teodolito de precisión de lectura directa a un segundo arco, en el cual la sensibilidad de su nivel esférico así como el nivel de colado garantizan un plomeo óptimo más preciso, libre de interferencias como la oscilación natural de la plomada o viento.

Los resultados de monitoreo correspondientes de piso de planta baja y la medición de los desplomes de la estructura, se presentan en las figuras 4 y 5, y su evolución con respecto al tiempo se muestra en las figuras 6 y 7. Se analizaron los resultados del monitoreo del edificio, con lo que se determinó el comportamiento que ha presentado la estructura en los últimos meses, el cual es el siguiente.

Los desplomes promedio iniciales en el período de mediciones eran de 6.8 cm. hacia el lado sur y de 1.9 hacia el lado oriente. En la dirección sur el desplome se incremento muy ligeramente con una velocidad de 0.2 cm. por mes alcanzando un promedio de 9.3 cm. Para el período de lluvias disminuyó ligeramente alcanzando un promedio de 8.9 cm. y posteriormente a este período se volvió a incrementar alcanzando su desplome máximo medido con un promedio de 9.4 cm.

Con respecto a la otra dirección a permanecido más estable teniendo una inclinación promedio hacia el oriente de 1.5 cm. Oscilando en los siguientes meses entre 1.9 y 1.8 cm. Posteriormente la estructura presentó muy pequeños movimientos en esta dirección, variables entre 1.1 y 1.6 cm., en la misma dirección, presentando en la última medición 1.7 cm. de desplome hacia el oriente.¹

Las curvas de igual elevación de la losa de piso de planta baja del edificio se presentan en la figura 8. En lo que se refiere a las nivelaciones de la losa de piso de la planta baja del edificio, los puntos ubicados en el lado sur han tenido mayor movimiento; la diferencia media entre los puntos del lado norte con respecto a los de lado sur era de 8.8 cm, posteriormente los puntos del

lado norte sufrieron un asentamiento medio de 3.5 cm. y los del lado sur de 5.7 cm., incrementando su diferencia a 10.9 cm., entre ambos lados. Para los siguientes seis meses sufrieron un asentamiento ligero incrementando su diferencia a 11 cm. y finalmente en el último monitoreo los puntos del lado sur presentaron un asentamiento medio de 3.4 cm. y los del lado norte de 2.8 cm., presentando una diferencia media entre los puntos del lado norte y del lado sur de 11.4 cm.

Los puntos localizados en el lado norte de la estructura presentan una mayor elevación con respecto a los puntos del lado sur, existiendo una diferencia congruente a la dirección de los desplomes del edificio.

4.2.1 Comportamiento de la Estructura.

En general de acuerdo a los resultados de las mediciones realizadas, tanto en los desplomes como en las nivelaciones de las referencias en la losa de piso de planta baja, para las condiciones ambientales correspondientes al período medido se observa que la estructura ha incrementado sus desplomes en la dirección sur.

De un recorrido realizado por las inmediaciones del edificio, se pudo observar que el desplome de la estructura coincide con una marcada depresión del terreno que colinda con la zona sur de la estructura, y corresponde a un área jardinada y colindante con el edificio A-4-D.

4.2.1.1 Análisis de desplomes.

Tomando en consideración la descripción realizada en el capítulo 1 en cuanto a lo que a valoración y los tipos de desplomes que establecen las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Se determina lo siguiente: ²

TIPO DE EDIFICIO	ALTURA	DESPLOME					
		VISIBLE		FUNCIONAL		SEGURIDAD	
		%	CM	%	CM	%	CM
TIPO C	12.5	0.7273	9.10	1.01	12.74	1.92	24.00

² ARNAL, Simon Luis., BETANCOURT, Suarez Max. **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias.** Edt. Trillas. México. 3ª Edición, 1998.

En base al criterio de clasificación y de acuerdo a los desplomes y nivelaciones que se tienen a la fecha y que se reportan en las figuras 4 a 7, el edificio A-4-C se encuentra clasificado dentro del grupo 1 y con una tendencia a incrementar sus desplomes y pasar al grupo 2 (ver clasificación en capítulo 1).

4.2.1.2 Separación en la colindancia con edificios vecinos.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones en el capítulo VI correspondiente al diseño por sismo, en su artículo 211 dice:

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor a 5 cm, ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate, aumentando en 0.001, 0.003 ó 0.006 de la altura de dicho nivel sobre el terreno en las zonas I, II, o III, respectivamente. El desplazamiento calculado será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico marcado por dichas Normas.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será en ningún nivel, menor de 5 cm, ni menor de la altura del nivel sobre el terreno multiplicada por 0.007, 0.006 ó 0.012 según la edificación se halle en las zonas I, II o III, respectivamente.

La separación entre los cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que de acuerdo con los párrafos precedentes corresponden a cada uno.

Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura, estructuración y además las losas coinciden a la misma altura en todos los niveles.²

De acuerdo con lo anterior, la separación mínima que debe existir entre los edificios, es de 11.7 cm, lo cual no se cumple ya que actualmente existe a nivel de la losa de azotea una separación de 3 cm, pudiéndose presentar daños por el posible contacto entre los dos edificios durante un sismo.

Durante el monitoreo se midió la separación que se presentaba con el edificio vecino (A-4-D), determinando que la junta al nivel de la planta baja era de 15 cm y en la azotea del quinto nivel de 3 cm; en la figura 9 se muestra un croquis de la junta entre ambos edificios.

4.2.2 Revisión de las Celdas de Cimentación.

Con objeto de conocer la existencia de materiales dentro de las celdas de cimentación que pudieran estar generando sobre la cimentación una carga ajena al peso propio de la estructura, se realizó un levantamiento de su estado actual.

En la figura 10 se presenta el resultado del levantamiento de las celdas de cimentación, en donde se tuvo acceso, observándose que se encontraban inundadas alcanzando tirantes variables entre 10 y 20 cm de altura, determinándose que estas se encontraban localizadas en la parte sur de la estructura, lo anterior se ha visto que fue provocado porque algunas tuberías sanitarias que se encuentran alojadas en las celdas de cimentación presentan fugas intermitentes, por lo que se deduce que el agua que inunda las celdas es por dichas fugas.

La existencia del tirante en el lado sur obedece a una mayor profundidad del nivel del piso a que están las celdas con respecto a las ubicadas hacia el norte debido a que el desplome del edificio es hacia el lado sur justamente.

En vista del incremento del desplome hacia el lado sur se realizó la limpieza de las celdas de cimentación y posteriormente el lastrado de las celdas del lado norte empleando costales con arena húmeda y aplicando una presión de 1.5 t/m^2 (ver figura 11); además se realizó un pequeño relleno en la zona deprimida existente en la colindancia sur, que es la colindancia con el edificio A-4-D.¹

4.3 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.

El predio sobre el que se construyó la Unidad Habitacional es sensiblemente plano, y de acuerdo a la interpretación de los pares estereoscopios de fotografías aéreas de fechas anteriores a la construcción, la zona de interés se encontraba afectada por lagunas que disminuían su volumen de agua o desaparecían en los periodos de estiaje.

Para determinar las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales del subsuelo, bajo la cimentación de la estructura se excavaron tres pozos a cielo abierto, en sitios contiguos a la cimentación, a los que se les denominó PCA-1 a PCA-3, los pozos se realizaron empleando herramienta manual a base de pico y pala y alcanzaron profundidades de 4.00 y 4.05 m. se inspeccionaron sus paredes determinándose su estratigrafía mediante técnicas de clasificación de campo y se labraron muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos. La localización en planta de los sitios donde se excavaron los pozos a cielo abierto se muestran en la figura 12.

A las muestras representativas inalteradas, labradas de los pozos a cielo abierto, se les hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco.
- Contenido natural del agua.
- Límites de consistencia.
- Análisis granulométrico mediante mallas.
- Densidad de sólidos.
- Compresión axial no confinada.
- Compresión triaxial no consolidada - no drenada.
- Peso volumétrico natural.
- Consolidación unidimensional (utilizando anillo flotante).

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo los lineamientos establecidos por el Manual de Laboratorio de la S.A.R.H. (Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos).¹

En las figuras 13 a 15 se presentan en forma detallada los perfiles estratigráficos de las paredes de los pozos a cielo abierto excavados, en donde además se presentan los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas a las muestras cúbicas extraídas.

La ley de resistencia al esfuerzo cortante, determinada como la envolvente de los círculos de Mohr, correspondientes a los estados de esfuerzos máximos, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, se presentan en la figuras 16 a 22.

Las curvas de esfuerzo - deformación de los ensayos de compresión axial no confinada se muestran en las figuras 23 a 26.

En las figuras 27 a 31 se muestran las curvas de compresibilidad de las pruebas de laboratorio de consolidación realizadas.¹

La secuencia estratigráfica detallada de los materiales del subsuelo definida con los pozos a cielo abierto excavados en el perímetro del edificio es la siguiente:

CASO PRÁCTICO DE LA CORRECCIÓN DE DESPLONES DE UN EDIFICIO

Pozo a cielo abierto PCA - 1.

Profundidad (m).	Descripción.
0.19 - 1.59	Relleno superficial constituido por tepetate medianamente compactado.
1.59 - 2.28	Materiales de relleno constituido por arcilla arenosa, café cenizo.
2.28 - 2.35	Materiales de relleno producto de una sobre - excavación constituidos por arcilla gris verdosa y gris oscura, con contenido de agua medio de 54%.
2.35 - 2.64	<p>Arcilla poco limosa, gris verdosa oscura de consistencia blanda y poco agrietada con quedades de raíces fósiles. Presentan las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Contenido de agua medio 118%. - Límite líquido de 185%. - Límite plástico de 60% - Pertenece al grupo MH según el SUCS (Sistema Unificado de clasificación de Suelos). - Cohesión de 13.31 t/m² y ángulo de fricción interna de 16°, determinados en resistencia a compresión simple de 4.13 t/m², determinada en prueba de compresión axial no confinada. - Peso volumétrico natural de 1.18t/m³. - Densidad de sólidos de 2.56.
2.64 - 2.72	Capas interestratificadas de arena fina café dorado, compacta con arcilla, de contenido de agua medio de 57%.
2.72 - 3.13	<p>Arcilla poco limosa, café verdosa claro, de consistencia blanda, muy agrietada y disgregable, que presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Contenido de agua medio de 183%. - Límite líquido de 154%. - Límite plástico de 74%. - Pertenece al grupo CH según SUCS. - Cohesión de 4.2 t/m² y ángulo de fricción interna de 12°, determinados con prueba de compresión triaxial, no consolidada y no drenada. - Resistencia en compresión simple de 6.35 t/m², determinada en prueba de compresión axial no confinada. - Peso volumétrico natural de 1.08 t/m³. - Relación de vacíos de 3.01.
3.13 - 4.01	<p>Arcilla gris verdosa oscuro, de consistencia firme, agrieta verticalmente formando bloques prismáticos. Presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Contenido de agua medio de 205%. - Límite líquido de 232%. - Límite plástico de 64%. - Pertenece al grupo CH según SUCS. - Cohesión de 6.6 t/m² y ángulo de fricción interna de 21°, determinados con prueba de compresión triaxial, no consolidada y no drenada. - Resistencia en compresión simple de 13.51 t/m², determinada en prueba de compresión axial no confinada. - Peso volumétrico natural de 1.18 t/m³. - Relación de vacíos de 5.44. - Densidad de sólidos de 2.48%.

