

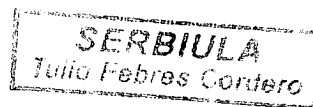
TA775
VS

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
Facultad de Ingeniería
Departamento de Estructuras
Postgrado en Ingeniería Estructural

**MODELO MATEMATICO PARA EL ANALISIS Y DISEÑO
DE SISTEMA DE FUNDACION EN MUROS DE
MAMPOSTERIA APOYADOS SOBRE SUELOS DE
ARCILLAS EXPANSIVAS**

Ing. Evilus Josefina Vilela Silva

Noviembre de 2006
Mérida – Venezuela



Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

DD
FUNDACION

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
Facultad de Ingeniería
Departamento de Estructuras
Postgrado en Ingeniería Estructural

**MODELO MATEMATICO PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE
SISTEMA DE FUNDACION EN MUROS DE MAMPOSTERIA
APOYADOS SOBRE SUELOS DE ARCILLAS EXPANSIVAS**

Ing. Evilus Josefina Vilela Silva

Tutor:
Prof. Zulay Rosendo

Tutor Asociado:
Prof. Rafael Febres

Octubre 2006
Mérida-Venezuela

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
POSTGRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

“Modelo matemático para el análisis y diseño de sistema de fundación en muros de mampostería apoyados sobre suelos de arcillas expansivas”.

por

Ing. Evilus Josefina Vilela Silva,

Tesis presentada como requisito parcial para la obtención del grado de
Magister Scientiae en Ingeniería Estructural

Facultad de Ingeniería
Universidad de Los Andes

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

13 de noviembre de 2006

Aprobada:

Prof. Zulay Rosendo, (UNEFM).
Tutor.

Prof. Rafael Febres C., (ULA).
Tutor Asociado.

Prof. Fernando Sarmiento, (ULA).
Jurado.

Prof. Rafael Torres, (ULA).
Jurado.

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi más sincero
agradecimiento a mis tutores,
Profesores Zulay Rosendo y Rafael
Febres; sin su colaboración y orientación
no hubiera sido posible la culminación
de este trabajo.

Le doy gracias a mi esposo Raúl por
involucrarse tanto en este proyecto y por su
inestimable ayuda.

A mis hijos Juan Carlos, Evilus, Alejandra
y Nathalia por su apoyo incondicional y
paciencia durante la ejecución del trabajo.
Han sido mi soporte en todo momento,
especialmente cuando más los he
necesitado.

A mis amigos y colegas Ivimar Torres y
Mario Castaldi por su gran
colaboración

Finalmente, a mis padres por su presencia y
constante guía.

INDICE DE CONTENIDO

RESUMEN.....	pp iv
ABSTRACT.....	x
CAPITULO I. INTRODUCCION	
INTRODUCCION.....	1
OBJETIVOS.....	4
CAPITULO II. FUNDAMENTOS TEORICOS	
2.1 COMPORTAMIENTO DE UN SUELO HOMOGENEO.....	6
2.2 CARACTERISTICAS DE LOS CONJUNTOS DE PARTICULAS.....	11
2.2.1 LIMITES DE ATTREBERG.....	13
2.2.2 CLASIFICACION DE LOS SUELOS.....	14
2.3 CARACTERISTICAS DE LAS PARTICULAS DE LOS SUELOS.....	14
2.4 PRESIONES NORMALES EN LAS PARTICULAS DE UN SUELO.....	15
2.5 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO TANGENCIAL ENTRE PARTICULAS DEL SUELO.....	15
2.5.1 MECANISMO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.....	17
2.5.2 ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL COMPORTAMIENTO FRICCIONAL.....	17
2.5.3 MECANISMO DE FRICCION.....	19
2.6 FORMACION DE LOS SUELOS.....	21
2.6.1 FACTORES QUE ALTERAN LOS SUELOS DESPUES DE SU FORMACION.....	22
2.6.2 ESTUDIO DEL TERRENO.....	24
SUELO SECO	
2.7 ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO.....	27
2.7.1 CONCEPTO DE ESFUERZO EN UN SISTEMA DE PARTICULAS.....	27
2.7.2 ESFUERZOS GEOSTATICOS.....	28
2.7.3 ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS APLICADAS.....	30
2.8 PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES ESFUERZO-DEFORMACION.....	30
2.8.1 PRUEBA EDOMETRICA O CONSOLIDACION.....	31

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

2.8.2 PRUEBA TRIAXIAL.....	31
2.8.3 PRUEBA DE CORTE DIRECTO.....	31
2.9 ASPECTOS GENERALES DEL COMPORTAMIENTO	
ESFUERZO-DEFORMACION.....	32
2.10 FUNDACIONES SUPERFICIALES SOBRE SUELO SECO.....	33
2.10.1 COMPORTAMIENTO DE UNA ZAPATA SOBRE UN MATERIAL ELASTOPLASTICO.....	33
2.10.2 CRITERIOS DE PROYECTOS.....	37
2.11 CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA	42
2.12 INFLUENCIA DE LA FALLA LOCAL SOBRE LA CAPACIDAD DE CARGA.....	46
2.13 ASENTAMIENTOS DEDUCIDOS DE LAS TEORIAS ELASTICAS.....	48
SUELOS CON AGUA	
2.14 ESFUERZOS EFECTIVOS EN EL TERRENO.....	52
2.14.1 PRINCIPIO DE ESFUERZOS EFECTIVOS.....	53
2.14.2 PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS.....	54
2.15 ASPECTOS GENERALES DEL COMPORTAMIENTO	
ESFUERZO-DEFORMACION CONDRENAJE.....	54
2.15.1 MECANISMO DE DEFORMACION.....	55
2.15.2 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION EN COMPRESION CONFINADA.....	56
2.15.3 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION EN COMPRESION TRIAXIAL.....	57
2.15.3 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION EN CORTE DIRECTO.....	57
2.16 RESISTENCIA AL CORTE CON DRENAJE.....	58
2.16.1 ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADA.....	58
2.17 FUNDACIONES SUPERFICIALES EN CONDICIONES DE DRENAJE.....	60
2.17.1 ASENTAMIENTO ADMISIBLE.....	61
2.18 CAPACIDAD DE CARGA.....	62
2.18.1 METODOS PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS.....	63

2.19 FUNDACIONES.....	63
2.19.1 MECANISMO DE FALLA.....	67
CAPITULO III. METODOLOGIA	
METODOLOGIA.....	70
3.1 SELECCIÓN Y ANALISIS DEL PROBLEMA ESTRUCTURAL.....	70
3.2 PLANTEAMIENTO DEL MODELO ESTRUCTURAL EXISTENTE.....	74
3.3 ENSAYOS Y PRUEBAS DE CAMPO.....	76
ENSAYO N°1.....	77
ENSAYO N°2.....	80
ENSAYO N°3.....	84
CAPITULO IV. ANALISIS Y RESULTADOS	
ANALISIS DEL ENSAYO N°1.....	88
ANALISIS DEL ENSAYO N°2.....	92
ANALISIS DEL ENSAYO N°3.....	94
CAPITULO V. CONCLUSION	
CONCLUSION.....	108
RECOMENDACIONES.....	118
BIBLIOGRAFIA.....	119
ANEXOS	
ANEXO 1.....	120
ANEXO 2.....	121

LISTA DE FIGURAS

	pp.
Figura 2.1. Representación esquemática de la transmisión de fuerzas a través del suelo.....	6
Figura 2.2. Analogía hidromecánica para ilustrar la distribución de cargas en la consolidación.....	10
Figura 2.3. Relaciones entre las fases de un suelo.....	11
Figura 2.4. Fuerzas entre partículas.....	16
Figura 2.5. Definición del ángulo de fricción ϕ_u	18
Figura 2.6. Interpretación microscópica de la resistencia por fricción.....	20
Figura 2.7. Tipos de estructuras de un suelo.....	21
Figura 2.8. Diagrama para ilustrar la definición de esfuerzo.....	28
Figura 2.9. Carga uniforme en faja sobre un material elastoplástico hipotético.....	33
Figura 2.10. Curva carga-asentamiento.....	35
Figura 2.11. Curvas carga-asentamiento y zonas de fallas.....	36
Figura 2.12. Relación entre las presiones sobre el terreno y las capacidades de carga....	39
Figura 2.13. Tipos de asentamientos.....	40
Figura 2.14. Zapata corrida superficial bajo carga vertical.....	43
Figura 2.15. Definición de capacidad de carga a partir de las cuñas de Rankine.....	44
Figura 2.16. Deducción del tipo de falla según el índice de compacidad y la profundidad de fundación.....	46
Figura 2.17. Factores de capacidad de carga teniendo en cuenta la falla local.....	47
Figura 2.18. Asentamientos en rotura de modelos de zapatas.....	49
Figura 2.19. Coeficientes de influencia para el asentamiento de una superficie rectangular cargada.....	50
Figura 2.20. Gráfica para obtener las funciones F_1 y F_2 del coeficiente I_p	51
Figura 2.21. Esfuerzos en el suelo húmedo.....	52
Figura 2.22. Mecanismo de deformación.....	55
Figura 2.23. Resultados de pruebas edométricas.....	57
Figura 2.24. Prueba de corte directo con drenaje de arcilla	58
Figura 2.25. Resultados de pruebas de arcilla de Weald normalmente consolidada.....	59
Figura 2.26. Resultados normalizados de una prueba.....	60

Figura 2.27. Mecanismo de falla en zapata por punzonado.....	67
Figura 2.28. Mecanismo de falla en zapata. Fuerzas cortantes, de compresión y tensión.....	68
Figura 2.29. Elemento infinitesimal extraído de la zona de compresión.....	68
Figura 3.1. Dimensiones del problema estructural.....	72
Figura 3.2. Modelo de carga y esfuerzos sobre el terreno.....	75
Figura 4.1. Gráfica de profundidad permeable en relación el tiempo.....	89
Figura 4.2. Gráfica de suelo inestable en relación al tiempo.....	90
Figura 4.3. Gráfica de velocidad de infiltración en relación al tiempo.....	91
Figura 4.4. Relación entre intensidad de esfuerzo aplicado y asentamiento producido	94
Figura 4.5. Variación del giro en función de la carga horizontal aplicada en suelo seco.....	94
Figura 4.6. Deformada del modelo sobre suelo seco bajo una carga de 90 Kg.....	97
Figura 4.7. Diagrama de esfuerzos antes de la cedencia en suelo seco.....	98
Figura 4.8. Variación del giro en función de la carga horizontal sobre suelo húmedo..	99
Figura 4.9. Deformada del modelo sobre suelo húmedo bajo una carga horizontal de 34 Kg.....	101
Figura 4.10. Diagrama de esfuerzos bajo una carga horizontal de 34 Kg.....	102
Figura 4.11. Deformada del modelo sobre suelo húmedo bajo una carga horizontal de 90 Kg.....	103
Figura 4.12. Diagrama de esfuerzos bajo una carga horizontal de 90 Kg.....	104
Figura 5.1. Modelo de fundación propuesto.....	109
Figura 5.2. Gráfica de giro en relación a la carga horizontal aplicada en suelo húmedo	110
Figura 5.3. Deformada del modelo de fundación propuesto bajo carga de trabajo.....	111
Figura 5.4. Diagrama de esfuerzos del modelo propuesto bajo cargas de trabajo.....	112
Figura 5.4. Deformada del modelo propuesto bajo la carga de servicio mayorada.....	113
Figura 5.4. Diagrama de esfuerzos para una carga horizontal de 180 Kg.....	114

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Asentamientos admisibles.....	pp 42
Tabla 2.2. Comparación entre los coeficientes de capacidad de carga reales y teóricos.....	45
Tabla 2.3. Clasificación de los suelos según su coeficiente de permeabilidad.....	54
Tabla 2.4. Comportamiento entre arenas y arcillas como terreno de fundación.....	61
Tabla 3.1. Características de los suelos de Santa Ana de Coro.....	73
Tabla 3.2. Valores obtenidos del ensayo N° 1.....	80
Tabla 3.3. Resultados del ensayo esfuerzo-deformación en suelo seco.....	83
Tabla 3.4. Deformación en suelo húmedo obtenida después de la aplicación de la carga.....	84
Tabla 3.5. Giro o rotación del modelo en suelo seco.....	85
Tabla 3.6. Giro o rotación del modelo en suelo húmedo.....	86
Tabla 4.1. Velocidad de absorción de las arcillas en la ciudad de Santa Ana de Coro..	91
Tabla 5.1. Resultados del giro bajo carga horizontal.....	109

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 1. Falla de muro de mampostería.....	pp 2
Fotografía 2. Falla de muro de mampostería.....	3
Fotografía 3. Falla de muro en vivienda.....	71
Fotografía 4. Inclinación de muro.....	71
Fotografía 5. Inclinación de muro.....	71
Fotografía 6. Lectura de inclinación de un muro.....	72
Fotografía 7. Muestra de pérdida de capacidad de carga de la capa superficial.....	78
Fotografía 8. Cilindros para el Ensayo N° 1.....	78
Fotografía 9. Muestra con agua.....	78
Fotografía 10. Testigo usado para medir la altura de expansión.....	79
Fotografía 11. Testigo usado para medir la altura de expansión.....	79
Fotografía 12. Medida con vernier de altura de expansión del suelo.....	79
Fotografía 13. Remoción de la capa expandida e inestable.....	79
Fotografía 14. Proceso de medición de profundidad permeable.....	80
Fotografía 15. Proceso de medición de profundidad permeable.....	80
Fotografía 16. Base para el ensayo de capacidad de carga.....	81
Fotografía 17. Tanque para el ensayo de capacidad de carga.....	82
Fotografía 18. Ensayo de capacidad de carga sobre suelo húmedo.....	83
Fotografía 19. Muro para el ensayo sobre suelo seco.....	85
Fotografía 20. Preparación del ensayo sobre suelo seco.....	86
Fotografía 21. Colapso del muro en el ensayo sobre suelo seco.....	86
Fotografía 22. Ensayo sobre suelo húmedo.....	87
Fotografía 23. Colapso del muro en suelo húmedo.....	87
Fotografía 24. Arcilla remoldeada.....	89
Fotografía 25. Comportamiento elástico de la fundación sobre suelo seco.....	95
Fotografía 26. Rotación de fundación antes del colapso.....	96
Fotografía 27. Colapso del muro sobre suelo seco.....	96
Fotografía 28. Grieta del suelo húmedo en el rango elástico.....	97
Fotografía 29. Grietas del suelo húmedo durante la cedencia.....	100
Fotografía 30. Rotura del elemento en suelo húmedo.....	100

Fotografía 31. Grietas y zonas de falla en el suelo húmedo por cedencia.....	105
Fotografía 32. Ensayo del modelo propuesto.....	119
Fotografía 33. Falla del modelo propuesto para cargas superiores a 190 Kg.....	119
Fotografía 34. Falla del modelo propuesto para cargas superiores a 190 Kg.....	119

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

RESUMEN

En Venezuela la mayoría de las viviendas unifamiliares, multifamiliares y demás edificaciones destinadas a diferentes usos; así como también las parcelas de terreno vacías, se construyen y delimitan, respectivamente, con muros de mampostería; los cuales en algunos casos tienen diseños muy estudiados para lograr el efecto arquitectónico deseado. Estos muros de mampostería presentan fallas estructurales cuando son fundados sobre suelos arcillosos muy expansivos, como ocurre en la ciudad de Santa Ana de Coro, que presenta grandes extensiones de suelos con esta característica. Motivado a la existencia del problema, en una gran cantidad de muros situados en la ciudad; se plantea el siguiente trabajo de investigación titulado **“MODELO MATEMÁTICO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE SISTEMA DE FUNDACIÓN EN MUROS DE MAMPOSTERÍA APOYADOS SOBRE SUELOS DE ARCILLAS EXPANSIVAS”**. El objetivo general de la investigación es obtener una propuesta que garantice la funcionabilidad, estabilidad y seguridad del elemento estructural en estudio, durante su vida útil. El problema existente se idealiza con un modelo matemático sometido a las acciones actuantes permanentes de carga muerta y de viento definidas por la Norma COVENIN, su análisis muestra un comportamiento irreal; motivo por el cual se realizan algunos ensayos de campo. Con los resultados de los ensayos; se determinan las características y propiedades físicas del suelo, necesarias para reproducir las condiciones de trabajo del suelo bajo la fundación y realizar la propuesta del modelo matemático del sistema de fundación para muros de mampostería en la ciudad de Santa Ana de Coro, Edo. Falcón.

Las características que definen el comportamiento de las arcillas en la ciudad de Santa Ana de Coro, son muy particulares y poco mencionadas en la bibliografía. No se conocen de estudios con análisis *in situ*, que definan estas características. El desconocimiento de ello implica que no se han tomado en consideración, razón por la cual se presentan fallas frecuentemente en los muros de mampostería de toda la ciudad.

La respuesta estructural del modelo existente y propuesto se analiza con el software de elementos finitos SAP2000 versión 3.3, se modela con elementos sólidos y se presenta la deformada bajo las cargas actuantes.

El diseño del modelo propuesto para el sistema de fundaciones de los muros de mampostería apoyados sobre suelos arcillosos; garantiza un buen comportamiento estructural lo cual ayuda a solventar los daños graves que presentan actualmente estos muros.

Palabras claves: arcillas expansivas, fundaciones, muros de mampostería.

ABSTRACT

In Venezuela, the majority of single- and multi-unit family housing, building structures intended for different uses as well as empty lots, are constructed and delimited, respectively, using masonry walls. In some cases, significant attention is given to the design of these masonry walls in order to achieve the desired architectural effect. However, a large number of the masonry walls show structural failures when constructed on expansive clay soils, as is the case in the city of Santa Ana de Coro (located in the State of Falcon, Venezuela), which has large extents of soils having the referenced characteristics. To address this problem, which occurs in a large number of the masonry walls in the city, a research investigation was undertaken titled: **“MATHEMATICAL MODEL FOR THE ANALYSIS AND DESIGN OF MASONRY WALL FOUNDATION SYSTEMS RESTING ON EXPANSIVE CLAY SOILS.”** The general objective of this investigation was to identify a solution that guarantees the functionality, stability and safety of the structural element in question over its useful life. At present, the problem is mathematically represented and analyzed using a model in which the walls are subjected to the forces from the existing dead-loads as well as the wind, as defined by the COVENIN standard. However, this analysis model yields results that were not rational. Accordingly, some tests were carried out in the field to determine the characteristics and physical properties of the soil. These field test results were necessary to reproduce the actual working conditions of the soils beneath the masonry wall foundations, and to arrive at the proposed mathematical model for the masonry wall foundation systems in City of Santa Ana de Coro. The characteristics that define the behavior of the clayey soils in the city of Santa Ana de Coro are very unique, and there is little reference to them in the literature. There are no known studies that incorporate in situ analyses to define those soil characteristics, which implies they have not been taken into consideration during design and construction, and hence the reason for the frequent failures. The structural response for both the existing and proposed model were analyzed using the SAP2000 version 3.3 finite element software. Modeling with this software was done using solid elements in order to analyze the deformations of the system under the acting forces. The proposed design model for masonry wall foundation systems resting on clayey soils expansive guarantees an adequate structural response, which helps to solve the serious damages associated with the existing masonry walls.

Key words: expansive clays, foundations, masonry walls.

INTRODUCCION

En la ciudad de Santa Ana de Coro, existen zonas cuyos suelos están caracterizados por la presencia de arcillas expansivas; las cuales presentan propiedades que las hacen muy particulares y diferentes a las referenciadas en la bibliografía consultada, por lo tanto presentan un comportamiento diferente cuando están sometidas a esfuerzos producidos por las cargas actuantes sobre la estructura.

En las arcillas expansivas se producen cambios por las variaciones climáticas; estos cambios afectan el comportamiento de los suelos experimentando grandes expansiones en períodos de lluvia y retracciones al evaporarse el agua; que producen daños severos a las edificaciones que se construyen sobre dichos suelos.

Generalmente las arcillas expansivas presentan muy baja permeabilidad, y se caracterizan por poseer baja capacidad de carga. Estas características no definen a las arcillas existentes en Coro; debido a que estas arcillas poseen alta capacidad de carga en estado seco, pero en estado húmedo disminuye considerablemente.

Los análisis de suelo utilizados como referencia, determinan la presencia de minerales arcillosos que poseen propiedades particulares en cuanto a la capacidad e intercambio iónico; tales como la montmorilonita que es un mineral arcilloso expandible y que produce el mayor efecto sobre las propiedades de un suelo, produciendo cambios volumétricos dependiendo de las condiciones climáticas. Y la vermiculita, que es también un mineral arcilloso pero no expandible, y de alta plasticidad cuya presencia en los suelos produce cambios menores que el de la montmorilonita, pero afectan el comportamiento del suelo.

Debido a los cambios que experimentan las arcillas, por las variaciones climáticas; las edificaciones fundadas sobre dichos suelos son propensas a presentar daños estructurales. En Venezuela los proyectos de construcción de viviendas y edificaciones destinadas a diversos usos; se diseñan con muros de mampostería como cerramiento de dichas áreas; así como también son usadas para delimitar áreas de

terrenos baldíos, cuyo desarrollo está previsto a futuro, frecuentemente se usa el termino de paredes medianeras para este tipo de muros. Generalmente se construyen con bloque de concreto rigidizados con un marco de concreto armado.

Estos muros de mampostería fundados sobre los suelos arcillosos en la ciudad de Coro presentan daños graves tales como: la pérdida de verticalidad del muro; que en algunos casos, provoca la aparición de severas grietas en los bloques para posteriormente hacer fallar la estructura que la soporta, ocasionando el colapso del mismo.

En las Fotografías 1 y 2 se pueden apreciar los daños producidos en algunos muros de mampostería en la zona urbana de Coro.



Fotografía N° 1. Falla de muro de mampostería



Fotografía 2. Falla de muro de mampostería.

En el presente trabajo, se toma como modelo el de un muro de bloques de concreto con tres metros de alto, para estudiar el comportamiento del suelo bajo las cargas actuantes por peso propio del muro y la carga producida por viento.

Se analiza el modelo matemático que representa el problema existente, y su análisis muestra un comportamiento irreal del suelo; que produce la falla del elemento en estudio. Con el fin de identificar cuales son las causas, que producen este comportamiento, se establece una serie de pruebas de campo; para determinar las características de los suelos de la región. Estas características se determinan para profundidades muy superficiales que no están definidas claramente en los análisis de suelos consultados.

Los datos obtenidos de las pruebas de campo, se utilizan en el modelo matemático propuesto, y se analiza para verificar su comportamiento. Se comparan ambos modelos matemáticos, para verificar la magnitud de algunos parámetros y al mismo tiempo la validez del modelo definitivo.

Con la selección adecuada del sistema de fundación, y las fuerzas que intervienen en el cálculo del muro, se puede verificar que el comportamiento estructural del mismo, es adecuado para los suelos arcillosos de Coro.

La respuesta estructural de los modelos matemáticos, sometidos a las acciones externas; se analiza con el software comercial SAP2000 versión 3.3, que aproxima la respuesta estructural del sistema, con el uso del método de los elementos finitos. El modelo existente y el modelo propuesto se aproximaron con elementos sólidos tridimensionales de forma rectangular, asignando las características de suelo y de concreto que les corresponden.

Los resultados obtenidos del análisis realizado al sistema de fundación existente; permitieron determinar algunos parámetros que influyen en el modelo del sistema de fundación propuesto. Se presenta el análisis de esfuerzos y deformaciones para estado de trabajo y estado límite, determinado analíticamente y mediante el ensayo de un modelo a escala; en la condición de suelo húmedo, que resulta ser la más desfavorable; y se sugieren algunas recomendaciones para investigaciones posteriores del tema en estudio.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL.

Presentar un modelo matemático para analizar y diseñar un sistema de fundación en muros de mampostería fundados sobre suelos de arcillas expansivas, que garantice la seguridad y confiabilidad del elemento, durante su vida útil.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Elaborar el modelo matemático que representa la interacción suelo-estructura de la fundación del muro de mampostería frecuentemente construido en la ciudad de Santa Ana de Coro.
- Analizar el comportamiento suelo-estructura de la fundación, para determinar la causa de falla o colapso del elemento estructural.
- Realizar pruebas de campo *in situ*, para definir las características superficiales del suelo.
- Elaborar un modelo matemático para el sistema de fundación de muros de mampostería, con las características propias del suelo de la región.
- Construir y ensayar el modelo a escala real para verificar el modelo matemático propuesto.

FUNDAMENTOS TEORICOS.

2.1 COMPORTAMIENTO DE UN SUELO HOMOGENEO.

El suelo se compone de granos independientes; es decir, partículas, que en algunos tipos de suelos son tan pequeñas que requieren de técnicas microscópicas muy refinadas para distinguirlas. Estas partículas discretas que constituyen un suelo no están unidas tan fuertemente como los cristales de un metal y por lo tanto pueden moverse con relativa libertad, unas respecto a otras.

Cuando se aplica carga vertical a un suelo, se desarrollan fuerzas de contacto entre partículas adyacentes. Estas fuerzas de contacto se pueden descomponer en fuerzas normales N y tangenciales T a la superficie de contacto.

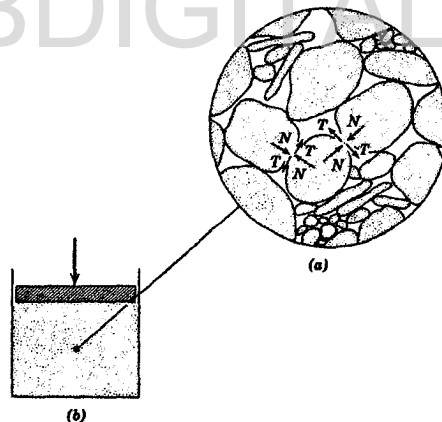


Figura 2.1. Representación esquemática de la transmisión de fuerzas a través del suelo.

Estas fuerzas de contacto producen deformaciones en las partículas individuales, y el tipo de deformación que se presenta es de naturaleza elástica y plástica en las inmediaciones del punto de contacto. Una vez que la fuerza tangencial en un punto de contacto supere la resistencia tangencial en dicho punto, se producirá un deslizamiento relativo entre las partículas.

La deformación general de una masa de suelo es, en parte, el resultado de las deformaciones individuales y, en parte consecuencia del deslizamiento relativo entre partículas. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que la contribución principal a la deformación general se debe al deslizamiento entre las partículas, junto con la reorganización de las mismas. El esqueleto mineral del suelo por lo regular es bastante deformable, debido al deslizamiento y reorganización de las partículas, aun cuando las partículas individuales sean muy rígidas.

Es imposible plantear una ley esfuerzo-deformación de un suelo, considerando el comportamiento en los contactos. Por esta razón es necesario basarse en medidas de experimentación directa sobre las propiedades de sistemas con gran número de partículas.

Si se considera una muestra en un recipiente de paredes rígidas, el suelo normalmente disminuirá de volumen al aumentar la carga. Esta disminución de volumen se produce debido a que las partículas se van encajando, y acortando sus distancias; se producen roturas tangenciales o de corte (deslizamientos) en muchos puntos de contacto, pero no existe, una rotura general por corte de la masa de suelo; la carga vertical puede incrementarse sin límite. Este proceso se denomina compresión volumétrica. Si se retira la carga aplicada, la masa de suelo aumentará de volumen a través de un proceso inverso que supone una redistribución de las partículas. Este proceso de aumento de volumen se denomina expansión o en algunos casos hinchamiento.