CAPÍTULO 4

Pozo a cielo abierto PCA - 2.

Profundidad (m).	Descripción.
0.18 - 1.50	Relleno superficial constituido por tepetate medianamente compactado.
1.50 - 2.25	Materiales de relleno constituido por arcilla arenosa, café cenizo y consistencia firme.
2.25 - 2.31	Materiales de relleno producto de una sobre - excavación formados por arena arcillosa, café obscura, con contenido de agua medio de 46% y medianamente compacto.
2.31 - 2.62	Arcilla gris verdosa, con intercalaciones de arena firme y grumos de arcilla gris, obscura, grumosa y quebradiza, con oquedades verticales de raíces fósiles. Que presenta las siguientes características: <ul style="list-style-type: none"> - Contenido de agua medio 127%. - Porcentaje de finos de 82%. - Límite líquido de 88%. - Límite plástico de 47% - Pertenece al grupo MH según el SUCS. - Resistencia en compresión simple de 0.87 t/m², determinada en prueba de compresión axial no confinada.
2.62 - 2.71	Capas interestratificadas de arena fina café dorado, compacta con arcilla, de contenido de agua medio de 74%.
2.71 - 3.10	Limo arcilloso, café verdoso claro, de consistencia blanda, agrietada con pequeñas incrustaciones de arena fina, con raíces en densidad media y oquedades de raíces fósiles, que presenta las siguientes características: <ul style="list-style-type: none"> - Contenido de agua medio de 149%. - Límite líquido de 195%. - Límite plástico de 82%. - Pertenece al grupo MH - OH según SUCS. - Cohesión de 3.5 t/m² y ángulo de fricción interna de 18°, determinados con prueba de compresión triaxial, no consolidada y no drenada. - Peso volumétrico natural de 1.02 t/m³. - Relación de vacíos de 4.57. - Densidad de sólidos de 2.70.
3.10 - 4.05	Limo arcilloso gris verdoso oscuro, de consistencia media a firme con raíces y oquedades de raíces fósiles, el material se encuentra agrietado verticalmente formando bloques prismáticos con aberturas de hasta 1 cm. Presenta las siguientes características: <ul style="list-style-type: none"> - Contenido de agua medio de 200%. - Límite líquido de 223%. - Límite plástico de 108%. - Pertenece al grupo MH - OH según SUCS. - Cohesión de 10.5 t/m² y ángulo de fricción interna de 5°, determinados con prueba de compresión triaxial, no consolidada y no drenada. - Resistencia en compresión simple de 6.63 y 9.5 t/m², determinada en prueba de compresión axial no confinada. - Peso volumétrico natural de 1.06 t/m³. - Relación de vacíos de 2.46.

CASO PRÁCTICO DE LA CORRECCIÓN DE DESPLONES DE UN EDIFICIO

Pozo a cielo abierto PCA - 3.

Profundidad (m).	Descripción.
0.08 - 1.40	Relleno superficial constituido por tepetate medianamente compactado.
1.40 - 2.28	Materiales de relleno constituido por arcilla arenosa, café cenizo, compacto.
2.28 - 2.35	Materiales de relleno producto de una sobre - excavación constituidos por arcilla gris oscura, con raíces y contenido de agua medio de 71%.
2.35 - 2.65	Arcilla gris verdosa con raíces, de consistencia media y poco agrietada, disgregables con oquedades de raíces fósiles. Presenta las siguientes características:: <ul style="list-style-type: none"> - Contenido de agua medio 71%. - Peso volumétrico natural de 1.15 t/m³. - Resistencia en compresión simple de 6.33 t/m², determinada en prueba de compresión axial no confinada.
2.65 - 2.75	Capas interestratificadas de arena fina café dorado, compacta con arcilla, de contenido de agua medio de 85%.
2.75 - 3.10	Arcilla gris verdosa oscura, de consistencia blanda, agrietada densamente reseca y disgregable con raíces fósiles, que presenta las siguientes características: <ul style="list-style-type: none"> - Contenido de agua medio de 175%. - Límite líquido de 242%. - Límite plástico de 99%. - Pertenece al grupo CH según SUCS. - Cohesión de 3.0 t/m² y ángulo de fricción interna de 17°, determinados con prueba de compresión triaxial, no consolidada y no drenada. - Resistencia en compresión simple de 5.6 t/m², determinada en prueba de compresión axial no confinada. - Peso volumétrico natural de 1.05 t/m³. - Densidad de sólidos 2.68 - Relación de vacíos de 4.59.
3.10 - 4.05	Limo arcilloso gris verdoso oscuro, de consistencia media agrieta verticalmente formando bloques prismáticos de 1 cm. Presenta las siguientes características: <ul style="list-style-type: none"> - Contenido de agua medio de 210%. - Límite líquido de 194%. - Límite plástico de 86%. - Pertenece al grupo MH - OH según SUCS. - Cohesión de 5.5 t/m² y ángulo de fricción interna de 12°, determinados con prueba de compresión triaxial, no consolidada y no drenada. - Resistencia en compresión simple de 10.6 t/m², determinada en prueba de compresión axial no confinada. - Peso volumétrico natural de 1.12 t/m³.

El nivel de aguas freáticas se detectó en la zona a 12 m. de profundidad respecto a la superficie del terreno. ¹

Para complementar la exploración, además de los tres pozos a cielo abierto se realizaron dos sondeos profundos tipo mixto, próximos al edificio dentro de la Manzana A, los cuales se presentan en forma gráfica en las figuras 32 y 33. Las características estratigráficas y físicas encontradas en estos dos sondeos, se describen a continuación:

Superficialmente con un espesor de 0.5 m se tienen materiales de relleno constituidos por arcilla arenosa con raíces aisladas, café obscura.

Entre 0.5 y 2.0 m de profundidad se encuentra arcilla limosa con poca arena fina, gris oscuro, de consistencia blanda a media, su contenido de agua promedio es de 65%, resistencia en compresión simple de 6.8 t/m^2 y peso volumétrico natural de 1.47 t/m^3 .

De 2.0 a 2.4 m de profundidad se encuentran capas interestratificadas de arcilla limosa y arena limosa, gris verdosa, de consistencia firme los materiales cohesivos y compactos los materiales friccionantes, con contenido de agua promedio de 60%.

Bajo los materiales anteriores y hasta una profundidad de 5.0 m se encuentran capas interestratificadas de arcilla, arcilla limosa y limo de alta compresibilidad, gris verdosa, con contenido de agua promedio de 150%; resistencia en compresión axial no confinada de 2.5 t/m^2 y peso volumétrico natural de 1.22 t/m^3 .

Entre 5.0 y 5.8 m de profundidad se tiene arcilla limo arenosa de consistencia media, interestratificada con arena limosa compacta, gris verdosa con contenido de agua medio de 40%; resistencia en compresión axial no confinada de 5.6 t/m^2 y peso volumétrico natural de 1.47 t/m^3 .

Subyaciendo los materiales anteriores y hasta 22 m de profundidad se tienen capas interestratificadas de arcilla limosa y limo arenoso de consistencia firme los materiales cohesivos y compactos los friccionantes con erradicidad en su depositación debido a su origen aluvial; con contenido de agua medio de 50%, resistencia en compresión axial no confinada de 8.0 t/m^2 y peso volumétrico natural de 1.63 t/m^3 .¹

De acuerdo a los resultados de los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo, las características estratigráficas y físicas generales de los depósitos del subsuelo de la zona son las siguientes:

Superficialmente se tienen materiales de relleno recientes que se encuentran mezclados con arena limo arcillosa.

Subyaciendo los materiales anteriores se encuentran los depósitos de fondo de lagunas someras, que sustentaban una vegetación abundante del tipo de la que se tiene en zonas palustres, por lo que los materiales corresponden a limo arcillo arenoso orgánico con gran cantidad de raíces fósiles degradadas, con contenido de agua medio de 60% y consistencia firme. En los depósitos orgánicos anteriores se han detectado causes enterrados, rellenos con materiales arenosos. Bajo los materiales anteriores y con espesores muy reducidos se tiene capas arenosas poco limosas entre las que destaca por su uniformidad una capa de arena café dorada de espesor medio de 2 a 3 cm.

Entre 2.5 y 7 m de profundidad se encuentran depósitos de tipo lacustre constituidos por arcilla bentonítica de alta plasticidad y presentan una capa en la parte inferior de 0.5 a 1.0 m de espesor, a 5.5 m de profundidad aproximadamente de arena arcillosa de compacidad media; el contenido de agua medio del depósito varía entre 100 y 300 %, de consistencia blanda a firme. Esta capa al encontrarse sobre el nivel freático se ha visto sujeta a una intensa desecación que a producido esfuerzos de preconsolidación de 10 a 20 t/m², además contracciones que han producido que en general se encuentre fisurada, con grietas separadas entre si de 4 a 8 cm.

De 7 a 22 m de profundidad, aproximadamente, se encuentran depósitos aluvio - lacustres que se encuentran constituidos por capas interestratificadas de arcilla limo arenosa, con contenido de agua variable de 50 a 100 % y consistencia firme a dura; arena limo arcillosa y limo areno arcilloso, con contenido de agua medio de 40 a 50% y compacidad media a alta, con alternancia heterogénea.

Los materiales anteriores descansan sobre depósitos de la formación el Tarango, constituidos por limo arcillo arenoso, café, con contenido de agua medio de 50% y muy compactos. ¹

Las figuras 34 y 35 se presentan cortes estratigráficos probables de los materiales del subsuelo bajo el área que ocupa el edificio.

4.4 REVISIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN.

La revisión de la cimentación, desde el punto de vista geotécnico se realizó para condiciones de carga estáticas y dinámicas, aplicando los criterios establecidos en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, mediante el siguiente procedimiento:

4.4.1 Acciones.

Las acciones que se consideraron en los análisis de la cimentación fueron las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes, más cargas vivas con intensidad máxima, se consideró que la estructura tiene un peso unitario de 1.1 t/m² por nivel y de 1.5 t/m² para el peso de la cimentación. Las cargas anteriores se multiplicaron por un factor de carga de 1.4 y se emplearon en el análisis del estado límite de falla por cortante en condiciones estáticas.

- b) Combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea, se considero que el edificio tiene un peso unitario de 1.0 t/m² por nivel y 1.5 t/m² para el peso del cajón de cimentación. A las cargas anteriores se les aumento la acción accidental provocada por el momento de volteo debido al sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M = 0.8 \left(\frac{2}{3} Ht \right) \left(Wt \frac{Cs}{Q} \right)$$

donde:

Ht: altura total de la estructura, medida a partir del nivel de desplante.

Wt: peso total de la estructura.

Cs: coeficiente de diseño sísmico.

Q: coeficiente de comportamiento sísmico (ductilidad).²

Las cargas anteriores se multiplicaron por un factor de carga de 1.1 y se emplearon en el análisis del estado límite de falla por cortante en condiciones dinámicas.

4.4.2 Estado límite de falla por cortante en condiciones estáticas.

Una cimentación será estable ante el estado límite de falla por cortante en condiciones estáticas, si satisfacen la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum QFc}{AI} < R$$

donde:

ΣQ : suma de las acciones verticales consideradas en la condición analizada incluyendo el peso de la cimentación, en t.