Si el recipiente de la muestra es de paredes flexibles, puede producirse una falla por corte general. La falla se produce a cierta carga vertical y esta se relaciona con la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esta resistencia está determinada por la resistencia al deslizamiento entre las partículas que tienden a desplazarse unas respecto a otras.

El suelo es un sistema de varias fases, formado por una fase mineral denominada esqueleto mineral más una fase fluida o fluido intersticial. Los espacios que quedan entre las partículas de suelo se denominan vacíos, huecos, poros o intersticios; y estos poros suelen estar ocupados por aire y/o agua, con o sin

materiales disueltos. El fluido intersticial puede penetrar completamente entre las partículas, desarrollando fuerzas normales y posiblemente tangenciales entre ellas. La separación entre partículas aumentará o disminuirá, según lo hagan las fuerzas de compresión transmitidas; causando deformación general de la masa de suelo. Por lo tanto, la naturaleza del fluido intersticial tiene influencia sobre la magnitud de la resistencia al deslizamiento entre dos partículas, dada la naturaleza química de la superficie de contacto.

Si la muestra de suelo, tiene los intersticios ocupados totalmente por agua, se dice que es un suelo saturado.

Suponemos que la presión de agua es hidrostática, es decir la presión en los poros, en cualquier punto es igual al peso específico del agua por la profundidad del punto considerado bajo la superficie del agua. En este caso no habrá circulación o flujo de agua.

Si se aumenta la presión de agua en el recipiente, mientras que el nivel de la superficie de agua se mantiene constante por medio de un rebosadero; existirá un flujo ascensional de agua. El caudal de agua que fluya estará en relación con la sobrepresión aplicada al fondo del recipiente y con una propiedad del suelo denominada permeabilidad. Cuanto mas permeable sea un suelo, mayor caudal de agua circulará para un determinado exceso de presión.

Si la sobrepresión de agua en la base aumenta se alcanzará una presión para la cual la arena hierve bajo el flujo ascensional de agua. Se dice que se ha alcanzado el estado de ebullición o sifonamiento. Es decir, ha existido una interacción física entre el esqueleto mineral y el agua intersticial. En este estado el suelo ocupará un volumen algo superior al inicial, siendo la resistencia al corte del suelo, claramente inferior en el estado de sifonamiento que en su estado normal.

Como el suelo es un sistema de varias fases, puede esperarse que el comportamiento de la fase intersticial, con respecto a la contribución de reparto de cargas; la resistan el esqueleto mineral y en parte el fluido intersticial. La Figura 2. muestra como es la contribución a este reparto de cargas.

En la Figura 2.2a se muestra un cilindro de suelo saturado. El pistón poroso permite aplicar cargas al suelo, y a la vez que el fluido se escape de los poros del suelo; en la parte *b)* se muestra una analogía hidromecánica en la cual se han idealizado las propiedades del suelo: la resistencia del esqueleto mineral a la compresión está representada por un muelle o resorte; la resistencia al flujo de agua a través del suelo la representa una válvula en un pistón impermeable.

Si se aplica una carga al pistón de la analogía hidromecánica, con la válvula cerrada; la carga del pistón se reparte entre el agua y el muelle, en relación a la rigidez de cada uno. En dicha analogía hidromecánica el pistón se moverá muy poco al aplicar la carga, debido a que el agua es relativamente incompresible. Como el muelle se acorta muy ligeramente, toda la carga aplicada la resiste un incremento de la presión del agua en la cámara. Las condiciones en esta fase se representa en la Figura 2.2c.

A continuación se abre la válvula, y la presión del agua dentro de la cámara obligará a que el agua escape a través de la válvula como se muestra en la Figura 2.2d. Al escapar el agua, el muelle se acorta y comienza a soportar una parte cada vez más importante de la carga aplicada, produciéndose una disminución correspondiente en la presión del fluido que llena la cámara.

Por ultimo, se alcanza un estado mostrado en la Figura 2.2e., en el cual el resorte resiste toda la carga aplicada y la presión del agua vuelve a su valor hidrostático inicial. Una vez que se alcanza este estado, el agua cesa de fluir por la válvula; y durante cualquier intervalo de tiempo solo puede escapar por la válvula un caudal limitado de agua. De aquí que el proceso de transmisión de cargas del agua al muelle debe producirse gradualmente. Esta variación gradual de la forma en que se distribuye la carga se ilustra en la Figura 2.2f.

En los suelos reales existirá el mismo proceso de variación gradual en la forma de soportar la carga.

Este proceso de expulsión gradual del agua se denomina consolidación, y el periodo de tiempo empleado es el desfase hidrodinámico. El grado de compresión o consolidación producido hasta un determinado instante depende no solo de la carga

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

aplicada, sino también de la intensidad de los esfuerzos transmitidos en los contactos de las partículas, es decir, de la diferencia entre los esfuerzos aplicados y la presión intersticial. Esta diferencia se denomina esfuerzo efectivo.

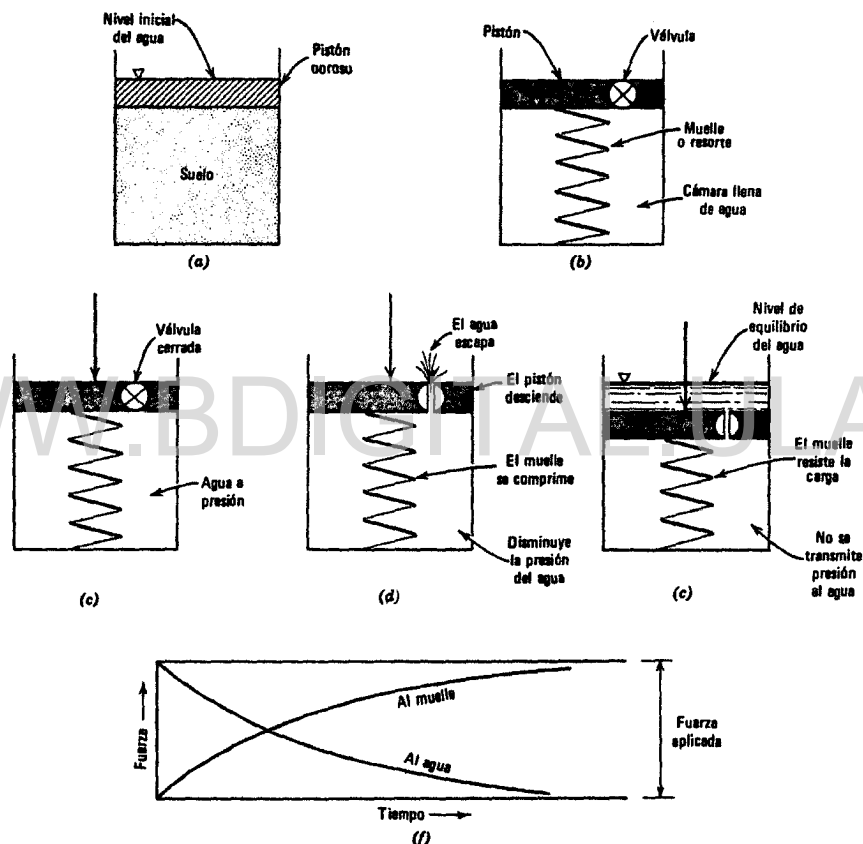


Figura 2.2. Analogía hidromecánica para ilustrar la distribución de cargas en la consolidación

Por todo lo antes descrito, se pueden resumir cuatro consecuencias que determinan la naturaleza discontinua el suelo:

- ✓ La deformación de una masa de suelo viene controlada por las interacciones entre partículas individuales, especialmente por el deslizamiento entre las mismas.

- ✓ El suelo es intrínsecamente un sistema de varias fases, y los elementos de la fase intersticial influyen en la naturaleza de las superficies minerales; por tanto afectan a los procesos de transmisión de fuerzas en los puntos de contacto entre partículas. Esta interacción se denomina interacción química.
- ✓ El agua puede circular a través del suelo, ejerciendo un efecto sobre el esqueleto mineral, que modifica la magnitud de las fuerzas en los puntos de contacto entre partículas; e influye sobre la resistencia del suelo a la compresión y al esfuerzo cortante.
- ✓ Cuando la carga aplicada a un suelo se hace variar repentinamente, esta variación es absorbida conjuntamente por el fluido intersticial y el esqueleto mineral. La variación de presión intersticial obliga al agua a moverse a través del suelo, con lo cual las propiedades del suelo varían con respecto al tiempo.

2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS CONJUNTOS DE PARTICULAS.

Por tratarse el suelo de un sistema discontinuo de partículas, un elemento de suelo constituye intrínsecamente un sistema de tres fases diferenciables: sólida formada por partículas minerales, gaseosa, y líquida formada generalmente por agua.

La Figura 2.3a muestra las fases como se podría presentar un elemento de suelo natural; y en la Figura 2.3b se separan las fases con el fin de facilitar la deducción de las relaciones entre ellas. A la izquierda las fases se han expresado en volumen, mientras que a la derecha en peso.

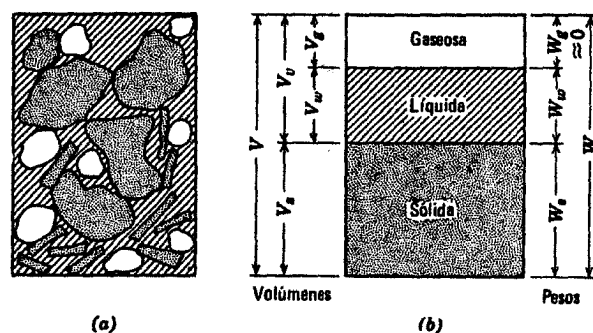


Figura 2.3. Relaciones entre las fases de un suelo.

Licencia Creative Commons:

Existen tres relaciones importantes de volumen que son: porosidad, relación de vacíos y grado de saturación.

La porosidad es la relación entre el volumen de huecos y el volumen total, mientras que la relación de vacíos es el cociente entre el volumen de huecos y el de partículas sólidas. La porosidad se suele multiplicar generalmente por 100, expresándose los valores en porcentaje. La relación de vacíos generalmente se expresa en forma decimal y puede alcanzar valores superiores a la unidad. Tanto la porosidad como la relación de vacíos indican el porcentaje relativo del volumen de poros de una muestra. Este volumen de vacíos está lleno de un fluido, gaseoso o líquido, pero en general se trata de agua.

El grado de saturación indica el porcentaje de volumen de huecos que está relleno de agua. Así pues, un valor de $S = 0\%$, indica un suelo seco, $S = 100\%$ corresponde a un suelo saturado y un valor comprendido entre estos indica un suelo semisaturado o parcialmente saturado.

La relación entre pesos de fases más empleada es el contenido de agua es decir humedad, que es el peso de agua dividido por el peso de partículas sólidas en un elemento de suelo. Como es más fácil obtener pesos que calcular volúmenes, se utiliza bastante la variación de humedad de un suelo saturado para medir deformaciones volumétricas.

El peso específico aparente o total γ_t es el peso de un elemento de suelo dividido por el volumen de dicho elemento; mientras que el peso específico seco, es el peso de las partículas minerales dividido por el volumen total del elemento. El peso específico relativo se obtiene dividiendo el peso específico de un material por el peso específico del agua.

La gama de valores, de las relaciones entre fases, para suelos cohesivos es mucho mayor que para suelos granulares. Por ejemplo: la montmorilonita sódica saturada puede presentar, con bajas presiones de confinamiento; una relación de vacíos superior a 0.25 que representa un 20% de porosidad y una humedad de 900%.

Las arcillas saturadas comprimidas bajo las elevadas presiones existentes a grandes profundidades en el terreno pueden tener relaciones de vacíos menores a 0.20.

2.2.1 Límites de Atterberg.

Los límites de Atterberg y los índices con ellos relacionados constituyen unos valores muy útiles para caracterizar los conjuntos de partículas de suelos. Los límites se basan en el concepto de que un suelo de grano fino solamente puede existir en cuatro estados de consistencia según su humedad.

Un suelo se encuentra en estado sólido cuando esta seco; al añadir agua pasa a los estados semisólido, plástico y finalmente líquido. Los contenidos de humedad y los puntos de transición de unos estados a otros se denominan límite de retracción o contracción, límite plástico y límite líquido.

El límite líquido, se determina midiendo la humedad y el número de golpes necesarios para cerrar en una determinada longitud una ranura de un determinado ancho mediante un aparato normalizado.

El límite plástico se obtiene midiendo el contenido de humedad del suelo cuando comienzan a desmoronarse los pequeños cilindros de suelo de 3 mm de diámetro.

El límite de retracción, se define como la humedad presente al haber añadido agua suficiente para llenar todos los huecos de una muestra de suelo seca.

El concepto de un suelo como material que puede presentarse en varios estados según su contenido de humedad, resulta muy útil. Cuanto mayor sea la cantidad de agua que contiene el suelo, menor será la interacción entre las partículas adyacentes, y por lo tanto su comportamiento se aproximará más al de un líquido.

Los límites de Atterberg de un suelo están relacionados con la cantidad de agua absorbida sobre la superficie de las partículas de suelo. Debido al gran aumento de la superficie por unidad de peso al disminuir el tamaño de las partículas, puede esperarse que la cantidad de agua absorbida este influenciada por la cantidad de arcilla presente en el suelo.

Los límites de Atterberg y los índices asociados resultan muy útiles para la identificación y clasificación de suelos. Por ejemplo: el índice de plasticidad, indica la magnitud del intervalo de humedades en el cual el suelo posee consistencia plástica; y el índice de liquidez, indica la proximidad del suelo natural al límite líquido. Debe tomarse en cuenta que todos los límites e índices, con excepción del límite de retracción se determinan en suelos que se han amasado para formar una mezcla uniforme suelo-agua.

2.2.2 Clasificación de suelos.

La clasificación de suelos consiste en incluir un suelo en un grupo que presenta un comportamiento semejante; las características mas usadas son la granulometría y la plasticidad.