FC: factor de carga, adimensional e igual a 1.4.

AI: área de apoyo de la losa de cimentación, en este caso es igual a 261 m².

R: capacidad de carga del suelo de apoyo de la cimentación por cortante, dada por la siguiente ecuación:

$$R = [CNcF_R + \gamma Df] AI$$

siendo:

C: cohesión del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla, en t/m².

Nc: coeficiente de capacidad de carga, adimensional, determinado con la siguiente expresión:

$$Nc = 5.14(1 + 0.25Df / B + 0.25B / L)$$

en la cual:

Df: profundidad de desplante de la losa de apoyo del cajón de cimentación, en m.

B: ancho de la losa de apoyo del cajón de cimentación, en m.

L: longitud de la losa de apoyo del cajón de cimentación, en m.

FR: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

γ : Peso volumétrico del suelo por arriba del nivel de desplante, en t/m^3 .

AI: área de la losa de fondo del cajón de cimentación, en m^2 .

Considerando una cohesión media de $2.5 t/m^2$, obtenida de los resultados de pruebas de laboratorio de compresión triaxial realizadas en las muestras obtenidas. Los resultados de la desigualdad son los siguientes:

$$\frac{\sum QFc}{AI} = 9.8 t/m^2 < R = 13.65 t/m^2$$

Al satisfacerse la desigualdad anterior se establece que la estructura es estable en condiciones estáticas.

4.4.3 Estado límite de falla por cortante en condiciones dinámicas.

Se realizó la revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas de acuerdo al criterio establecido en los comentarios a las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana de la Ciudad de México. ²

Se establece que una estructura será estable ante la acción de un sismo, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento de la estructura es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo. Lo anterior puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

$$WtFc - Wc < F_R QArq_1 (1 - 0.12Fca_o b\gamma / F_R Cg)$$

donde:

W_t : suma de las acciones verticales consideradas, que corresponden a las permanentes más las cargas vivas con intensidad instantánea más peso de la cimentación, el incremento de carga por efecto sísmico e incremento de carga por el efecto del desplome, en t.

F_c : factor de carga adimensional e igual a 1.1.

W_c : peso del subsuelo desalojado para construir el cajón de cimentación.

F_R : factor de resistencia adimensional e igual a 0.7.

q_1 : capacidad de carga última de los materiales de apoyo del cajón de la cimentación, de donde

$$q_1 = C N_c$$

en la cual:

C : cohesión del material de apoyo, en t/m^2 .

N_c : coeficiente de capacidad de carga adimensional.

A_r : área de la cimentación reducida para tomar en cuenta el momento de volteo debido al sismo, igual a:

$$A_r = (B - 2e)L$$

siendo:

B : ancho del la losa del cajón de cimentación.

e : excentricidad dada por: $e = \frac{Ms}{W_t}$ en la cual:

M : es el momento de volteo debido al sismo. ²

a_0 : aceleración horizontal máxima del terreno, pertenece a la zona de transición, a la que le corresponde un factor de ductilidad de 0.32, para estructuras tipo B, se afectará también por un factor de ductilidad de 3. Por lo tanto se toma el valor de $a_0 = c/3g$.

b: el mínimo de (d, 1.2h, 20 m.).

donde:

d: ancho del área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación.

h: profundidad del nivel de desplante de la cimentación hasta la capa dura más próxima.

γ : peso volumétrico medio del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad B debajo de él, en t/m^3 .

C: cohesión del material de apoyo, en t/m^2 .

g: aceleración de la gravedad, igual a $9.81 m/s^2$.

Los resultados de la desigualdad anterior se cumplen con los siguientes valores:

$$WtFc - Wc < F_R QArq_1 (1 - 0.12Fca_0 b \gamma / F_R Cg)$$

$$510 t < 709 t$$

Por lo que la estructura es estable en condiciones dinámicas.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicará la losa de cimentación empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{Mv}{Ix} y + 0.3 \frac{Mv}{Iy} x$$

donde:

P: esfuerzo a la distancia x del eje centroidal. ²

Q: suma de las cargas muertas más cargas vivas instantáneas.

A: área de la losa de fondo del cajón de cimentación.

Mv: momento de volteo debido al sismo.

x, y: distancia del centroide del cajón de cimentación a la orilla más alejada en ambas distancias.

Ix, Iy: momento de inercia centroidal del área de la losa de fondo del cajón de cimentación, en sentido largo y corto.

Se obtuvieron los esfuerzos máximos aplicados por la losa de cimentación bajo sismo que es de 16.51 t/m² y se comparó con la capacidad de carga del suelo a la falla, que es de 18 t/m², por lo tanto no se rebasa la capacidad de carga del suelo en condiciones dinámicas.

4.4.4 Estado límite de falla por cortante en condiciones dinámicas considerando el desplome existente.

Para tomar en cuenta el desplome que tiene actualmente el edificio A-4-M, la revisión de la cimentación en condiciones dinámicas se realizó considerando el criterio que establece que si la estructura presenta un desplome mayor a 0.01 veces de su altura, la fuerza sísmica de diseño se deberá multiplicar por (1 + 5 Q f) en donde f es el desplome de la construcción dividida entre su altura y Q es el factor de comportamiento sísmico. ²

Considerando la altura y el desplome que actualmente presenta se obtuvo el correspondiente coeficiente sísmico, el cual deberá satisfacer la siguiente desigualdad:

$$W_i F_c - W_c < F_R Q A r q_1 (1 - 0.12 F_c a_o b \gamma / F_R C g)$$

Los términos fueron definidos anteriormente y se satisface la desigualdad con los valores siguientes:

$$510 \text{ t} < 680 \text{ t}$$

4.5 CAUSAS PRINCIPALES QUE HAN GENERADO LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES DE LA ESTRUCTURA.

El comportamiento que han presentado el edificio A-4-C y varios más de la Unidad Habitacional San Rafael Coacalco se debe fundamentalmente a una capa de arcilla de origen lacustre de alta compresibilidad, de contenido de agua variable entre 150 y 220%, con espesor variable entre 2 y 3 m, que se encuentra a profundidad variable de 2 a 5.5 m, que al encontrarse actualmente sobre el nivel de aguas freáticas, se ha visto sujeta a una intensa desecación, que han generado en ella esfuerzos de preconsolidación de 9 a 12 t/m², además de contracciones que han producido en general que esta capa se encuentre fisurada y en algunas zonas con grietas verticales de hasta 1 cm de abertura separadas entre si de 5 a 8 cm, lo cual coincide con zonas donde superficialmente se encuentran materiales arenosos que probablemente se depositaron rellenando causas de escurrimiento de flujo intermitente, producidos entre la temporada de lluvia y estiaje en la época que todavía se tenían cuerpos de agua someros en la zona de interés; en general a partir de 6 m de profundidad los materiales del subsuelo son de origen aluvio - lacustre de compresibilidad media a baja y compacidad media a compacta que tienen una influencia reducida en el comportamiento de los edificios. Las zonas en las que superficialmente se tienen materiales arenosos facilitan la pérdida de humedad de la capa arcillosa produciéndose su contracción respecto de las zonas en las que superficialmente se tienen materiales menos permeables, originando que la superficie del terreno sufra una depresión.

Se ha observado que los edificios que han presentado un comportamiento inadecuado, evidenciado por la pérdida de su verticalidad, se han inclinado hacia la zona en las que colindantes con ellos se tienen zonas deprimidas de la superficie del terreno, en las que como antes de índico la capa arcillosa que se encuentra, presenta grietas como se pudo observar mediante la excavación de los pozos a cielo abierto.¹

En las zonas en las que la capa arcillosa se encuentra afectada por la existencia de grietas, en la temporada de estiaje éstas permiten que la arcilla pierda más fácilmente su humedad, incrementando su contracción y por lo tanto el asentamiento de la superficie del terreno, que si coincide con el área cubierta por el edificio este se hundirá siguiendo el movimiento del terreno.

Por otra parte si en la temporada de lluvias se permite la acumulación de agua de lluvia en las zonas deprimidas del terreno se facilitará su infiltración al subsuelo incrementando el contenido de agua de la capa arcillosa, disminuyendo su resistencia y produciendo que la capa arcillosa agrietada sufra deformaciones que igualmente producirán asentamientos que afectarán los edificios si éstos se encuentran sobre la zona afectada. Lo anterior ha sido particularmente observado y confirmado en los pozos a cielo abierto excavados en el perímetro del edificio A-4-C.

Es importante consignar que dado el esfuerzo de preconsolidación por desecación del orden de 10 t/m^2 , de la capa arcillosa que se encuentra entre 2 y 5.5 m de profundidad, así como de otras capas arcillosas de menor compresibilidad, el hundimiento diferencial que ha sufrido el edificio no puede deberse en forma principal por consolidación de las capas arcillosas superiores por los incrementos de esfuerzos transmitidos al subsuelo por cargas debidas a la estructura, ya que estos, aún considerando las condiciones menos favorables de excentricidad de cargas, debidas a la propia estructura, a inundaciones de la celda de cimentación, o materiales abandonados en ellas, no incrementan el esfuerzo transmitido a la estructura del suelo a valores mayores al esfuerzo de preconsolidación, produciéndose por lo tanto hundimientos por consolidación muy inferiores a los que han producido la pérdida de verticalidad del edificio con valores mayores a los admisibles. También debe considerarse que el hundimiento por consolidación de las capas arcillosas superiores se genera como máximo tres años posteriores a la construcción de los edificios, y se tiene que los edificios de la zona mayormente afectados actualmente siguen presentando movimientos que aumentan y disminuyen asociados a las temporadas de lluvias y estiaje, presentando periodos en que los movimientos son nulos o mínimos y periodos en que los movimientos diferenciales son de varios centímetros. Sin definir un comportamiento común en los edificios más afectados.¹

4.6 RECOMENDACIONES PARA ESPERAR UN COMPORTAMIENTO MÁS ADECUADO DE LA ESTRUCTURA.

Tomando en cuenta las propiedades estratigráficas y físicas de los depósitos del subsuelo del sitio donde se localiza el edificio, en especial los materiales que subyacen al cajón de cimentación de la estructura se encuentran muy agrietados y a su vez son muy deformables durante los cambios ambientales, como ya se describió anteriormente y las condiciones particulares de comportamiento que ha presentado el edificio y que presenta una tendencia a incrementar el desplome y a chocar a nivel de azotea con el edificio vecino, ya que la separación de la junta es muy pequeña, se puede considerar que para esperar a futuro un comportamiento más adecuado del edificio es necesario su nivelación y posteriormente su recimentación.

La nivelación del edificio se lleva a cabo aplicando la técnica de la subexcavación, que consiste en extraer el material del subsuelo mediante la excavación de zanjas horizontales, las que se hacen en la capa de material de menor resistencia al esfuerzo cortante. Con la excavación de las zanjas horizontales se provoca el incremento de presión a los materiales del subsuelo, ocasionando su extrusión, consiguiendo con ello el enderezado de la estructura.

La recimentación de la estructura consiste en la construcción de ocho "pilastras" fabricadas a base de suelo-cemento, ubicadas en el perímetro del edificio, en los sitios indicados en la figura 36, con una sección transversal oblonga con la geometría indicada en la figura 37 y desplantadas a 8.0 de profundidad con respecto al nivel del terreno actual; además es necesario reforzar la cimentación existente con el objeto de transmitir la carga de la estructura a las "pilastras".