A continuación se indican las características principales de suelos de composición fina con presencia predominantemente de arcilla.

Símbolo: C

Granulometría y descripción: partículas que pasan por el tamiz N° 200. Pueden conseguirse que presenten propiedades de plasticidad dentro de una amplia gama de humedades y posean considerable resistencia al secarse.

Propiedades: La característica diferenciable de la arcilla es la cohesión o resistencia cohesiva, que aumenta al disminuir la humedad. La permeabilidad de la arcilla es muy baja, es difícil de compactar en estado húmedo e imposible de drenar por métodos ordinarios; compactada es resistente a la erosión y a la tubificación, no es susceptible a hinchamientos por efectos de heladas. Esta sometida a expansión y retracción con las variaciones de humedad. Las propiedades dependen no solo del tamaño y forma de las partículas (laminadas, lajosas), sino también por su composición mineral, es decir, el tipo de mineral arcilloso y el medio químico o la capacidad de intercambio iónico. En general el mineral arcilloso montmorillonita tiene

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

el mayor efecto sobre las propiedades, siendo este efecto mínimo en el caso de la illita y la caolinita.

2.3 CARACTERISTICAS DE LAS PARTICULAS DE UN SUELO.

Los métodos habituales para la determinación de los tamaños de las partículas de un suelo son el análisis granulométrico por tamizado para partículas de tamaño superior a 0.06 mm; y el análisis hidrométrico o por sedimentación para partículas mas pequeñas.

La forma mas común de las partículas arcillosas es la de laminilla aplanada. También se encuentran partículas cilíndricas y prismáticas, pero es menos común.

La naturaleza y disposición de los átomos en una partícula de suelo, tiene una considerable influencia sobre la permeabilidad, resistencia y transmisión de esfuerzos en los suelos, especialmente en los de grano fino. Existen ciertos minerales que pueden conferir propiedades no usuales al suelo que las contiene. Por ejemplo, la montmorilonita puede hacer que un suelo sea más expansivo, mientras que la haloisita puede dar lugar a que un suelo tenga un peso específico muy bajo.

2.4 PRESIONES NORMALES EN LAS PARTICULAS DE UN SUELO.

Cuando las partículas adyacentes de un suelo interaccionan, se desarrollan presiones que modifican la naturaleza de contacto entre ellas. Se puede representar, de manera esquemática, los tipos de fuerzas que existen entre dos partículas de suelos adyacentes como se muestra en la Figura 2.4.

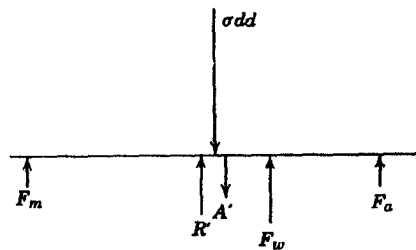


Figura 2.4. Fuerzas entre partículas.

Donde:

- F_m = fuerza en el contacto partícula- partícula
- F_a = fuerza en el contacto aire - partícula o aire - aire
- F_w = fuerza en el contacto agua - partícula o agua - agua
- R' = repulsión eléctrica entre partículas
- A' = atracción eléctrica entre partículas

Cada partícula de suelo posee carga eléctrica en su superficie y por tanto atrae iones a la misma con el fin de neutralizar su carga eléctrica total. A su vez, estos iones atraen moléculas de agua y el agua es atraída directamente a la superficie de las partículas de suelo. Por lo tanto, todas las partículas de suelo tienden a estar rodeadas de una capa de agua. La arcilla ilítica típica suele tener una humedad de 50%; casi toda el agua es libre, es decir no está fuertemente absorbida por el esqueleto mineral y por tanto constituye una fase separada de éste. Pero, en arcillas con elevado contenido de montmorillonita, puede ser bastante difícil separar la fase mineral de la acuosa.

Entre las partículas de suelo actúan fuerzas de atracción y repulsión, las cuales son más importantes respecto al peso de las partículas en los suelos finos. Estas fuerzas tienen influencia sobre la forma en que se ordenan las partículas en el proceso de sedimentación y dan lugar a que los suelos finos presenten un esqueleto mineral muy abierto, de pequeño peso específico.

Cuando la resultante de las fuerzas de atracción y repulsión entre dos partículas arcillosas es de atracción; ambas partículas tenderán a moverse una hacia la

otra, entrando en contacto; es la floculación. Si la fuerza resultante es repulsiva tenderán a separarse unas de otras; es la dispersión.

Ciertos factores, como la temperatura y la concentración de iones en el agua intersticial, influyen sobre las fuerzas de atracción y repulsión entre las partículas por lo cual el medio en que se produce la sedimentación puede tener influencia sobre la forma en la que se disponen las partículas al depositarse.

En suelos formados por partículas equidimensionales, las presiones se transmiten a través del suelo por las fuerzas de contacto mineral-mineral. En los suelos formados por pequeñas laminillas arcillosas orientadas cara con cara, las presiones se transmiten a través de fuerzas eléctricas de largo alcance. La transmisión de presiones en suelos arcillosos naturales, se produce mediante un proceso intermedio entre ambos casos límites.

2.5 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO TANGENCIAL ENTRE PARTICULAS DE SUELO.

La resistencia de un suelo a la deformación esta fuertemente influenciada por la resistencia tangencial en los contactos entre partículas. Es necesario resaltar que la resistencia tangencial entre las superficies minerales constituye solamente una parte de la resistencia de un suelo al corte o a compresión. También tiene gran importancia el acomodo entre partículas.

2.5.1 Mecanismo de la resistencia al esfuerzo cortante.

La resistencia al esfuerzo cortante entre dos partículas, es la fuerza que debe aplicarse para producir un deslizamiento relativo entre las mismas. Esta resistencia es originada por las fuerzas atractivas que actúan entre los átomos superficiales de las partículas. Dichas fuerzas de atracción dan lugar a la formación de enlaces químicos en los puntos de contactos superficiales, y por lo tanto, la resistencia por fricción

entre dos partículas es fundamentalmente de la misma naturaleza que la resistencia al esfuerzo cortante de un bloque de material sólido intacto.

La resistencia tangencial total, producto de la resistencia de cada enlace por el número total de enlaces, es proporcional a la fuerza normal ejercida entre ambas partículas. Si esta fuerza normal disminuye, se reduce la resistencia o el número de enlaces, con lo cual disminuye la resistencia tangencial total. Por lo tanto, la resistencia al deslizamiento tangencial entre partículas es de naturaleza friccional.

Existen algunos casos, en los que parte de la resistencia tangencial total entre partículas es independiente de la fuerza normal aplicada; es decir, que si la fuerza normal se anula, puede medirse una cierta resistencia al deslizamiento tangencial. En tales casos se dice que existe una cohesión verdadera o real entre partículas. En algunos casos esta cohesión puede ser muy importante, como cuando la cementación transforma la arena en arenisca. Si embargo, en general, la magnitud de la cohesión verdadera entre partículas es muy pequeña y su contribución a la resistencia del suelo es también muy reducida. Se puede considerar el comportamiento friccional como el caso más normal en suelos y el comportamiento cohesivo como la excepción.

Se suele utilizar dos formas diferentes para expresar la resistencia por fricción. La primera consiste en el empleo del coeficiente de fricción f . Así pues si N es la fuerza normal aplicada sobre una superficie, la fuerza tangencial máxima sobre la misma vale $T_{max} = Nf$. El otro método consiste en emplear un ángulo de fricción ϕ_u definido por $\tan \phi_u = f$. La interpretación geométrica de ϕ_u se muestra en la Figura 2.5.

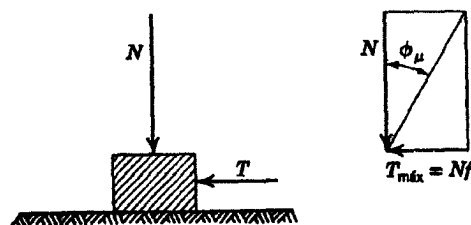


Figura 2.5. Definición del ángulo de fricción ϕ_u

2.5.2 Aspectos fundamentales del comportamiento friccional.

Existen dos leyes básicas del comportamiento friccional:

- ✓ La resistencia al deslizamiento tangencial entre dos cuerpos es proporcional a la fuerza normal ejercida entre los mismos.
- ✓ La resistencia al deslizamiento tangencial entre dos cuerpos es independiente de las dimensiones de ambos.

2.5.3 Mecanismo de fricción.

La explicación del proceso de fricción esta implícito en las siguientes afirmaciones:

- ✓ A una escala submicroscópica la mayoría de las superficies son realmente rugosas, por lo que dos cuerpos solo estarán en contacto cuando se toquen los puntos mas prominentes; es decir, el contacto real es una fracción muy pequeña de la superficie de contacto aparente.
- ✓ Debido a que el contacto se produce en puntos discretos, las presiones normales en tales contactos serán muy elevadas e incluso bajo cargas muy ligeras, se alcanzará el límite de plastificación del material en tales zonas.

Entonces el área real de contacto A_c será $A_c = \frac{N}{q_u}$ donde N es la carga

normal y q_u es la presión normal necesaria para producir la rotura o plastificación. Como q_u tiene un valor fijo, el aumento de la carga normal total entre ambos cuerpos significa un aumento proporcional en la superficie de contacto real. Este aumento es el resultado de la deformación plástica de las asperezas.

- ✓ Las elevadas presiones de contacto dan lugar a que las dos superficies se adhieran en los puntos de contacto real; es decir ambos cuerpos se unen por enlaces químicos. La resistencia tangencial se debe a la adhesión en tales puntos. Entonces la fuerza máxima tangencial posible T_{max} será

Licencia Creative Commons:

$T_{\max} = sA_c$; siendo s la resistencia al corte de los enlaces adheridos y A_c el área real de contacto.

Combinando estas ideas se llega a la relación;

$$T_{\max} = N \frac{s}{q_u}$$

Como s y q_u son propiedades del material, $T_{\max}$ es proporcional a N . El coeficiente de fricción f será igual a la relación s/q_u .

La Figura 2.6., muestra la interpretación microscópica de la resistencia por fricción.

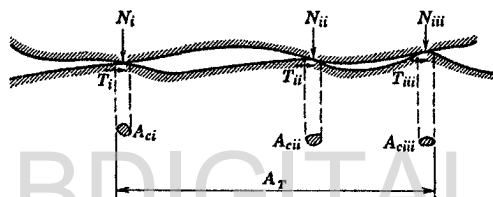


Figura 2.6. Interpretación microscópica de la resistencia por fricción

El comportamiento friccional de los minerales del tipo de la mica, puede ser semejante al de las partículas arcillosas. Las superficies de las partículas de cuarzo son superlisas y se cree que las de las partículas arcillosas son semejantes. Debido a esto, las partículas pueden estar muy próximas en casi toda su extensión sin llegar a estar realmente en contacto directo.

Los datos experimentales muestran que el agua actúa como un lubricante. Una explicación posible de este comportamiento puede ser la siguiente: En los suelos secados en estufa los iones superficiales no están completamente hidratados. Las superficies minerales reales se aproximan mucho y el enlace es fuerte. En presencia de agua, los iones se hidratan y se debilita el enlace con las superficies minerales. Por lo tanto, la resistencia tangencial disminuye al añadir agua.

En estado saturado el ángulo de fricción entre los minerales laminares puede ser muy bajo. Como las partículas arcillosas están siempre rodeadas de agua, en los casos prácticos es importante estudiar estos minerales en estado saturado.

2.6 FORMACION DE LOS SUELOS.

Según el proceso de formación, un suelo puede ser sedimentario, residual o colocado por el hombre (relleno artificial). En un suelo sedimentario las partículas se formaron en un determinado lugar, fueron transportadas y se depositaron finalmente en otro lugar. Un suelo residual se ha formado por la meteorización de la roca *in situ*, con escaso o nulo desplazamiento de las partículas.

El término estructura del suelo, hace referencia a la orientación y distribución de las partículas en una masa de suelo y a las fuerzas entre partículas de suelo adyacente. Las fuerzas correspondientes a la estructura del suelo se consideran las generadas entre las propias partículas, de naturaleza electroquímica.

Los dos casos límite en la estructura de un suelo, son la estructura floculada, en la cual las partículas del suelo presentan contactos borde-cara, atrayéndose mutuamente. Y la estructura dispersa, posee partículas en disposición paralela que tienden a repelerse mutuamente. Entre ambos casos cabe un número infinito de estados intermedios. La Figura 2.7., muestra en forma general los términos de floculada y dispersa.

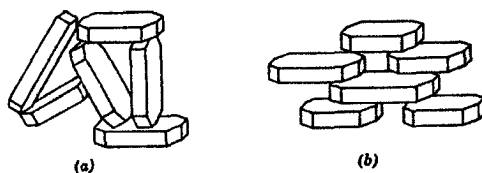


Figura 2.7. Tipos de estructuras de un suelo. (a) Floculada (b) Dispersa

Una determinada estructura de suelo puede modificarse notablemente provocando desplazamientos entre las partículas. En general, los desplazamientos

tienden a romper los enlaces entre partículas y a disponerlas en una estructura paralela. Si se somete la estructura floculada a un desplazamiento tangencial horizontal, las partículas tenderían a alinearse en la forma de la estructura dispersa. Una compresión tiende a que las partículas adyacentes se desplacen hacia una posición paralela, dando lugar a pequeñas zonas de partículas con orientaciones diferentes de unas a otras zonas.

El comportamiento mecánico de un suelo dependerá en gran parte de la estructura que posea. En general, un elemento floculado tiene una mayor resistencia, una menor compresibilidad y una mayor permeabilidad que el mismo suelo con la misma relación de vacíos pero en estado disperso. La mayor resistencia y menor compresibilidad en estado floculado, se debe a la atracción entre partículas y la mayor dificultad para desplazarlas cuando se encuentran en disposición desordenada. La mayor permeabilidad del suelo floculado se debe a la existencia de canales más grandes para el paso del agua. Es decir existe una menor resistencia al paso del agua a través de un suelo floculado que a través de un suelo disperso.