Debido a que el edificio se encuentra colindado con el edificio A-4-D que también se encuentra desplomado y con tendencia a incrementar su desplome, se considera conveniente realizar el enderezado y la recimentación también del edificio vecino, realizando los trabajos en forma simultánea.¹

Dadas las características de los depósitos del subsuelo bajo el cajón de cimentación y debido a que las "pilastras" se apoyaran dentro de los materiales poco deformables, consideramos que a largo plazo la condición más crítica probable será cuando la losa de fondo del cajón de cimentación pierda el contacto con el suelo, debido a ello la reestructuración de la subestructura se hará considerando que las "pilastras" tomen todo el peso de la estructura, para ellos las trabes del cajón de cimentación deberán de rigidizarse para poder puntear el peso del edificio a las "pilastras".

Previamente a la nivelación y recimentación de la estructura y en forma inmediata será necesario realizar las obras exteriores en el perímetro del edificio con el objeto de evitar en forma temporal que se incremente el desplome de la estructura y alcance valores aún más críticos.

Dadas las condiciones de comportamiento de los materiales del subsuelo bajo el edificio A-4-C que se han presentado y tomado en cuenta la magnitud del desplome de la estructura, así como lo mencionado en los párrafos anteriores, se puede considerar que el enderezado y su recimentación se podrán realizar en las siguientes etapas:

1ª. Etapa: Inicialmente se construyen todas las pilastras que soportaran a la estructura, cuyo desplante será de 8.0 m de profundidad con respecto al nivel del piso de la planta baja, y su cabeza se llevará hasta los siguientes niveles:

Las pilastras marcadas con la letra A en la figura 38, cuya ubicación corresponde al lado más hundido de la estructura (lado sur), se llevarán hasta el nivel de desplante de la actual cimentación.

Las pilastras marcadas con la letra B en la misma figura, el nivel de la cabeza se llevará hasta 0.25 m por debajo del nivel de desplante de la cimentación actual. Las pilastras marcadas con la letra C en la misma figura, cuya ubicación corresponde a la parte menos hundida del edificio (lado norte), el nivel de la cabeza se llevará hasta el nivel de piso de las zanjas que se harán para la subexcavación controlada para enderezar la estructura, que corresponde a 0.5 m. por debajo del nivel de desplante del cajón de cimentación.¹

2ª Etapa: Ya construidas las pilastras se procede con la rigidización de la cimentación (refuerzo de las contratraves actuales), excepto la construcción de las losas de ménsulas exteriores de la parte media menos hundida del edificio, en esta zona únicamente se construirán las contratraves que formarán parte de las ménsulas (ver figura 39).

Más adelante se presenta el plano estructural del refuerzo de la cimentación actual donde se indican las secciones y el refuerzo de la cimentación. (Anexo I)

3ª Etapa: Se continúa con la técnica de subexcavación para el enderezado de la estructura de acuerdo al procedimiento establecido más adelante en el anexo II.

4ª Etapa: Una vez que la estructura allá recobrado su verticalidad se terminarán las pilastras hasta el nivel de apoyo de la cimentación actual siguiendo el proceso que se indica en el inciso 4.7.4.

5ª Etapa: Se concluye con el refuerzo de la cimentación en la zona faltante (losa de las ménsulas exteriores sobre las pilastras del lado norte).

Con la construcción de las pilastras es necesario confinar parcialmente los materiales del subsuelo que subyacen al edificio, reduciendo de esta manera su deformabilidad, ya que el contacto entre ellas y el suelo restringe su deformación, además de que los esfuerzos transmitidos a los materiales por el contacto de la losa de fondo del cajón de cimentación se transmite a su vez a las pilastras como fricción negativa, disminuyendo las deformaciones que los esfuerzos producen en los depósitos confinados, al variar sus características de deformabilidad.

Adicionalmente al enderezado de la estructura se debe realizar las obras exteriores en torno al edificio a la brevedad posible, además revisar que las tuberías de agua potable y drenaje no tengan fugas y en caso de existir repararlas.¹

4.7 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL ENDEREZADO DE LA ESTRUCTURA.

Como se indicó anteriormente el enderezado de la estructura se realiza por etapas; cuyo proceso constructivo se describe a continuación.

4.7.1 Trabajos preliminares.

Inicialmente se procede a colocar los dispositivos necesarios para realizar el monitoreo del comportamiento de la estructura durante los trabajos de renivelación y recimentación, para poder establecer las acciones necesarias de corrección en caso de ser requerido, los que se colocarán en forma simultánea en el edificio en estudio y en el edificio vecino, de la siguiente manera:

Se revisan las instalaciones existentes para la fijación de los plomos en las esquinas al nivel del borde superior de la losa de azotea, que deben sobresalir ortogonalmente, con la longitud que se presenta en la figura 40. Estas referencias pueden ser tramos de solera que se fijan a los paños del edificio por medio de taquetes, como se muestra en la figura 40 y 41.

Las lecturas de los desplomes se toman 10 cm por debajo del nivel de planta baja de los edificios, lo que implica que el contrapeso o la plomada deben quedar por debajo de este nivel, debiéndose hacer una pequeña excavación que permita caer libremente el plomo sin interferencias en el terreno natural, debiendo quedar la parte inferior del plomo por lo menos 15 cm del fondo de la excavación como se muestra en la figura 40.

Regularmente, los plomos se construyen mediante cilindros de concreto con perforaciones en las cabezas de éstos para sujetarse mediante un alambre acerado, aunque últimamente se ha implementado el uso de plomadas de acero del tipo de las utilizadas en los trabajos de topografía, pero de una dimensión mucho mayor, para poder permanecer estable ante los posibles efectos de oscilación provocados por el viento ; los materiales por utilizarse deberán de garantizar que el plomo sea lo más estable ante oscilaciones provocadas por el viento. ¹

Una vez que han sido instalados los plomos se procede a tomar la lectura inicial de todos los plomos, así como una nivelación de origen en toda la estructura, con la finalidad de controlar los movimientos que se van a presentar.

Es recomendable también que se instale un banco de nivel superficial cercano al edificio, pero fuera de la influencia de los movimientos que pudiera provocar la renivelación, su ubicación debe ser definida en campo por la empresa contratista y la supervisión de obra.

Es necesario correr una nivelación de partida de la losa de piso de planta baja antes de iniciar los trabajos de nivelación.

4.7.2 Monitoreo del comportamiento.

Se debe llevar un control de los movimientos de la estructura mediante la siguiente secuencia de medición:

Durante la primera y segunda etapa, que consistirá en la construcción de las pilastras y la rigidización de cimentación actual, la medición de los desplomes se hará en forma semanal y con frecuencia quincenal se nivelará la losa de piso de planta baja, estas mediciones se harán en los edificios, A - 4 - C y A - 4 - D, en forma simultánea.

Durante la tercera etapa, que consiste en la subexcavación controlada bajo el edificio, la medición de los desplomes se hará diariamente y la nivelación de la losa de piso de planta baja se realizará en forma quincenal, lo anterior se debe efectuar en ambos edificios.

Durante la cuarta y quinta etapa, que consiste en la construcción de las pilastras y la conclusión del refuerzo de cimentación, la medición de los desplomes se efectuará en forma semanal y la nivelación se efectuará en forma quincenal.¹

Una vez terminadas las etapas de enderezado y refuerzo de la cimentación, la frecuencia de medición se hará con la frecuencia indicada en el Reglamento de Construcciones (que será en forma mensual durante los primeros seis meses una vez concluido su refuerzo de cimentación, cada seis meses durante los primeros cinco años y posteriormente a la ocurrencia de un sismo de magnitud considerable o fenómeno natural que pueda tener algún tipo de influencia en la estructura).

En caso de que los movimientos sean importantes se modificará la secuencia de medición indicada.

4.7.3 Enderezado mediante el procedimiento de subexcavación.

El enderezado en esta etapa se efectúa mediante subexcavaciones de franjas horizontales en la capa de material de menor resistencia al esfuerzo cortante, en el lado menos hundido de la estructura, lo que genera una excentricidad en el centro de cargas de la estructura y el centro de reacción de la cimentación, como se muestra esquemáticamente en la figura 42, que a su vez da lugar a un momento de volteo que incrementa el esfuerzo en la franjas del suelo que permanece en contacto con la cimentación, produciendo su extrusión y el hundimiento de la cimentación del edificio en esta zona, corrigiendo de esta manera su verticalidad, nivelándose la losa de planta baja con respecto al nivel más bajo de la misma.

La subexcavación consiste en excavar zanjas horizontales con dimensiones de 0.7 m x 0.7 m y altura de 0.10 m, con lo cual se quita el 46% del material de apoyo en la zona menos hundida (figura 42), provocando el incremento de presión a los materiales del subsuelo y ocasionando su extrusión.

Revisando si se provoca extrusión de los materiales del subsuelo tenemos lo siguiente:

La estructura pesa 5.9 t/m^2 se provoca un incremento de presión máxima a los materiales del subsuelo con un valor de 10.8 t/m^2 .¹

La presión con que se provoca la extrusión de los depósitos del subsuelo se determina con la siguiente expresión:

$$P_e = 4 C$$

Donde: P_e : presión con la que se provoca la extrusión.
 C : resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Considerando que el suelo al nivel donde se realiza la subexcavación tiene una resistencia al esfuerzo cortante de 2.6 t/m^2 (obtenida de los ensayos de campo realizados) se obtuvo que la presión con la que se provoca la extrusión es de 10.4 t/m^2 .

En vista de que la presión con la que se provoca la extrusión es de 10.4 t/m^2 , y dado que se aplicará a la estructura con las zanjas excavadas una presión de 10.8 t/m^2 , que es ligeramente mayor a la necesaria se inicia la falla por extrusión.

4.7.3.1 Revisión de la estructura ante sismo con la zanja horizontal.

Se realizó la revisión de la estabilidad en condiciones dinámicas provocadas por el sismo cuando se realice la zanja horizontal, para lo cual se consideraron los mecanismos de falla de deslizamiento y se describe a continuación.

En el análisis de deslizamiento se consideró que el edificio tienda a deslizar sobre su base debido a la fuerza horizontal que se genera en la estructura con el sismo. Como se indica en la figura 43.¹

En la revisión se calculó el factor de seguridad contra deslizamiento mediante el empleo de la siguiente expresión:

$$F.S.d. = \frac{Fr}{V}$$

Donde: F.S.d.: factor de seguridad contra deslizamiento.
V: fuerza cortante provocada por el sismo, en la base de la estructura.

Fr: fuerza de fricción resistente al deslizamiento, obtenida con la siguiente expresión:

$$Fr = W \tan \varphi' + c' B$$

Siendo: W: peso de la estructura en la condición analizada.

φ' : 2/3 del ángulo de fricción interna del suelo de apoyo.

c' : 2/3 de la cohesión del suelo.

B: ancho de la cimentación del edificio.

Considerando un ángulo de fricción interna de 16° y una cohesión del suelo de apoyo de 2.6 t/m^2 y el largo del edificio se obtuvo un factor de seguridad contra deslizamiento de 2.0, el cual se considera admisible.

En el Anexo II se describe el proceso de subexcavación.

4.7.4 Construcción de las pilastras.

Las pilastras se construyen en el orden mostrado en la figura 44 y siguiendo las siguientes recomendaciones:

- a) Las pilastras serán de sección transversal oblonga y tendrán las dimensiones que se muestran en la figura 37.
- b) La localización en planta de los sitios donde se construirán las pilastras se indica en la figura 36.
- c) La construcción de las pilastras se encuentra ilustrado en la figura 45 y será la indicada en los siguientes párrafos.¹

- Primeramente se excava la sección de la pilastra hasta una profundidad de 2.5 m, procediendo de inmediato a proteger los materiales perimetrales del suelo, mediante la aplicación de un repellado de mortero de cemento - arena en proporción 1:4 de 4 cm de espesor aplicado sobre una malla electrosoldada 6x6/10-10, anclada en la pared de la excavación mediante varillas de 3/8" de diámetro y 0.5 m de longitud, con una separación de 1 m y colocadas en tresbolillo, en caso de que no se estabilice el mortero se colocará adicionalmente una malla de triple torsión (tela de gallinero).
- Superficialmente se deja un pequeño bordillo de 0.15 m de altura sobre el hombro de la excavación, que impida el escurrimiento del agua hacia la pilastra excavada.
- Una vez protegidos los materiales se profundiza la excavación en tramos de 2 m de profundidad, procediendo de inmediato a proteger los materiales de acuerdo a lo establecido en el párrafo anterior. La malla electrosoldada debe traslaparse por lo menos 20 cm.
- Una vez alcanzada la profundidad de desplante de las pilastras, de sección transversal oblonga, deberá de verificar por parte del ingeniero especialista en mecánica de suelos que los materiales de desplante cumplan con las características estratigráficas y físicas consideradas como recomendables por parte del diseñador geotécnico, para el buen funcionamiento del elemento.¹
- Posteriormente, se debe rellenar la excavación de la pilastra, con un suelo - cemento constituido por un tepetate que cumpla con las siguientes especificaciones:
 - Límite líquido 40% máx.
 - Índice plástico 15% máx.
 - Contracción lineal 5% máx.
 - Valor relativo de soporte 15% mín.
 - Contenido de agua óptimo 25% máx.
 - Peso volumétrico seco máximo 1300 kg/m³ mín.

El material debe estar exento de materia orgánica.

- Los materiales deberán de disgregarse y desmoronarse hasta el grado de no presentar grumos o terrones.
- Antes de su colocación, en la superficie se debe de agregar el 5% de cemento Pórtland en peso, y distribuir uniformemente hasta que el material presente un color y textura uniforme (evitando manchones y grumos). Previamente a su colocación, se procede al mezclado con su contenido de agua óptimo.
- Realizado lo anterior se colocar el suelo - cemento, dentro de la excavación en capas de 20 cm de espesor como máximo, los cuales deberán de compactarse hasta alcanzar el 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba próctor estándar.
- Es muy importante llevar un estricto control de calidad del procedimiento de colocación del suelo - cemento, así como de la compactación de tal manera que garantice la buena realización del mismo.
- El nivel terminado de las pilastras será el nivel indicado en la figura 38 y que se describió anteriormente.
 - d) Una vez concluida la renivelación de la estructura se termina con la construcción de las pilastras en la longitud faltante, las que corresponden a las letras B y C de la figura 38.

Se rellena con suelo - cemento todo el ancho de la zanja empleando los materiales y sus especificaciones constructivas indicadas en el inciso c) y mostradas en la figura 46.¹

4.7.4.1 Capacidad de carga de las "pilastras".

La capacidad de carga de las "pilastras" se determino mediante el criterio que se describe a continuación:

Dado que las "pilastras" quedan prácticamente fijas en relación a los depósitos arcillosos que se encuentran sobre su nivel de desplante al generarse en estos el fenómeno de consolidación en las áreas colindantes, las "pilastras" se sobrecargarán al desarrollarse la fricción negativa sobre su fuste.

Los efectos de este proceso son una disminución de la presión efectiva al nivel de la base de las "pilastras", debido a que el suelo se cuelga prácticamente de la "pilastra", que produce también una reducción en la capacidad de carga útil de ésta.

La fricción negativa se cálculo aplicando la siguiente formula:

$$FN = \frac{w_o k_o}{1 + \frac{w_o k_o d}{3a}} \int_0^d P_o Z dz$$

donde:

FN: magnitud de la fricción negativa a la profundidad d, correspondiente a la profundidad de desplante de las "pilastras".

W_o: perímetro ampliado del fuste de la "pilastra".

k_o: coeficiente de adherencia de la arcilla y el material de la pilastra.

d: profundidad de desplante de las pilastras, igual a 8.5 m.

P_oZ: esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z en la que se genera la fricción negativa.

a: área tributaria efectiva de las pilastras.

Para fricción negativa se usa un área tributaria de:

a = área tributaria = $\pi (12 r_o)^2$ donde r_o es el radio de la pila.

Se obtuvo una fricción negativa de 45 t, para las pilastras de la sección mostrada en la figura 37. ¹

La disminución de la presión efectiva se calculó como:

$$\Delta Pd = \frac{FN}{a}$$

La capacidad de carga de las pilastras se calculó considerando que los materiales en los que se apoyaran son predominantemente friccionantes y aplicando el criterio establecido en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, dado por la siguiente expresión:

$$C_p = [P_v N^* q F_R + P_v] A_p - F N$$

donde:

C_p : capacidad de carga de las pilastras, por apoyo en su punta, en t.

$P_v = P_v - \Delta p_d$: presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de las pilastras, en t/m².

P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante de las pilastras.

F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

A_p : área transversal de la pilastra, en m².

N^*q : coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que es función del ángulo de fricción interna ϕ , del material de apoyo y de la longitud de la pilastra empotrada en los materiales resistentes; obtenido con la siguiente formula:

$$N^*q = \frac{N^{\min} + Le(N^{\max} - N^{\min})}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)}$$

Cuando:

$$\frac{Le}{B} < 4 \tan(45^\circ + \phi/2) \text{ O bien}$$

$$N^*q = N_{\max}$$

Cuando:

$$\frac{Le}{B} > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$$

Donde:

Le : longitud de empotramiento de la pilastra en el estrato resistente, en m.¹

La capacidad de carga de las pilastras obtenida con la formula anterior se deberá afectar por el resultado de la siguiente expresión para tomar en cuenta el efecto de escala:

$$Fre = [(B + 0.5) / 2B]^n$$

Donde:

Fre: factor de reducción de capacidad de carga para tomar en cuenta el efecto de escala.

B: diámetro de la base de la pilastra.

n: exponente, igual a 1 para suelos medianamente densos.

En los cálculos realizados se consideró que los materiales de apoyo presentan un ángulo de fricción interna de 31° (obtenido de las pruebas de laboratorio realizadas), y una longitud de empotramiento de las pilastras de 0.7 m dentro de los materiales resistentes. Para las pilastras con las dimensiones mostradas en la figura 37, se obtuvo una capacidad de carga admisible por pilastra de 184 t.

La revisión de la estabilidad de la estructura para condición del estado límite de falla en condiciones estáticas, se satisface con los siguientes valores, considerando que ocho pilastras son las que soportan la estructura:

$$\sum QFc = 1250t < R = 1472t$$

Se calcularon que los asentamientos que presentarán las pilastras con la presión aplicada estimándose que será del orden de 8 cm, los cuales se consideran admisibles, mismos que ocurrirán a largo plazo.

4.7.5 Refuerzo de la cimentación.

En el Anexo III se presenta la memoria de cálculos de rigidización de la cimentación y en el Anexo I se incluye el plano ejecutivo de la rigidización de la cimentación correspondiente. ¹

4.7.6 Obras exteriores.

Dadas las condiciones particulares del comportamiento de los materiales del subsuelo bajo el edificio, se considera necesario para esperar un comportamiento futuro admisible además de las acciones anteriores realizadas las obras exteriores siguientes, las cuales se encuentran ilustradas en la figura 47.

- Verificarse el correcto funcionamiento de las tuberías de agua potable y drenaje en el perímetro del edificio, y en caso de que se encuentren dañadas deberán repararse y evitar cualquier fuga que sature los materiales del subsuelo.
- Las tuberías tanto de agua potable como de drenaje que se comuniquen directamente con el edificio deberán tener tramos flexibles de neopreno, que permitan el movimiento del edificio, sin que se disloquen y provoquen fugas que saturen el terreno, como se indica en la figura 48.
- Reparar todas las tuberías hidrosanitarias que se encuentran alojadas en el interior del cajón de cimentación que tengan fugas o presenten mal funcionamiento.
- Hacer una reconstrucción total de las zonas jardinadas, andadores y banquetas en el perímetro del edificio, para evitar todas las depresiones que permitan que se acumule el agua en ellas, que proporcione su infiltración al subsuelo y el incremento de humedad a los materiales de apoyo de la cimentación, además dada la existencia de materiales arenosos superficiales se propicia en temporada de estiaje la pérdida de humedad de la capa arcillosa que se encuentra entre 2 y 3.5 m de profundidad, aproximadamente. La superficie después de la reconstrucción de las áreas jardinadas como de los andadores deberán de ser plana y tener una pendiente mínima de 1.5% hacia fuera del edificio.
- A la barda de lindero se hará una serie de drenes o lloraderos que permitan el drenado de la zona jardinada.
- La renivelación de la superficie del terreno se hará con los siguientes procedimientos:
 - a) Inicialmente se efectuará un despilme de 15 cm de espesor, en una superficie perimetral del edificio con longitud mínima de una vez el ancho del edificio, como se indica en la figura 47. ¹

El material producto del despalme del terreno será desechado y retirado de la obra. Se deberán colocar referencias topográficas para verificar que se tengan los niveles y pendientes adecuadas durante la restitución del material despalmado.

- b) Una vez abiertas las cajas se tendrá una plataforma de materiales mejorados que será un tepetate arcillo arenoso.
- c) El tepetate arcillo arenoso para la construcción de las plataformas deberá de satisfacer las siguientes especificaciones:
- Límite líquido 40% máx.
 - Índice plástico 15% máx.
 - Contracción lineal 8% máx.
 - Valor relativo de soporte 10% mín.
 - Contenido de agua óptimo 25% máx.
 - Peso volumétrico seco máximo 1300 kg/m³ mín.

El material debe estar exento de materia orgánica.

- d) Los materiales con los que se construirán las plataformas se disgregan hasta el grado de no presentar grumos y terrones y se mezclaran hasta obtener una muestra homogénea en constitución y granulometría.
- e) Los materiales que constituirán las plataformas ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas de 10 cm de espesor como máximo, compactadas al 90% de su peso volumétrico seco máximo, según la prueba próctor estándar y hasta alcanzar el nivel de proyecto de las plataformas.
- f) Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas para verificar el porcentaje de compactación alcanzado durante la construcción.
- g) Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.¹

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos usando la siguiente expresión:

$$\% \text{ Grado de compactación} = (\gamma \text{ de sitio} / \gamma \text{ óptimo}) \times 100$$

Requiriéndose como mínimo el 90%.

h) Posteriormente, se colocará una capa de 5 cm de suelo vegetal en el que sembrará pasto.

i) La pendiente de terminada que se le dará a la plataforma será de 1.5% hacia fuera del edificio.

j) A los muros perimetrales exteriores de la estructura en 0.25 m por arriba del nivel de desplante de planta baja se colocará un aplanado fino de mortero de cemento y protegido con impermeabilizante, éste se realizará previamente al tendido de la plataforma (figura 47).