2.6.1 Factores que alteran los suelos después de su formación.

Los factores que tienen mayor influencia sobre el comportamiento del suelo son los siguientes:

- ✓ En general un aumento de presión sobre un elemento de suelo produce: un incremento de la resistencia al esfuerzo cortante, una disminución de la compresibilidad y una reducción de la permeabilidad. Los efectos contrarios se producen si las presiones disminuyen. Un elemento de suelo que esta en equilibrio bajo la máxima presión que ha experimentado en toda su historia se denomina normalmente consolidado; mientras que un suelo en equilibrio bajo una presión inferior a la que se consolidó se denomina sobreconsolidado.
- ✓ El tiempo es una variable que interviene en los demás factores que contribuyen a las variaciones de comportamiento del suelo, en especial;

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

las presiones, la humedad y las condiciones del medio ambiente. Por ejemplo, para apreciar los efectos completos de una variación de presiones, el agua debe ser expulsada o absorbida por el elemento del suelo. Debido a la permeabilidad relativamente baja de los suelos de grano fino, se requiere un cierto tiempo para que esta agua escape o penetre en tales suelos.

- ✓ El agua puede tener dos efectos perjudiciales sobre el suelo. En primer lugar, la presencia de agua hace disminuir las fuerzas de atracción entre las partículas arcillosas. En segundo lugar, el agua intersticial puede soportar los esfuerzos aplicados, modificando así el comportamiento del suelo. así pues, un aumento de humedad de un suelo reduce por lo general, la resistencia del mismo.
- ✓ Existen varias características del entorno o medio ambiental, que pueden tener influencia sobre su comportamiento. Por ejemplo, en una arcilla sedimentaria o compactada, puede haberse formado con un fluido intersticial de una cierta composición y a una temperatura; pero ambos factores pueden variar a lo largo de la vida del depósito. El ejemplo mas impresionante de la reducción de resistencia al corte producido por la lixiviación, corresponde a las arcillas de elevada susceptibilidad o arcillas sensibles existentes en Canadá. Estas arcillas marinas se depositaron en estado muy floculado. A pesar de la elevada humedad, estas arcillas han desarrollado una resistencia relativamente grande debida a los enlaces formados en los contactos borde-cara. Al cabo de los años la mayoría de los electrolitos existentes en el fluido intersticial han sido arrastrados por lavado. En estas nuevas condiciones, la arcilla tendería a estar en un estado disperso y, para la misma humedad, su resistencia sería muy pequeña. Sin embargo, este cambio no se aprecia totalmente hasta que la arcilla no sufre una perturbación suficiente para romper los enlaces formados durante largos años bajo las presiones de confinamiento. Con la

perturbación, la arcilla pierde toda su resistencia y se transforma en una masa pastosa suelo-agua de resistencia al corte nula.

2.6.2 Estudio del terreno.

Existen varios métodos de estudios del terreno, entre ellos los más utilizados son:

✓ Reconocimiento:

- Inspección visual
- Fotografía aérea
- Informes y mapas geológicos
- Datos de obras ya realizadas

✓ Exploración

- Geofísica
- Eléctrica
- Pozos-muestreo y pruebas
- Sondeos-muestreo y pruebas

✓ Pruebas de campo

- Pruebas de penetración
- Pruebas de veleta
- Determinación del nivel freático-medida de presiones intersticiales
- Pruebas de bombeo
- Pruebas de carga
- Pruebas de compactación

Los primeros cuatro métodos de estudio del terreno, cubren generalmente un área muy amplia y sirven para tener una visión general de toda la zona.

Los métodos geofísicos hacen posible detectar estratos de terrenos bien diferenciados. Estos métodos permiten explorar un volumen relativamente grande de terreno en un período limitado de tiempo.

La toma de muestras en pozos, calicatas o sondeos, junto con las pruebas de laboratorio se utilizan ampliamente en el estudio de suelos. Se pueden obtener muestras inalteradas de elevada calidad en pozo a cielo abierto, pero solo se pueden llegar a escasas profundidades. Las zanjas o pozos pueden excavar a mano o mecánicamente mediante pala excavadora. Los sondeos pueden hacerse con sondas o barrenas, con o sin entubación.

Existen dificultades para obtener muestras inalteradas de calidad, especialmente cuando se trata de profundidades importantes. La operación de toma y transporte de muestras, así como la preparación de los especímenes para las pruebas, dan lugar a que el suelo quede sometido a esfuerzos muy diferentes en los existentes *in situ*; esta variación de esfuerzos modifica el comportamiento del suelo. Además, la extracción, el transporte y preparación de las muestras las somete a deformaciones que alteran la estructura del suelo. Por estas razones es muy difícil la determinación de las propiedades *in situ* a partir de pruebas de laboratorio.

Las pruebas de campo adquieren una gran importancia en los suelos muy susceptibles a la perturbación, y cuando las condiciones del terreno varían en sentido vertical u horizontal.

El método de prueba *in situ* mas utilizado es el de penetración. Estos penetrómetros se hincan a presión en el terreno, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba mas ampliamente utilizada es la “penetración estándar” que consiste en la hincada del tomamuestras dejando caer una masa de 63.5 Kg, desde una altura de 76 cm. La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el tomamuestras 30 cm.

La prueba de veleta o molinete, ha resultado muy útil para determinar la resistencia al corte de arcillas blandas y limos. Se hace penetrar la veleta en el terreno y a continuación se mide el momento torsor necesario para hacerla girar. La resistencia al corte se determina a partir del momento torsor necesario para romper el terreno a lo largo de los bordes verticales y horizontales de la veleta.

Los registros de las exploraciones del subsuelo y las operaciones de muestreo, deben presentarse mediante informes que muestren los perfiles de terrenos, con la finalidad de:

- ✓ Indicar como la historia geológica influye sobre las características del terreno.
- ✓ Dar valores típicos de las propiedades del suelo.
- ✓ Mostrar la gran variabilidad del comportamiento del suelo con la profundidad.
- ✓ Ilustrar la forma de presentación de datos referentes al terreno.

Historia de presiones y esfuerzos:

En un suelo sedimentario normalmente consolidado la relación de vacíos y la humedad disminuyen con la profundidad, mientras que la resistencia al corte aumenta como consecuencia. Esta característica se aprecia en varios perfiles de arcillas correspondientes a diferentes regiones.

Sensibilidad:

El tiempo, y las variaciones de presión y condiciones ambientales desde el instante de la formación, pueden dar lugar a que un suelo tenga una mayor resistencia en estado inalterado que en estado remoldeado. El término de sensibilidad se emplea para describir esta diferencia de resistencia, la cual viene determinada por la relación entre las resistencias correspondiente al estado inalterado y al remoldeado. La sensibilidad está relacionada con el índice de liquidez, ya que la máxima pérdida de resistencia debería producirse en un suelo floculado cuyo contenido de agua fuera muy grande respecto a su límite determinado con el suelo remoldeado.

Variabilidad del terreno:

Los perfiles de terreno ofrecen muchos ejemplos de variabilidad, tanto en pequeñas como en grandes distancias. En las arcillas sedimentarias suele existir una gran variación en las propiedades del suelo en distancias de centímetros.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Plasticidad:

La plasticidad para la arcilla en diversos perfiles varía considerablemente. Por ejemplo: las arcillas glaciares, que contienen generalmente una proporción importante del mineral arcilloso ilita, tiende a poseer una plasticidad de 15 a 20, siendo relativamente baja. Mientras que la arcilla en la ciudad de México, que contiene montmorilonita y cenizas volcánicas es una de las arcillas más plásticas, con un IP superior a 400; esta característica es común en los suelos que presentan problemas de expansión.

SUELO SECO

Se establecen ciertos principios básicos referentes al comportamiento esfuerzo-deformación del esqueleto de un suelo, considerando el suelo seco, en el cual no existe una interacción apreciable entre el esqueleto mineral y el fluido intersticial.

2.7 ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO.

En un suelo real, es imposible estudiar las fuerzas existentes en cada punto de contacto, por lo tanto es necesario emplear el concepto de esfuerzo.

2.7.1 Concepto de esfuerzo en un sistema de partículas.

La Figura 2.8., muestra una pequeña celda enterrada en una masa de suelo. Los diagramas 2.8b y 2.8c representan las caras horizontal y vertical del elemento A, con las partículas de suelo que cargan sobre esas caras.

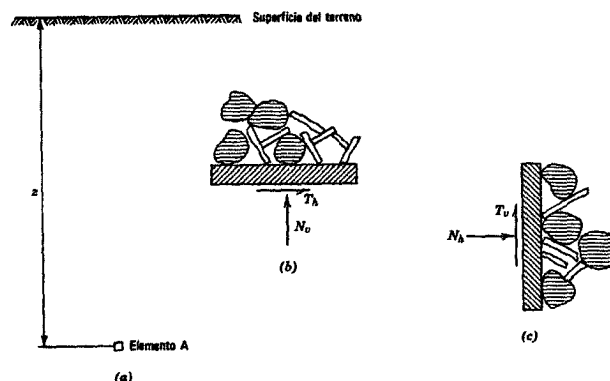


Figura 2.8. Diagrama para ilustrar la definición de esfuerzo. (a) Perfil del terreno (b) y (c) Fuerzas sobre el elemento A

Estas partículas ejercen generalmente fuerzas normales y tangenciales sobre dichas caras. Si cada cara es cuadrada, de lado a , podemos definir los esfuerzos que actúan sobre la celda por:

$$\sigma_v = \frac{N_v}{a^2}, \quad \sigma_h = \frac{N_h}{a^2}, \quad \tau_h = \frac{T_h}{a^2}, \quad \tau_v = \frac{T_v}{a^2}$$

Donde N_v y N_h representan respectivamente las fuerzas normales en las direcciones vertical y horizontal; T_v y T_h son respectivamente las fuerzas tangenciales en direcciones vertical y horizontal.

En un suelo seco, el esfuerzo puede imaginarse como la fuerza existente en el esqueleto mineral por unidad de área del suelo. Se supone que la presión en la fase intersticial es nula, es decir igual a la presión atmosférica.

2.7.2 Esfuerzos geostáticos.

Los esfuerzos en el interior del suelo están producidos por las cargas exteriores aplicadas al mismo y por el peso propio del suelo. El sistema de esfuerzos debido a las cargas aplicadas y debido al peso propio suele ser bastante complicado. Sin embargo existe un caso habitual en el que el peso del suelo da lugar a un sistema de esfuerzos muy sencillo: cuando la superficie del terreno es horizontal y cuando la naturaleza del suelo varía muy poco en dirección horizontal. Este caso se presenta

frecuentemente, en especial en suelos sedimentarios; donde los esfuerzos se denominan geostáticos.

En el caso que se acaba de describir, no existen esfuerzos tangenciales sobre los planos verticales y horizontales trazados a través del suelo. De aquí que el esfuerzo vertical geostático a cualquier profundidad puede calcularse considerando el peso del suelo por encima de dicha profundidad. Si el peso específico del suelo es constante con la profundidad entonces $\sigma_v = z\gamma$; en este caso el esfuerzo varía linealmente con la profundidad.

Como el peso específico no es una constante con la profundidad, generalmente, un suelo resultará cada vez mas compacto al aumentar la profundidad debido a la compresión originada por los esfuerzos geostáticos. Si el peso específico del suelo varía de forma continua con la profundidad, los esfuerzos verticales se pueden calcular por $\sigma_v = \int_0^z \gamma dz$.

Si el suelo esta estratificado y el peso específico de cada estrato es diferente, los esfuerzos verticales pueden calcularse por $\sigma_v = \sum \gamma \Delta z$.

La relación entre los esfuerzos horizontal y vertical se expresa por un coeficiente denominado coeficiente de esfuerzo lateral o presión lateral dado por $K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$. Esta definición de K se emplea indistintamente de que los esfuerzos sean geostáticos o no. Frecuentemente tiene interés la magnitud del esfuerzo geostático horizontal en el caso especial en el que no se haya producido deformación lateral en el terreno. En este caso se habla de un coeficiente de presión lateral en reposo y se designa por el símbolo K_0 .

Un suelo sedimentario esta formado por la acumulación de sedimentos de abajo a arriba; al continuar aumentando el espesor de sedimentos, se produce una compresión vertical del suelo a todos los niveles debido al aumento del esfuerzo vertical. Al producirse la sedimentación, generalmente en una zona bastante extensa, no existe razón por lo cual deba tener lugar una compresión horizontal apreciable. Por

esta razón, se llega a la conclusión de que en un suelo sedimentario el esfuerzo total horizontal debe ser menor que el vertical.

2.7.3 Esfuerzos producidos por las cargas aplicadas.

Los resultados de la teoría de elasticidad se emplean frecuentemente para calcular los esfuerzos producidos en una masa de suelo por las cargas aplicadas exteriormente. Esta teoría parte de la hipótesis de que el esfuerzo es proporcional a la deformación. La mayoría de las soluciones mas útiles de esta teoría suponen también que el suelo es homogéneo; es decir, sus propiedades no varían de un punto a otro. Además se considera que el suelo es isótropo; sus propiedades son las mismas cualesquiera que sea la dirección que se considere a partir del punto. El suelo rara vez se ajusta exactamente a estas hipótesis, y muy a menudo no las cumple en absoluto; pero esta teoría permite una estimación adecuada de los esfuerzos inducidos en una mas de suelo por las cargas aplicadas.

2.8 PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES ESFUERZO-DEFORMACION.

Se utilizan diferentes pruebas, cada una de las cuales es apropiada para estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación bajo un tipo de carga específico.

Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba basta por sí sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación.

La prueba edométrica es la mas sencilla para estudiar las relaciones volumétricas esfuerzo-deformación, mientras que la prueba de corte directo es la mas fácil para el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante.

La prueba triaxial constituye el método mejor y mas versátil para el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con esta prueba se puede obtener una gran variedad de estados reales de carga.

2.8.1 Prueba edométrica o de consolidación.

Durante esta prueba, se aplica presión a la muestra del suelo según el eje vertical, y se impide la deformación en el sentido horizontal. Por lo tanto, la deformación axial es exactamente igual a la deformación volumétrica. Esta prueba también se conoce con el nombre de prueba de compresión unidimensional, prueba de compresión confinada y prueba de consolidación. En esta prueba la relación entre la presión lateral y la vertical es K_0 . Se producen esfuerzos y deformaciones tangenciales; al igual que compresiones y cambios de volumen, pero como esta impedida la falla por corte, la deformación principal se debe a compresión. Es una prueba muy sencilla de realizar y el estado de deformación se aproxima bastante al existente en los problemas reales.

2.8.2 Prueba triaxial.

Es la prueba más común y versátil utilizada para determinar las propiedades esfuerzo-deformación del suelo. Una muestra cilíndrica de suelo se somete en primer lugar a una presión de confinamiento en todas sus caras, generalmente se utiliza gas o líquido a presión. A continuación se incrementa el esfuerzo axial, mientras que la presión de confinamiento se mantiene constante, hasta que se rompe la muestra. Como no existen esfuerzos tangenciales en las caras, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento son los esfuerzos principales.

2.8.3 Prueba de corte directo.

Es la prueba más antigua, utilizada por Coulomb en 1776. El suelo se coloca en una caja que se rompe por su plano medio. Se aplica una fuerza de confinamiento y a continuación una fuerza tangencial que origina un desplazamiento relativo entre las dos partes de la caja. Se registra la magnitud de las fuerzas tangenciales en

función del desplazamiento y generalmente también la variación de espesor de la muestra.

2.9 ASPECTOS GENERALES DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION.

La causa principal de la deformación en suelos granulares, es el movimiento relativo de fricción y deslizamiento entre partículas. Para deformaciones muy pequeñas solo se produce la deformación elástica de las partículas.

Las características más importantes del comportamiento esfuerzo-deformación son:

- ✓ Tanto en compresión triaxial como confinada:

Una curva esfuerzo-deformación marcadamente no lineal.

Una deformación neta de compresión producida por un ciclo de carga y descarga.

Una rigidez creciente por efecto de los ciclos de carga y descarga.

- ✓ En compresión confinada:

Un aumento de rigidez con presiones creciente

Un coeficiente de presión lateral en reposo K_0 aproximadamente a $1 - \sin \phi$ durante el primer ciclo de carga pero aumenta progresivamente al descargar.

- ✓ En compresión triaxial:

La rigidez disminuye al aumentar los esfuerzos hasta que alcanza la resistencia máxima.

Las arenas compactas tienden a aumentar de volumen mientras que las arenas sueltas experimentan escaso cambio de volumen.

Las arenas compactas pierden resistencia cuando se deforman mas allá de la resistencia máxima, no sucediendo esto en las arenas sueltas.

2.10 FUNDACIONES SUPERFICIALES SOBRE SUELOS SECOS.

2.10.1 Comportamiento de una zapata sobre un material elastoplástico.

Para comprender el comportamiento general de las fundaciones superficiales, consideremos el caso de una zapata sobre un material elastoplástico, como el de la Figura 2.9., en el que se aplica un incremento de Δq_s sobre la superficie de un material ideal.

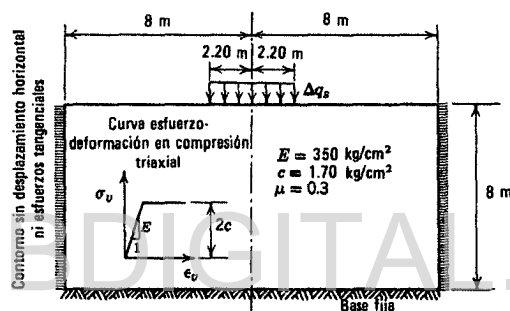


Figura 2.9. Carga uniforme en faja sobre un material elastoplástico hipotético

Este material se supone que es elástico hasta que el esfuerzo tangencial máximo $\tau_{\max}$ llega al valor c . Una vez alcanzado este valor, se puede producir una distorsión por corte mayor bajo un esfuerzo tangencial constante. Este material se supone que es perfectamente elástico respecto a las variaciones de volumen.

Al aumentar Δq_s todo el material se comporta elásticamente, y los esfuerzos y asentamientos pueden calcularse a partir de la teoría elástica. Siempre que $\tau_{\max} < c$ en todos los puntos, el asentamiento es proporcional a Δq_s . Para cualquier valor de Δq_s el valor mas grande de $\tau_{\max}$ se produce a lo largo del eje, a una profundidad aproximadamente igual a la mitad del ancho de la superficie cargada. Cuando $\Delta q_s = 4.40 \text{ Kg/cm}^2$ en ese punto critico $\tau_{\max} = c$, produciéndose la falla en el mismo. Sin embargo, no sucede nada catastrófico en esta fase, ya que dicho punto de falla

esta completamente rodeado de material que puede soportar esfuerzos adicionales. Un posterior aumento de Δq_s produce una fluencia plástica contenida del punto anterior y una deformación adicional elástica de los puntos de su entorno. Gradualmente los puntos fluyen también, aumentando la zona plástica.

La Figura 2.10., muestra la curva esfuerzo-asentamiento o carga-asentamiento y el crecimiento de la zona plástica. Poco después de comenzar la falla inicial, la curva carga-asentamiento se dobla hacia abajo (Punto A). Este estado se denomina rotura o falla local por corte. La línea carga-asentamiento se va curvando gradualmente hasta que la zona plástica se extiende por fuera de la superficie cargada (Punto C). Al suceder esto el asentamiento aumenta rápidamente y, finalmente llega a un estado en el que no es posible aumentar Δq_s sin asentamientos muy grandes. Esto se produce para $\Delta q_s = 9 \text{ Kg/cm}^2$. Esta fase se denomina falla general por corte y el valor de Δq_s correspondiente constituye la carga de hundimiento o capacidad de carga final.

Las flechas de la Figura 2.10., muestran la dirección y magnitud relativa de los desplazamientos de los diversos puntos durante la aplicación de un pequeño incremento de carga. En la parte elástica del proceso, los puntos superficiales exteriores al área cargada se mueven hacia abajo y en dirección a la carga. Sin embargo, una vez que se produce la fluencia estos puntos comienzan a moverse hacia arriba y hacia fuera. Al llegar a la carga de hundimiento el suelo fluye bajo la carga, tanto lateralmente como hacia arriba. Como podía esperarse, estos desplazamientos son máximos en la zona que ha entrado en fluencia plástica.

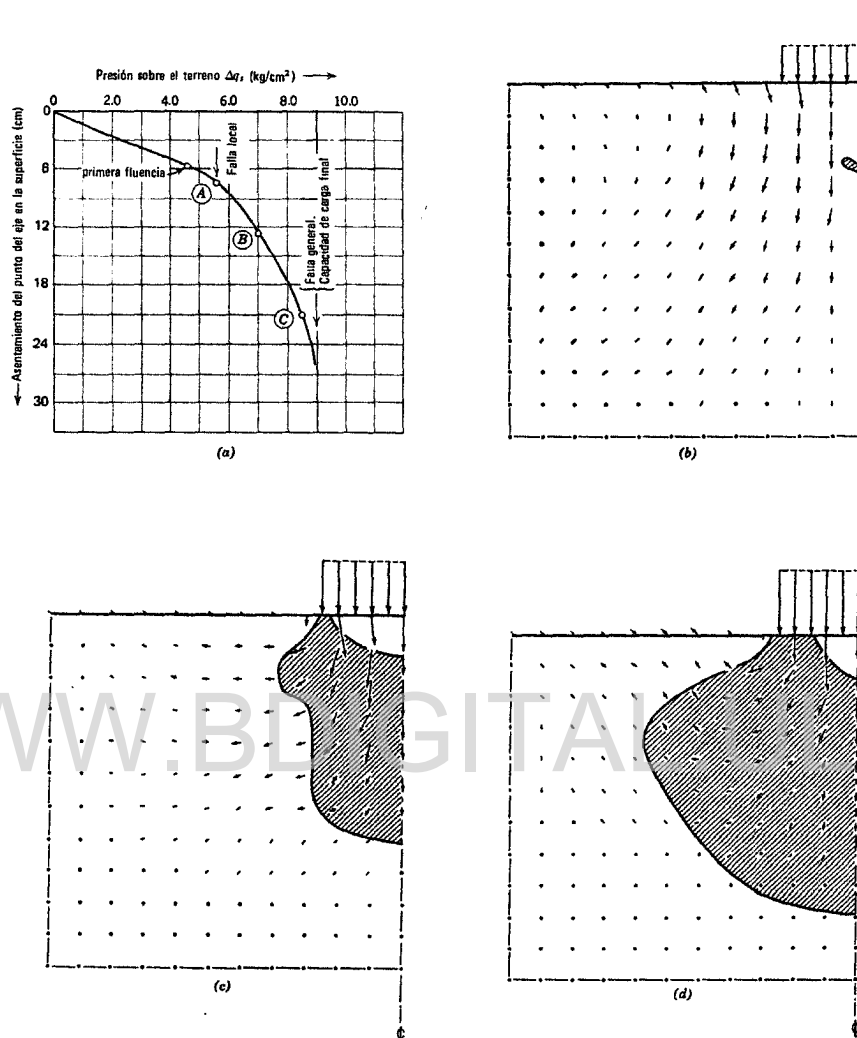


Figura 2.10. (a) Curva carga-asentamiento (b) Desplazamiento y primera fluencia bajo una carga de 4.40 kg/cm^2
 (c) Extensión de la zona plastificada y campo de desplazamientos para una carga de 6.8 kg/cm^2
 (d) Extensión de la zona plastificada y campos desplazamientos para una carga de 8.30 kg/cm^2

El comportamiento de las zapatas en suelos reales es semejante al calculado para el material isotrópico mostrado en la figura 2.10.d., el suelo es desplazado de debajo de la zapata y se eleva la superficie del suelo adyacente.

La Figura 2.11., muestra las curvas carga-asentamiento observadas en pruebas de placas circulares de 5 a 20 cm de diámetro sobre arena seca. La curva correspondiente a una superficie de arena de compacidad mediana (Figura 2.11b); es semejante a la curva para un material hipotético. Existe en la curva un quiebre bien

definido correspondiente a la falla local. Mas allá de este punto la curva desciende rápidamente, de forma errática, hasta que se produce la falla general o falla por cortante general. Al penetrar la zapata, el suelo situado por encima de la base de la misma actúa como sobrecarga y aumenta la resistencia al corte del suelo.

Para arenas muy sueltas las zonas de corte a los lados de la zapata nunca están bien definidas y el levantamiento lateral, si existe, es muy pequeño. Este comportamiento se define como falla por penetración o falla cortante por punzonamiento.

Una zapata sobre arena compacta o suelo cohesivo firme muestra un comportamiento algo diferente. (Figura 2.11a). En este caso, la carga que produce la falla general es solo ligeramente superior a la que produce la falla local. Después de la falla general, la resistencia disminuye debido a la pérdida de encaje a partir del máximo de la curva esfuerzo-deformación de la arena compacta. Aunque no se indique, la resistencia volverá a aumentar eventualmente debido al efecto de sobrecarga que se desarrolla una vez que la zapata ha penetrado una profundidad considerable.

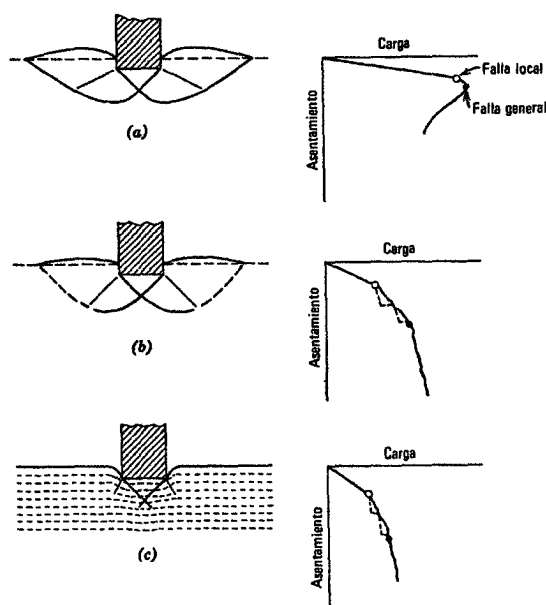


Figura 2.11. Curvas carga-asentamiento y zonas de falla observadas en las pruebas de un modelo sobre arena.
(a) Arena compacta (b) Arena de compacidad media (c) Arena muy suelta. (Según Vesic, 1963)

2.10.2 Criterios de proyectos.

El criterio básico para el proyecto de una fundación es que el asentamiento no debe superar un cierto valor admisible; este valor puede variar de unas estructuras a otras. Con el fin de asegurar que se cumple este criterio básico, se deben hacer dos consideraciones. En primer lugar, para cualquier fundación existe un cierto valor de la presión aplicada para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes y difíciles de calcular. Dicho valor se denomina capacidad de carga o capacidad portante. La fundación debe proyectarse de forma que la presión real aplicada sea inferior a la capacidad de carga, con un margen de seguridad suficiente para cubrir las incertidumbres en la estimación de las presiones sobre el terreno y de la propia capacidad de carga.

En general, la capacidad de carga se toma como la presión que da lugar a la falla local por corte; es decir la presión correspondiente al codo de la curva pre-asentamiento. En algunos proyectos el ingeniero puede encontrar que una carga mayor se ajusta más adecuadamente a la definición de capacidad de carga. Sin embargo, es evidente que la carga que produce la falla general por corte; es decir la capacidad de carga final, constituye un límite superior de la capacidad de carga del terreno.