- ◆ En el límite de los andadores con la plataforma deberán de construirse unas rejillas de captación de aguas pluviales (ver figura 47), las cuales serán de concreto armado con malla electrosoldada 6-6/10-10, con la sección que se indica en el detalle 1 de la misma figura.
- ◆ Los registros deberán de contar con un arenero de 40 cm de altura mínimo (ver figura 49), al cual de deberá dársele mantenimiento necesario por lo menos dos veces al año; y las tapas de rejillas de los registros se le colocará una malla de triple torsión, para evitar que los registros se asolven de basura.

Esta acción total de reconstrucción de obras exteriores es importante se realice a la brevedad posible.¹

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Se puede concluir que para llevar a cabo la construcción de una obra en forma correcta es necesario que desde que se comienza a proyectar se tenga una concepción muy exacta de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo bajo la cimentación, lo cual se puede lograr llevando a cabo una correcta exploración, reconocimiento y estudio del mismo, teniendo que ser estrictos con la aplicación de los procedimientos para la identificación de subsuelo tanto en la etapa de campo, como en el procesamiento de información en laboratorio de las muestras obtenidas, lo cual nos llevará a proporcionar datos más cercanos a la realidad y determinantes para la adecuada elección de la cimentación a utilizar. También se debe hacer un estudio general de las condiciones en que se encuentra el terreno donde se pretende llevar a cabo la construcción tomando como referencia las edificaciones existentes así como las condiciones de las mismas de acuerdo a su tiempo de vida, recopilando la mayor cantidad de información técnica útil para la predicción de algún tipo de falla o mal comportamiento que se pudiera presentarse en la estructura por factores externos como puede ser la existencia de obras subterráneas y superficiales de grandes dimensiones, o factores internos tales como la existencia de minas, cavernas o erosiones producidas por el flujo de agua; así mismo tomar en cuenta la incidencia producida por fenómenos generales como puede ser el hundimiento regional y el descenso en el nivel freático, o por fenómenos locales como posibles derrumbes, deslizamientos o fallas geotécnicas.

Pese a que lo expuesto en el párrafo anterior se lleve completamente a cabo puede darse el caso que el terreno realmente se comporte diferente a como se predijo lo haría, debido a modificaciones de las condiciones originales en las que se determino su comportamiento de acuerdo con los resultados obtenidos de los datos de campo y de laboratorio, como pueden ser los constantes cambios que sufre el subsuelo a causa de los procesos de extracción de agua; lo cual dañaría la construcción teniendo que llevar a cabo la reparación de la misma.

CONCLUSIONES

De igual modo sería recomendable implementar sistemas de recuperación de mantos acuíferos para evitar el fenómeno que se viene presentando en cuanto a los hundimientos por la extracción de agua, teniendo que normar y hacer respetar dichos sistemas con la finalidad que realmente cumplan con el objetivo para el cual están siendo estipulados y que no sólo queden como una regla o norma que se sabe que existe pero que no se llevan a cabo o se respetan. No sin dejar de mencionar que dicha recuperación tendría que hacerse tomando en cuenta las condiciones generales que ha presentado el subsuelo antes de la extracción de agua, con el objeto de que en ningún momento se modifiquen factores determinantes en el comportamiento del mismo.

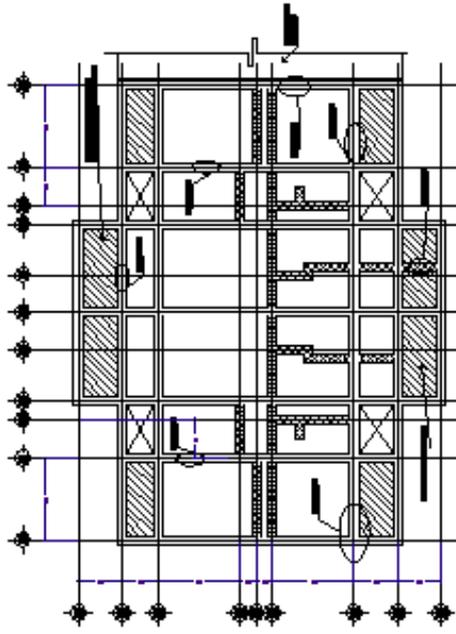
El complejo reto arquitectónico - ingenieril de la recimentación y renivelación de estructuras, desafío que surge como consecuencia del hundimiento diferencial que sufren muchas de las estructuras modernas de la ciudad de México y que también afecta a muchas otras estructuras ubicadas en ciudades del altiplano mexicano; este fenómeno grave y creciente, es causado por la extracción de agua del subsuelo para el abastecimiento y distribución de las grandes y pobladas ciudades.

Por lo que para superar dicho desafío el Ingeniero Civil deberá reforzar sus conocimientos en cuanto a las técnicas y métodos empleados en la renivelación y recimentación de estructuras, empleándose a fondo en el cálculo y previsión de los posibles asentamientos a los cuales pueden estar sujetas dichas estructuras.

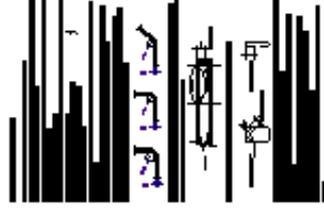
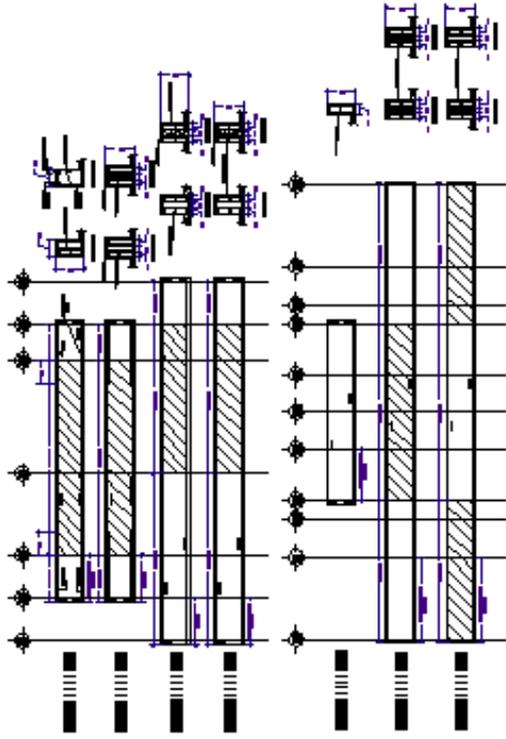
De lo anterior también se puede decir que no sólo será necesario que se estudie sobre el aspecto técnico, sino que tendrá que aplicar sus conocimientos para poder lograr un buen análisis económico de los diferentes métodos y procedimientos aplicables a cada caso y determinar de este modo cuál es la mejor opción tanto técnica como económica.

ANEXO 1:

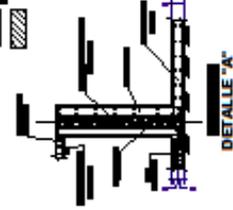
PLANO ESTRUCTURAL DEL
REFUERZO DE LA CIMENTACIÓN



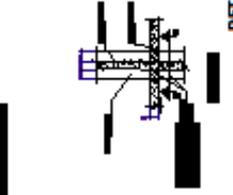
PLANTA DE CIMENTACION



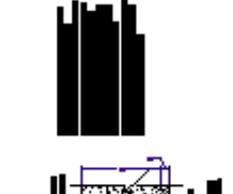
DETALLE DE POSICION DE CONECTORES EN CONTRARIBAS



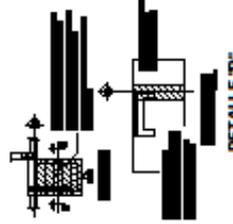
DETALLE 'A'



DETALLE 'B'



DETALLE 'C'



DETALLE 'D'



DETALLE 'E'

ANEXO 2:

RENIVELACIÓN CON EL PROCEDIMIENTO DE SUBEXCAVACIÓN

RENIVELACIÓN DEL EDIFICIO "A-4-C" DE LA UNIDAD HABITACIONAL SAN RAFAEL COACALCO, MEDIANTE LA TÉCNICA DE SUBEXCAVACIÓN.

Para llevar a cabo esta acción es condición necesaria que los departamentos a nivel de planta baja del edificio se encuentren completamente desalojados.

- a) Se iniciará la excavación de las zanjas de trabajo, las que tendrán las dimensiones que se muestran en la figura A. Se protegerán los taludes de la excavación mediante un repellado de mortero de cemento- arena en proporción 1:4 de 2.0 cm. de espesor aplicado sobre una malla de triple torsión anclada al talud mediante varillas de 3/8" de diámetro y 50 cm. de longitud, con separación de 1.0 m. entre ellas. Superficialmente se dejará un pequeño bordillo de 0.15 m. de altura sobre el hombro del talud, que impida escurrimiento de agua de lluvia hacia la zanja excavada. La protección al talud que se dejará bajo el nivel de desplante de la cimentación del edificio se realizará mediante la colocación de una malla electrosoldada de 6-6/10-10, anclada al talud mediante varillas de 3/8" de diámetro y 1 m. de longitud sobre la que aplicará un mortero de cemento - arena con 3 cm. de espesor. En el fondo de la excavación se colocará un firme de concreto pobre de resistencia normal $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y espesor de 5 cm., que tendrá una pendiente de 2% que partirá del centro de la zanja hacia los extremos de ésta, en donde se ubicarán cárcamos de achique con las dimensiones que se muestran en la figura A. Los cuales tendrán la finalidad de recolectar el agua que penetre a la excavación y evacuarla mediante bombeo.

Los materiales existentes bajo el nivel de desplante de la cimentación en términos generales son los siguientes:

Arcilla poco limosa, gris verdosa oscura de consistencia blanda, poco agrietada con oquedades de raíces fósiles, con espesor promedio de 30 cm., en esta capa se realizarán las extracciones de materiales mediante la subexcavación, posteriormente se encuentra una capa de arena fina café dorada interstratificada con pequeña lente de arcilla de espesor de 10 cm. subyaciendo a esta capa se encuentra arcilla poco limosa café verdosa clara, de consistencia blanda muy agrietada con espesor promedio de 42 cm. De acuerdo a lo anterior en la parte inferior del cajón de cimentación, dentro

de la zanja de trabajo que se excavará, se requiere proteger los materiales existentes entre 0.30 y 0.50 m., respecto al nivel de desplante del edificio, es decir, los primeros 30 cm. bajo la cimentación se quedarán sin repellar para la extracción de materiales y los 20 cm. restantes más abajo se protegerán con un repellado como se indica en la figura B.

Se requerirá que durante el proceso de renivelación, por lo menos con una frecuencia semanal, se lleve a cabo una nivelación en toda la estructura, y la lectura de los desplomes correspondientes se lleve a cabo por lo menos una vez al día. Se llevará al día la interpretación de los desplomes medidos, determinando las velocidades de recuperación de la estructura y en caso necesario, de acuerdo a los resultados, tomar las acciones correctivas, para garantizar la estabilidad de la estructura.