En segundo lugar, después de determinar la capacidad de carga y asegurar que es superior a la presión aplicada por la estructura, con un margen de seguridad adecuado, se debe estimar el asentamiento que se producirá bajo la carga aplicada, comparando su valor con el límite admisible.

Se pueden resumir tres pasos fundamentales para el proyecto de una fundación:

1. Elección del factor de seguridad adecuado respecto a la falla por corte y el asentamiento admisible.
2. Determinación de la capacidad de carga y del factor de seguridad real bajo la carga prevista.
3. Estimación del asentamiento y comparación con el valor admisible.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

En la Figura 2.12., se muestra la relación entre las presiones sobre el terreno y las capacidades de carga.

El significado de cada uno de los términos es el siguiente:

Presión aplicada por la fundación Δq_s , es realmente la ejercida sobre el terreno. En una fundación real Δq_s no debe ser superior a la:

Presión admisible $(\Delta q_s)_a$. La presión admisible sobre el terreno se determina teniendo en cuenta la seguridad frente al hundimiento, el asentamiento admisible y la economía de la fundación. Generalmente se obtiene dividiendo por un factor de seguridad la:

Capacidad de carga $(\Delta q_s)_b$. Es la presión para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes e imprevisibles debido a la falla por corte. En general se toma igual a la:

Presión que produce la rotura o falla local $(\Delta q_s)_l$. Esta es la presión para la cual se aprecia la primera falta de linealidad importante en la curva presión-asentamiento. En algunos problemas cuidadosamente estudiados $(\Delta q_s)_b$ puede ser superior a $(\Delta q_s)_l$.

Sin embargo en cualquier caso $(\Delta q_s)_b$ no debe ser superior a la:

Capacidad de carga final $(\Delta q_s)_u$. La capacidad de carga final es la presión que produce un asentamiento catastrófico repentino de la fundación. En muchos problemas $(\Delta q_s)_a$ debe ser inferior a $(\Delta q_s)_b$, debido a limitaciones en la magnitud de los asentamientos.

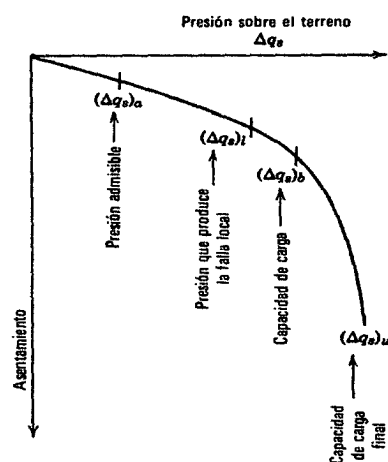


Figura 2.12. Relación entre las presiones sobre el terreno y las capacidades de carga.

2.10.3 Asentamiento admisible.

El asentamiento tiene importancia por tres razones: aspecto, condiciones de servicio y daños a la estructura; incluso aunque la falla no sea inminente.

Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores, y en los revocos de las paredes interiores; también pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

El asentamiento puede producir la falla estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la fundación sea elevado.

Algunos de los diversos tipos de asentamientos se indican en la Figura 2.13.

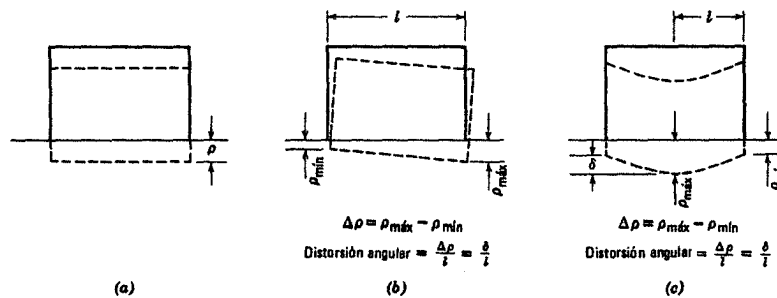


Figura 2.13. Tipos de asentamientos (a) Asentamiento uniforme (b) Vuelco (c) Asentamiento no uniforme

La Figura 2.13a, muestra un edificio sobre una placa estructural muy rígida que sufre un asentamiento uniforme. La Figura 2.13b, representa un giro o un vuelco uniforme en el que toda la estructura tiene la misma distorsión angular. La Figura 2.13c, muestra un caso muy habitual de asentamiento no uniforme o diferencial. El asentamiento diferencial puede producirse por: presiones uniformes que actúan sobre un suelo homogéneo; o por presiones diferentes sobre el terreno, o por condiciones heterogéneas del terreno.

El asentamiento que una estructura puede tolerar, es el asentamiento admisible, que depende de muchos factores incluyendo el tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como también de la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento.

En general, la magnitud del asentamiento total no constituye un factor crítico, sino principalmente una cuestión de conveniencia. Si el asentamiento total de una estructura es superior a 15 o 20 cm, pueden presentarse problemas en las tuberías de gas, agua, etc., que están conectadas a la estructura. Hay ejemplos clásicos de edificios que han sufrido grandes asentamientos y aun permanecen en servicio. Sin embargo, existen casos en los cuales los asentamientos totales grandes pueden dar lugar a graves problemas, tales como quedar por debajo del nivel del agua.

El vuelco o inclinación de una estructura, puede apreciarse en un caso clásico que es la Torre Inclinada de Pisa, donde el lado norte se ha asentado algo mas de 1 m,

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

mientras que el lado sur se ha asentado aproximadamente 3 m, con un asentamiento diferencial de 1.8 m. Esta inclinación produce un aumento de las presiones sobre el terreno en el lado sur de la torre, agravándose la situación. Un asentamiento tan importante, en un edificio elevado representa una situación peligrosa, potencialmente inestable.

Como se ha explicado anteriormente, en el proyecto de una fundación tiene más importancia el asentamiento diferencial que el total. Por otro lado, es mucho más difícil estimar el asentamiento diferencial que el asentamiento máximo. Esto se debe a que el asentamiento diferencial está afectado principalmente por la heterogeneidad del terreno natural y también por la capacidad de las estructuras para salvar las zonas blandas de la fundación. En general, el asentamiento diferencial máximo es menor que el asentamiento máximo.

Puede producirse un asentamiento diferencial máximo mayor que el asentamiento máximo, cuando una parte de la estructura se levanta y otra se asienta. Este caso es frecuente en depósitos fundados sobre arena.

La Tabla 2.1., indica los asentamientos admisibles, que se deben considerar para el proyecto de una fundación.

Tipo de Movimiento	Factor Limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento Total	Drenaje	6 – 12 plg
	Acceso	12 – 24 plg
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1 – 2 plg
	Estructuras Reticulares	2 – 4 plg
	Chimeneas, Silos , Placas	3 – 12 plg
Inclinación o giro	Estabilidad frente al volcamiento	Depende de altura y ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 l
	Rodadura de camiones, almacenamiento de mercancías	0.01 l
	Funcionamiento de maquinarias – telares de algodón, turbogeneradores	0.003 l
	Carriles de grúas	0.01 – 0.02 l
	Drenaje de soleras	0.005 – 0.001 l
Asentamiento diferencial	Muros de ladrillos continuos y elevados	
	Factoría de una planta, figuración de muros de ladrillo	0.001 – 0.002 l
	Figuración de revocos (yeso)	0.001 l
	Pórticos de concreto armado	0.0025 – 0.004 l
	Pantallas de concreto armado	0.003 l
	Pórticos metálicos continuos	0.002 l
	Pórticos metálicos sencillos	0.005 l

Tabla 2.1. Asentamientos Admisibles. Según Sowers(1962).

Nota: l= distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

2.11 CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA.

Como primera fase se estudia los métodos para el cálculo de la capacidad de carga de zapatas corridas, que se colocan bajo muros de retención y muros de carga de edificios. Debido a que la zapata es muy larga con relación a su ancho, el problema es de deformación plana; es decir, el problema es bidimensional. Existen varias razones por las cuales la zapata se sitúa algo por debajo de la superficie del terreno en lugar de directamente sobre la superficie: a) para evitar tener que levantar la primera planta por encima del nivel de terreno; b) para permitir la eliminación de la capa superficial de tierra vegetal; c) para conseguir una capacidad de carga adicional

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

debido al empotramiento parcial; y d) para situar la zapata por debajo de la zona en la que el suelo experimenta cambios de volumen por efectos estacionales.

A efectos del cálculo, el caso real que aparece en la Figura 2.14., se suele sustituir por el de la Figura 2.14b., es decir, el suelo por encima de la base de la zapata se reemplaza por una sobrecarga uniforme de valor $q_s = \gamma d$, siendo:

γ = Peso específico del suelo

d = Profundidad de la base de la zapata bajo la superficie del terreno.

De esta forma, se considera el efecto del peso del suelo situado por encima de la base de la zapata, aunque se desprecia la resistencia al corte de este suelo.

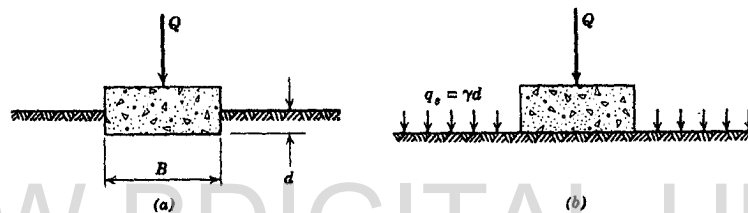


Figura 2.14. Zapata corrida superficial bajo carga vertical (a) posición real
(b) posición supuesta para el cálculo

Se comienza, por un cálculo que es poco aproximado para su uso práctico, pero que ilustra de manera sencilla los factores a considerar en un cálculo mas preciso; es la solución basada en las cuñas de Rankine. Se supone que la zona de falla esta formada por dos cuñas separadas como se indica en la Figura 2.15: una cuña activa de Rankine I, que es empujada hacia abajo y hacia fuera; y una cuña pasiva de Rankine II, desplazada hacia fuera y hacia arriba. Las trayectorias de movimiento son simétricas respecto al eje.

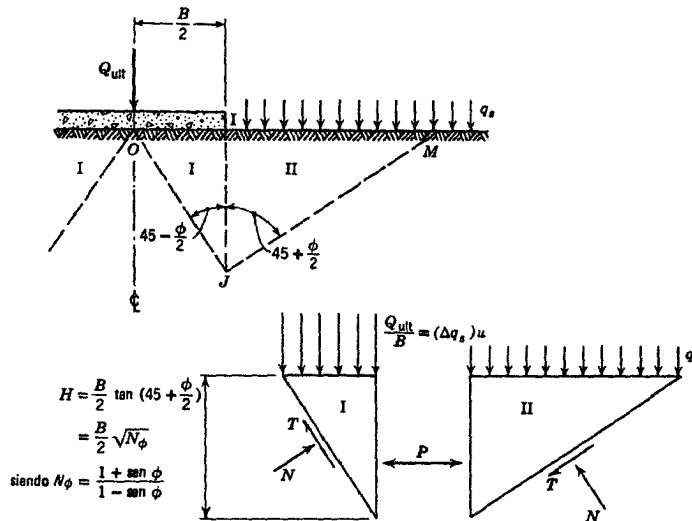


Figura 2.15. Definición de la capacidad de carga a partir de las cuñas de Rankine

La ecuación para la capacidad de carga final es:

$$\frac{Q_{ult}}{B} = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + q_s N_q \quad \text{donde} \quad N_\gamma = \frac{1}{2} (N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2})$$

$$\frac{Q_{ult}}{B} = (\Delta q_s)_u \quad N_q = N_\phi^2 = K_p^2$$

$$N_\phi = K_p = \frac{1 + \sen \phi}{1 - \sen \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

N_γ y N_q son factores adimensionales que dependen solo del ángulo de fricción del suelo; y denominan factores de capacidad de carga y dependen únicamente de ϕ .

$$\frac{Q_{ult}}{B} = (\Delta q_s)_u = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma d N_q \quad \text{Ecuación (1)}$$

Los resultados obtenidos mediante los estados de Rankine constituyen una aproximación por defecto, y sirven para explicar lo siguiente:

1. Se produce un aumento importante de la capacidad de carga final como resultado de la profundidad de la fundación.

2. Existe un fuerte incremento de la capacidad de carga con el ángulo de fricción. La carga de la zapata, por supuesto da lugar a esfuerzos tangenciales en el terreno y produce también esfuerzos normales que tienden a aumentar la resistencia al corte.

Reordenando la ecuación (1) se obtiene:

$$\frac{Q_{ult}}{B} = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \left(1 + 2 \frac{d}{B} \frac{N_q}{N_\gamma} \right)$$

El análisis de los resultados de la Tabla 2. Indica que para $\phi = 30^\circ$, la relación N_q/N_γ es aproximadamente igual a la unidad, aunque el valor de este cociente puede descender hasta 0.6 para arenas compactas. Varios investigadores han citado valores de 0.7 a 1.0 para esta relación.

Factor	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 40^\circ$
N_q Terzaghi Experimental	22	80
	23	400
N_γ Terzaghi Experimental	20	130
	33	170 - 210

Tabla 2.2. Comparación entre los coeficientes de capacidad de carga reales y teóricos

De forma aproximada se puede asignar un valor de 1 a este cociente (N_q/N_γ), obteniendo así la siguiente expresión:

$$\frac{Q_{ult}}{B} = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \left(1 + 2 \frac{d}{B} \right)$$

Meyerhof (1951) estudió la importancia de la resistencia al corte del suelo situado por encima de la base de la fundación. Para $d < B$ encontró que las expresiones obtenidas, considerando únicamente el peso de la base, eran razonablemente precisas.

2.12 INFLUENCIA DE LA FALLA LOCAL SOBRE LA CAPACIDAD DE CARGA.

No existe un método estrictamente teórico para estudiar la carga para la que se produce la falla local por corte; pero se pueden mencionar cuales factores hacen que la falla local o rotura local sea más importante en unos suelos que en otros.