- b) Una vez que se han protegido los materiales de la zanja de trabajo, se procederá a marcar en la cara expuesta por debajo de la cimentación del edificio, las secciones de las zanjas horizontales que se excavarán, con un ancho promedio de 0.7 m. cada una dejando entre ellos tramos sin excavar de 0.5 m. de ancho, y asignarle una numeración progresiva a cada tramo como se indica en la figura C.
- c) Se iniciará la colocación del lastre consistente en costales de arena húmeda dentro de las celdas de cimentación en su lado norte, alcanzando una presión de 2 t/m^2 , con la secuencia de colocación que se indica en la figura D.
- d) Una vez que se ha concluido con los trabajos antes descritos, se iniciará la subexcavación de las zanjas horizontales que se muestran en la figura C, realizándose éstas mediante el hincado horizontal de un tubo de acero de pared delgada tipo Shelby, con punta afilada, de 10 cm. de diámetro y 50 cm. de longitud total, que se pueda adaptar a un cabezal en el cual al centro de éste va soldado un tramo de un perfil tubular de sección cuadrada, con una sección transversal de 1" y un espesor de $\frac{1}{4}$ " con 50 cm. de longitud como mínimo, como se muestra en la figura E.

Para el hincado de los tubos se requiere de extensiones de 1 m. de longitud que se instalen y retiren fácilmente un cople integrado a los extremos de los tramos de los perfiles tubulares cuadrados mencionados, fijados al

acoplamiento mediante un perno que atraviesa las perforaciones dejadas previamente en los perfiles tubulares y el cople, asegurándose en el extremo opuesto del perno por un pasador, tal y como se muestra en la figura E. La sección posterior de la tubería queda constituida por un tramo de perfil tubular de 30 cm. de longitud al que en un extremo se soldará otro tramo de 40 cm. de longitud, transversalmente, como se indica en la misma figura E, el cual proporcionará el apoyo para el hincado y extracción del tubo y un brazo de palanca para girarlo y cortar el material que se haya introducido en el tubo.

También es necesario la construcción de una estructura de atraque que estará constituida por un marco que estará hecho de polines con dimensiones de 1.20 x 0.25 m. y tramos transversales interiores, con las separaciones que se indican en la figura F, el que permitirá introducir el extremo de un polín en cualquiera de las secciones y palanquear éste sobre el extremo de la tubería que tendrá que hincarse, así como al extraerse la misma.

La secuencia de excavación, de las zanjas horizontales considera excavar la zanja que se indica en la figura G a la profundidad indicada en la misma, por lo que se recomienda que existan en la obra dos juegos de herramientas para las subexcavaciones de las zanjas; también es necesario que por cada juego existan por lo menos tres tubos Shelby extractores de los materiales, para que la secuencia de trabajo sea continua, de tal manera que si se usa uno en el hincado el otro se limpiará extrayendo el material que se encuentra en él. Para el desacoplamiento de los tubos Shelby que se hayan extraído con los materiales subexcavados se requiere contar con un juego de llaves Steelson que permitan desacoplar y realizar esta actividad con mayor agilidad y sin demoras.

Otra herramienta para excavación de las zanjas es una pala horizontal cortadora y recolectora de los materiales residuales de la perforación previa, ésta se usará para cortar las aristas del material previamente excavado con los tubos, perfilando la zanja a una sección rectangular hasta la profundidad de excavación programada. La herramienta tendrá las dimensiones que se muestra en la figura H y también se podrá adaptar las extensiones mediante los tramos del perfil tubular antes mencionado para el extractor.

Con todo lo anterior se puede establecer una secuencia de excavación consistente en las siguientes actividades repetitivas:

- Fijación de la estructura de atraque o reacción.
- Hincado del tubo Shelby en toda su longitud.
- Giro de la tubería para el corte del material.
- Extracción del tubo Shelby.
- Sustitución del tubo lleno por otro vacío.
- Hincado de tubería.
- Adaptación de extensiones de perfiles tubulares (en caso necesario).
- Giro de la tubería.
- Extracción de la tubería.
- Cambio de la posición de la tubería en el ancho de la zanja.

Posteriormente a la extracción de los materiales mediante el hincado del tubo Shelby se realizará el rezagado y terminación de la zanja con la pala recolectora.

- e) De acuerdo a la respuesta que manifiesta el edificio en cuanto a la medición diaria de los desplomes, una vez que se hayan iniciado las subexcavaciones, podrá calibrarse el número y dimensiones de las zanjas que tendrán que excavar para complementar la primera fase de las subexcavaciones; esta información la deberá proporcionar la supervisión técnica después de una espera razonable para la respuesta del edificio, por lo que las actividades de subexcavación deberán suspenderse durante este lapso.
- f) Las lecturas de los desplomes de cada una de las esquinas del edificio deberán de llevarse al día para poder determinar la velocidad de recuperación de la estructura esta respuesta indica las acciones por realizar siendo posible el reperforado de las zanjas subexcavadas; la ampliación de la profundidad o la ampliación de la anchura de cada una de éstas o el incremento de carga del lastre, además de acuerdo a la velocidad de respuesta del edificio se podrán tomar en cuenta las acciones emergentes para el control de la estabilidad de la estructura, como es el retiro del lastre.

- g) Una vez que el edificio haya alcanzado un porcentaje de desplome del orden de 0.2% de la altura del edificio, se procederá a iniciar los trabajos de rellenado de las zanjas horizontales mediante una inyección a gravedad de una mezcla preparada con agua, bentonita, cemento y arena, cuya resistencia final sea semejante a la resistencia del suelo natural extraído por las subexcavaciones, la proporción de esta mezcla será de 60-10-20-10% en peso, respectivamente.
- h) La inyección de la mezcla fraguante se realizará mediante una manguera de lona o semiflexible de 3" de diámetro en cuya boca se insertará un embudo o vertedor para tomar la mezcla y la parte inferior se introducirá en cada una de las zanjas horizontales subexcavadas, realizando la inyección desde el fondo de la zanja hacia el exterior, para realizar la inyección será necesario limitar la boca de las zanjas subexcavadas con costales de arena juntados con mortero que permita funcionar como una caja que permita elevar el nivel de la mezcla fraguante en cada zanja subexcavada y con ello reducir la contracción de la mezcla, como se presenta en la figura I.

La presión de inyección será del orden de 1.5 kg/cm^2 y se logrará mediante el vaciado de la mezcla fraguante al nivel de la azotea del edificio, por lo que la longitud de la tubería deberá contemplar este requerimiento, la preparación de la mezcla fraguante se realice en seco primeramente y posteriormente se suba al nivel de la azotea en donde se hidratará y vaciará a las zanjas subexcavadas.

La tubería de inyección deberá instalarse al mismo tiempo que se inicie con las perforaciones de las zanjas horizontales, y los materiales con que se elabora la mezcla de inyección deberán estar en obra, desde el inicio de éstas, previniendo cualquier eventualidad o emergencia que requiera realizar la inyección en cualquier momento.

- i) La inyección de la mezcla fraguante se realizará en las zonas donde se requiera restringir el movimiento del edificio, dejando libres o sin inyecciones las subexcavaciones en las zonas que requieran una respuesta mayor del edificio, de acuerdo a las recomendaciones establecidas por la supervisión técnica, en obra.

- j) Para concluir con el relleno de las subexcavaciones y espacios restantes por debajo del nivel de desplante del edificio se deberá elevar el nivel de las costaleras colocadas para limitar las inyecciones de las zanjas hasta 30 cm. por arriba del nivel de desplante del cajón y posteriormente hacer un vaciado de la lechada fraguante desde el nivel de azotea, esta mezcla cubrirá los espacios existentes y dará apoyo total al edificio, como se presenta en la figura J.

Dado que se requiera la construcción de las pilastras de suelo-cemento y la ampliación del cajón de cimentación se requerirá retirar los costales de arena que sirvieron para limitar la inyección y se procederá al relleno de la zanja de trabajo mediante suelo-cemento, es decir, la misma mezcla de materiales que se uso para la construcción de las pilastras hasta el nivel de desplante de la cimentación en donde se realizará la rigidización y ampliación de la cimentación del edificio, como se presenta en la figura K.

- k) Una vez que el edificio haya recuperado su verticalidad y se hayan realizado las inyecciones en las zanjas de subexcavación y completado el relleno de la zanja de trabajo mediante suelo-cemento hasta el nivel de desplante del edificio, se podrá dar inicio a los trabajos de rigidización de la cimentación.

A continuación se presenta una secuencia del orden en que se realizarán las subexcavaciones y el tiempo adecuado que se mantendrán antes de incrementarlas, dependiendo de la respuesta de los materiales del subsuelo a los incrementos de esfuerzos aplicados al reducir el área de apoyo de la cimentación, en que se distribuye el peso del edificio.

Las fases de subexcavación, propuestas se efectuarán hasta alcanzar la corrección de la verticalidad del edificio, que de acuerdo a la magnitud de la inclinación del edificio y a la respuesta del suelo, puede requerirse de una o varias fases de subexcavación.

- Fase 1. Colocación de lastre en el cajón de cimentación, consistente en costales de arena húmeda con la que se aplica una presión de 2 t/m^2 , con la secuencia de colocación indicada en la figura D.
- Fase 2. Para provocar la deformabilidad de los materiales de apoyo se harán subexcavaciones mediante zanjas bajo la cimentación de 0.7 m. de

ancho. 0.1 m de altura, de 6 m. de largo en el lado norte del edificio dejando entre ellos tramos sin subexcavación de 0.5 m. de ancho, mostrados en la figura L.

Ésta etapa se mantendrá de una a dos semanas en observación; en caso de que al término de este tiempo la velocidad de recuperación de la verticalidad se haya reducido notoriamente, o que bajo estas condiciones la respuesta del edificio haya sido reducida o nula, se aplicará la siguiente fase.

Fase 3 Se incrementarán en 0.5 m. la longitud de todas la zanjas subexcavadas, como se muestra en la figura M (las zanjas tendrán una longitud de 6.5 m.).

Ésta etapa se mantendrá de una a dos semanas en observación, en caso necesario se aplicará la siguiente fase.

Fase 4 Se incrementarán en 0.5 m. la longitud de todas la zanjas subexcavadas, como se muestra en la figura N (las zanjas tendrán una longitud de 7.0 m.).

Ésta etapa se mantendrá de una a dos semanas en observación, en caso necesario se aplicará la siguiente fase.

Fase 5 Se colocará lastre en la zona menos hundida del edificio (lado norte), en la losa de planta baja, con una presión de 1.5 t/m^2 .

Fase 6 Se reperforarán las zanjas horizontales, alcanzando una longitud de 7.0 m.

Ésta etapa se mantendrá de una a dos semanas en observación, en caso necesario se reperforará nuevamente las zanjas hasta alcanzar la verticalidad de la estructura en el sentido norte - sur, en caso de no obtenerse una respuesta adecuada del edificio se aplicará la siguiente etapa.

Fase 7 Se incrementará el ancho de las zanjas indicadas en la figura O a 0.8 m.

Fase 8 Se incrementará el ancho de las zanjas a 0.8 m., en las zanjas faltantes, como se indica en la figura P.

Fase 9 Una vez alcanzada la recuperación de la verticalidad en el sentido norte - sur se procederá con la extracción de lastre colocado en las celdas de cimentación y en la planta baja del edificio y se continuará con la inyección de las zanjas con lechada fraguante con la secuencia indicada en los incisos g) a k) anteriores.

Se juzga que con los trabajos efectuados hasta ésta fase serán suficientes para corregir la verticalidad del edificio, en caso de no ser así las etapas siguientes serán definidas de acuerdo al comportamiento mostrado por el edificio.

ANEXO 3:

MEMORIA DE CÁLCULO DE
REFUERZO DE LA CIMENTACIÓN

MEMORIA DE CÁLCULO DE LA RIGIDIZACIÓN DE LA CIMENTACIÓN.

El edificio pertenece al prototipo M 10 - 5N - 2R + A, es de cinco niveles.

La estructura está resuelta a base de muros de carga de tabique rojo hueco tipo "La huerta" con las dimensiones siguientes 6 x 12 x 24 cm. con castillos ahogados en los muros. Las losas son a base de vigueta y bovedilla, excepto en baños y escaleras la cual es maciza.

La cimentación está resuelta a base de una cajón de cimentación, con un peralte aproximado de 2.00 m.

Análisis de cargas.

Cargas muertas.

Concreto	2400 kg/ cm ² .
Muros de tabique rojo	160 kg/cm ² .
Losa de vigueta y bovedilla	220 kg/cm ² .

Cargas vivas.

	Diseño.	Sismo.
Azotea	100 kg/cm ²	70 kg/cm ²
Entrepiso	170 kg/cm ²	90 kg/cm ²
Escaleras y circulaciones	350 kg/cm ²	150kg/cm ²

Análisis de cargas (desglosado).

a) Azotea.

	Carga vertical.
Enladrillado	35 kg/cm ²
Mortero	100 kg/cm ²
Relleno	100 kg/cm ²
Losa de vigueta y bovedilla	200 kg/cm ²
Plafond (yeso)	<u>30 kg/cm²</u>
	485 kg/cm ²
Peso por reglamento	<u>40 kg/cm²</u>
	525 kg/cm ²
Carga viva	<u>100 kg/cm²</u>
Suma	625 kg/cm ²

b) Losa de entrepiso.

	Carga vertical.
Losa de vigueta y bovedilla	220 kg/cm ²
Plafond (yeso)	30 kg/cm ²
Piso	<u>60 kg/cm²</u>
	310 kg/cm ²
Peso por reglamento	<u>40 kg/cm²</u>
	350 kg/cm ²
Carga viva	<u>170 kg/cm²</u>
Suma	520 kg/cm ²

c) Losa maciza.

	Carga vertical.
Losa maciza de H = 8 cm.	192 kg/cm ²
Plafond (yeso)	30 kg/cm ²
Piso	<u>40 kg/cm²</u>
	262 kg/cm ²
Peso por reglamento	<u>40 kg/cm²</u>
	302 kg/cm ²
Carga viva	<u>170 kg/cm²</u>
Suma	472 kg/cm ²

MEMORIA DE CÁLCULOS DE REFUERZO DE LA CIMENTACIÓN

d) Escaleras.

	Carga vertical.
Rampa de concreto	240 kg/cm ²
Escalón forjado	<u>170 kg/cm²</u>
	410 kg/cm ²
Peso por reglamento	<u>40 kg/cm²</u>
	450 kg/cm ²
Carga viva	<u>350 kg/cm²</u>
Suma	800 kg/cm ²

La acumulación de las cargas a nivel de Planta Baja, para determinar las cargas que actúan sobre las contratrabes.

Se consideraron las contratrabes de los ejes letras como principales, las cuales se apoyan sobre pilastras en sus extremos.

Para el diseño de las contratrabes se tomó en cuenta la sección de contratrabes ampliada y los tableros de losa de cimentación adicionales.

Cargas para sismo.

a) Azotea.

$$\begin{aligned} CM &= 525 \text{ kg/cm}^2 \\ CVs &= \underline{70 \text{ kg/cm}^2} \\ \text{Suma} &= 595 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

b) Entrepiso.

Losa de vigueta y bovedilla.

$$\begin{aligned} CM &= 350 \text{ kg/cm}^2 \\ CVs &= \underline{90 \text{ kg/cm}^2} \\ \text{Suma} &= 440 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Losa maciza.

$$\begin{aligned} CM &= 302 \text{ kg/cm}^2 \\ CVs &= \underline{90 \text{ kg/cm}^2} \\ \text{Suma} &= 392 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

c) Escaleras.

$$\begin{array}{lcl} CM & = & 450 \text{ kg/cm}^2 \\ CVs & = & \underline{150 \text{ kg/cm}^2} \\ Suma & = & 600 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

Análisis sísmico (Método estático).

Estructura tipo I grupo B.

$$\begin{array}{lcl} \text{Factor de ductilidad } Q & = & 1.5 \\ \text{Coeficiente sísmico} & = & 0.32 \\ \text{Coeficiente de diseño sísmico} & = & 0.21 \end{array}$$

MEMORIA DE CÁLCULOS DE REFUERZO DE LA CIMENTACIÓN

De los análisis anteriores podemos obtener el mayor momento esperado, este momento se multiplica por el factor de seguridad para este tipo de estructura (1.4) y se llega al momento último en cada una de las contratrabes de la cimentación, ahora si este momento lo dividimos entre bd^2 (base de la contratrase por peralte efectivo al cuadrado), llegamos a la variable K con la cual podremos entrar a la tabla A y obtener el porcentaje de acero mínimo requerido en las contratrabes de cimentación y de este modo reforzar la cimentación existente.

Contratrabe de eje N y A

$$M_u = M_m \times FS = 78.00 \times 1.4 = 109.20 \text{ t-m.} = 10920000 \text{ kg-cm.}$$

$$K = M_u / bd^2 = 10920000 / (30 \times 185^2) = 10.6355$$

$$\text{Si } K = 10.6355 \quad \text{entonces} \quad \rho = 0.2921 \%$$

Por lo tanto A_s (área mínima del acero de refuerzo) = ρbd

$$A_s \text{ mínimo} = (0.002921)(30)(185) = 16.21 \text{ cm}^2$$

Contratrabe de eje L y B

$$M_u = M_m \times FS = 87.00 \times 1.4 = 121.80 \text{ t-m.} = 12180000 \text{ kg-cm.}$$

$$K = M_u / bd^2 = 12180000 / (40 \times 185^2) = 8.8970$$

$$\text{Si } K = 8.8970; \text{ entonces } \rho = 0.2425 \%, \text{ por R.C.D.F. } \rho \text{ mínima} = 0.2579 \%$$

Por lo tanto A_s (área mínima del acero de refuerzo) = ρbd

$$A_s \text{ mínimo} = (0.002579)(40)(185) = 19.08 \text{ cm}^2$$

Contratrabe de eje J y D

$$M_u = M_m \times FS = 130.62 \times 1.4 = 182.87 \text{ t-m.} = 18287000 \text{ kg-cm.}$$

$$K = M_u / bd^2 = 18287000 / (40 \times 185^2) = 13.3579$$

$$\text{Si } K = 13.3579 \quad \text{entonces} \quad \rho = 0.3705 \%$$

Por lo tanto A_s (área mínima del acero de refuerzo) = ρbd

$$A_s \text{ mínimo} = (0.003705)(40)(185) = 27.42 \text{ cm}^2$$

Contratrabe de eje L y B

$$M_u = M_m \times FS = 145.41 \times 1.4 = 203.57 \text{ t-m.} = 20357000 \text{ kg-cm.}$$

$$K = M_u / bd^2 = 20357000 / (40 \times 185^2) = 14.87$$

$$\text{Si } K = 14.87 \quad \text{entonces} \quad \rho = 0.4144 \%$$

Por lo tanto A_s (área mínima del acero de refuerzo) = ρbd

$$A_s \text{ mínimo} = (0.004144)(40)(185) = 30.67 \text{ cm}^2$$

Contratrabe de eje 4

$$M_u = M_m \times FS = 2.77 \times 1.4 = 3.878 \text{ t-m.} = 387800 \text{ kg-cm.}$$

$$K = M_u / bd^2 = 387800 / (15 \times 185^2) = 0.7554$$

$$\text{Si } K = 0.7554; \text{ entonces } \rho = 0.0202 \%, \text{ por R.C.D.F. } \rho \text{ mínima} = 0.2579 \%$$

Por lo tanto A_s (área mínima del acero de refuerzo) = ρbd

$$A_s \text{ mínimo} = (0.002579)(15)(185) = 7.16 \text{ cm}^2 \text{ no se refuerza}$$

REFERENCIAS

REFERENCIAS.

- 1.- ARNAL, Simon Luis, BETANCOURT, Suarez Max. **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias.** Edt. Trillas. México. 3ª Edición, 1998.
- 2.- BARRY, F..SC., AUSTIN, B. **Topografía Aplicada a la Construcción.** Edt. Limusa. México. 1ª Edición, 1982.
- 3.- DAS, Braja M. **Principios de Ingeniería de Cimentaciones.** Edt. International Thomson. México. 4ª Edición, 1999.
- 4.- DELGADO, Vargas Manuel. **Ingeniería de Cimentaciones, Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico.** Edt. Alfaomega. Colombia. 2ª Edición, 2000.
- 5.- GARCIA, Del Valle Gabriel. **Edificación.** Edt. Diana. México. 1ª Edición, 1993.
- 6.- JUÁREZ, Badillo Eulalio., RICO, Rodríguez Alfonso. **Mecánica de Suelos.** Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Edt. Limusa. México. Novena reimpresión, 1984.
- 7.- JUÁREZ, Badillo Eulalio., RICO, Rodríguez Alfonso. **Mecánica de Suelos.** Tomo II. Teoría y aplicaciones de Mecánica de Suelos. Edt. Limusa. México. Novena reimpresión, 1984.
- 8.- LAMBRE, William T., WHITMAN, Robert V. **Mecánica de Suelos.** Edt. Limusa. México, 8ª reimpresión, 1991.

REFERENCIAS

- 9.- MERRIT, Fredericks, et at. **Manual del Ingeniero Civil**. Edt. Mc. Graw Hill. México, 1999.
- 10.- ORTIZ, Hermosillo Ricardo E. **Curso de Cimentaciones**. Curso impartido en la E.N.E.P. Acatlán. Abril 2002.
- 11.- **Recimentaciones**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México, 1990.
- 12.- RODRÍGUEZ, Rico Alfonso, DEL CASTILLO, Hermilio. **La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres**. Volumen 1. Edt. Limusa. México. Tercera reimpresión, 1981.
- 13.- SANTOYO, Enrique., SEGOVIA, José A. **Recimentación y Renivelación de Estructuras y Monumentos**, TGC Geotecnia, México, 1ª Edición, 1995.
- 14.- STAMATOPOULOS, Aris C., KOTZIAS, Panaghiotis C. **Mejoramiento de Suelos por Precarga**, Edt. Limusa, México, 1ª Edición, 1990.
- 15.- TOMLINSON, M.J. **Cimentaciones Diseño y Construcción**. Edt. Trillas. México. 1ª Edición, 1996.
- 16.- WHITLOW, Roy. **Fundamentos de Mecánica de Suelos**. Edt. CECSA. México. 2ª Edición, 1998.
- 17.- WOLF, Paul R., BRINKEU, Russell C. **Topografía**. Edt. Alfaomega. México. 9ª Edición, 2000.