Cuando la carga alcanza la capacidad de carga final se produce una falla general: se moviliza la resistencia al corte total del suelo a lo largo de una superficie de deslizamiento que comienza bajo la zapata y se extiende hasta la superficie del terreno situado fuera de la misma. Para una carga algo más pequeña, se producirá una falla local, en cuyo instante la resistencia al corte se alcanza únicamente a lo largo de una parte de la superficie de deslizamiento final. La falla local aumenta de importancia cuanto mas suelto está el suelo (arena suelta, arena compacta). La Figura 2.16., indica la gama de compacidades relativas para la cual los diversos tipos de falla determinan la carga correspondiente a la curvatura máxima de la curva carga-asentamiento.

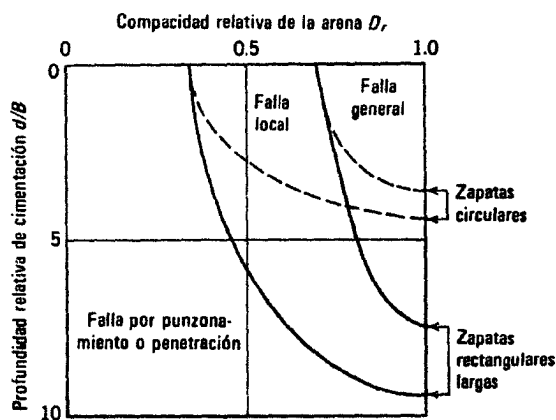


Figura 2.16. Deducción del tipo de falla según el índice de compacidad y la profundidad de fundación.

Para entender la relación entre la capacidad de carga final y la que produce la falla local es necesario considerar; la relación entre los esfuerzos horizontal y vertical

antes de aplicar la carga, es decir K_0 ; y la forma en que se producen los asentamientos al cargar.

En la Figura 2.17 se muestra los factores de capacidad de carga teniendo en cuenta la falla local.

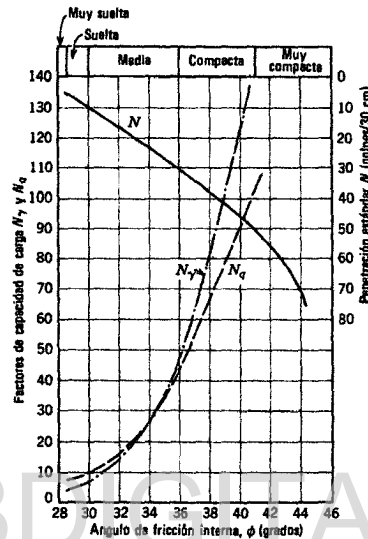


Figura 2.17. Factores de capacidad de carga teniendo en cuenta la falla local
(Según Peck, Hansen y Thornburn)

La capacidad de carga se utiliza directamente en el diseño de las fundaciones. En los problemas de dimensionamiento de fundaciones, suele ser necesario basarse en los resultados de pruebas de penetración para obtener una estimación del ángulo de fricción. Puede utilizarse la Figura 2.17 para relacionar la penetración con los factores de carga. El hecho de que el valor adecuado de ϕ suele ser muy inseguro cuando se utiliza la penetración, es una razón por la que debe utilizarse un factor de seguridad mucho mas grande de 3 como mínimo, al calcular la capacidad de carga de las fundaciones. Un pequeño error de ϕ produce una gran diferencia en los valores de los factores de capacidad de carga.

Se han propuesto numerosas ecuaciones para determinar la capacidad de carga de zapatas circulares y rectangulares. Todas se basan en consideraciones teóricas y en resultados experimentales, desde el punto de vista práctico las diferencias en las predicciones son ligeras. Se recomiendan las siguientes:

Licencia Creative Commons:

Zapatas circulares:

$$\frac{Q_b}{(\pi/4)D^2} = (\Delta q_s)_b = (0.6)\frac{1}{2}\gamma DN_\gamma + \gamma N_q \quad \text{donde } D \text{ es el diámetro.}$$

(Terzaghi, 1943)

Zapatas rectangulares y cuadradas:

$$\frac{Q_b}{BL} = (\Delta q_s)_b = \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \left(1 - 0.3\frac{B}{L}\right) + \gamma N_q \left(1 - 0.2\frac{B}{L}\right) \quad \text{donde } L \text{ es la}$$

longitud de la zapata (Hansen, 1966). Los valores de N_γ y N_q se pueden tomar de la Figura 17.

Meyerhof (1953) propone la siguiente relación, que toma en consideración cuando las cargas sobre zapatas corridas están inclinadas y/o con excentricidad respecto al centroide de la zapata.

$$\frac{Q_b}{B} = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \gamma N_q + \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma$$

Donde: Q_b = valor limite de la componente vertical de la carga

N_γ y N_q = factores de capacidad de carga para carga vertical

e = excentricidad de la carga

α = ángulo de inclinación de la resultante respecto a la vertical

Meyerhof dedujo esta ecuación basándose en hipótesis teóricas aproximadas y ajustando una envolvente conservadora a los resultados experimentales. Comparó resultados y observó que la consideración de la carga inclinada y la excentricidad conducen a una gran reducción de la capacidad de carga; sugiere utilizar esta ecuación con un factor de seguridad de 3 o más.

2.13 ASENTAMIENTOS DEDUCIDOS DE LAS TEORÍAS ELÁSTICAS.

La Figura 2.18., muestra la magnitud del asentamiento, referido al ancho de la zapata, para el cual se midió la capacidad de carga ultima en pruebas a pequeña

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

escala. Por ejemplo, para la compacidad relativa de 0.7 el asentamiento medio en falla de una zapata circular, fue del 10% del diámetro. Para un diámetro de 3 m el asentamiento sería de 0.30 m. Si la carga de trabajo es $1/3$ de la capacidad de carga final, es decir, con un factor de seguridad de 3, el asentamiento bajo la carga de trabajo sería de aproximadamente 7 a 10 cm; siendo este asentamiento inaceptable. De aquí, que en el proyecto de fundaciones, no suele ser suficiente con determinar únicamente la capacidad de carga e introducir un factor de seguridad. Debe determinarse el asentamiento bajo la carga a aplicar y proyectar de la fundación para que este asentamiento sea inferior a un valor admisible.

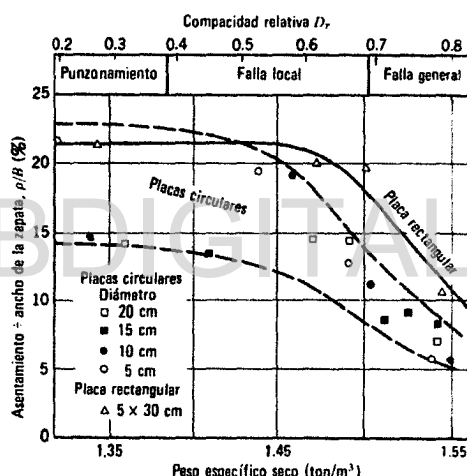


Figura 2.18. Asentamientos en rotura de modelos de zapatas
(Según Vesic, 1963)

Si el suelo fuera elástico, homogéneo e isótropo no habría dificultad en calcular el asentamiento que se produciría como resultado de una carga superficial. Para este caso tan sencillo existen fórmulas de la teoría elástica que relacionan la carga y los asentamientos. Pero es muy difícil predecir la magnitud de los asentamientos de zapatas sobre suelos reales; debido a que estos suelos son heterogéneos y anisótropos, y generalmente existe dificultad para calcular las propiedades esfuerzo-deformación *in situ*.

A pesar de estas complicaciones, la teoría elástica desempeña un papel fundamental en el cálculo de los asentamientos, y lo que es mas importante, permiten entender el fenómeno de asentamiento, proporcionando las bases para establecer métodos aproximados de cálculo de asentamientos a efectos prácticos.

El asentamiento en la esquina de un área rectangular sometida a una presión uniforme Δq_s , puede calcularse por

$$\rho = \Delta q_s \frac{B(1-\mu^2)}{E} I_p$$

Donde:

B = ancho (dimensión menor) del rectángulo

L = longitud (dimensión mayor) del rectángulo

I_p = coeficiente de influencia dado por la Figura 2.19

μ = coeficiente de Poisson: 0.45

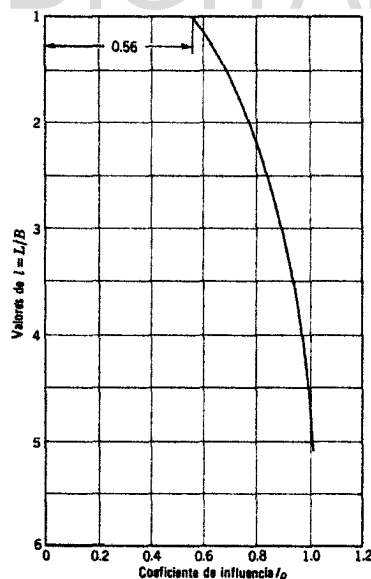


Figura 2.19. Coeficientes de influencia para el asentamiento de una superficie rectangular cargada (Según Terzaghi, 1943)

Los asentamientos de puntos no situados en la esquina del área rectangular, y para cualquier forma de superficie cargada que puede dividirse en rectángulos,

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

pueden obtenerse utilizando el método de superposición. En particular, el asentamiento del centro de una superficie cuadrada cargada es:

$$\rho = \Delta q_s \frac{B}{E} 1.12(1 - \mu^2)$$

Al aumentar L/B (es decir una zapata corrida), I_p aumenta gradualmente de manera indefinida. Así pues, una zapata corrida apoyada sobre un terreno elástico de profundidad infinita experimentaría un asentamiento infinito. En problemas reales, los estratos de suelos no son de profundidad infinita ni las zapatas corridas tienen longitud infinita. Para un área rectangular cargada sobre un estrato elástico de espesor D situado sobre base rígida, el asentamiento aproximado de la esquina del área

cargada puede calcularse por la ecuación dada: $\rho = \Delta q_s B \frac{(1 - \mu^2)}{E} I_p$ donde el factor

I_p esta dado por la ecuación: $I_p = (1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F_2$

Las funciones F_1 y F_2 se pueden obtener de la Figura 2.20:

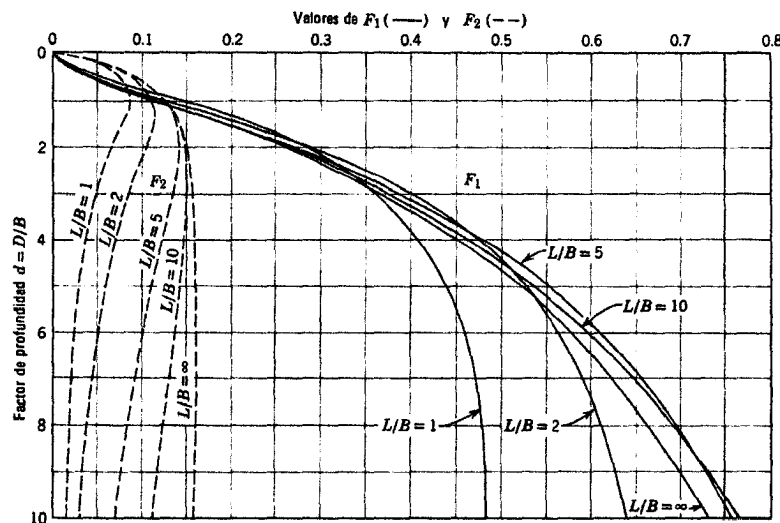


Figura 2.20. Gráfica para obtener las funciones F_1 y F_2 del coeficiente I_p .
(Según Steinbrenner, 1934)

SUELOS CON AGUA

El agua intersticial influye en el comportamiento del suelo, modificando la forma en que las partículas de suelo se asocian para formar el esqueleto mineral (interacción química), e influyendo sobre la magnitud de las fuerzas transmitidas a través de dicho esqueleto (interacción física).

Las presiones intersticiales en una masa de suelo están determinadas por las condiciones que existen en los contornos de dicha masa y son independientes de las cargas aplicadas.

2.14 ESFUERZOS EFECTIVOS EN EL TERRENO.

Las ecuaciones para determinar las presiones verticales geostáticas en un suelo seco, también pueden utilizarse para un suelo húmedo. El peso específico del suelo que contribuye a estas presiones totales es el total, y las ecuaciones se transforman respectivamente en:

$$\sigma_v = z\gamma_t, \quad \sigma_v = \int_0^z \gamma_t dz, \quad \sigma_v = \sum \gamma_t \Delta z$$

La Figura 2.21., muestra el suelo saturado con agua estática.

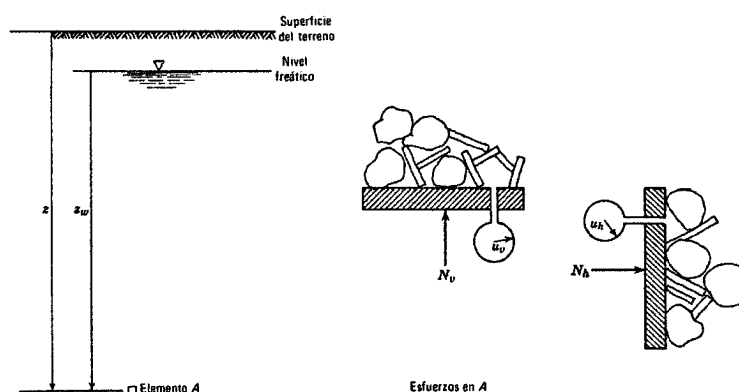


Figura 2.21. Esfuerzos en el suelo húmedo.

El nivel para el cual la presión de agua intersticial es la atmosférica (es decir presión manométrica nula) se denomina nivel freático, representándose por ∇ , y la profundidad desde este nivel hasta el elemento A es Z_w . Además de las presiones o esfuerzos σ_h y σ_v existen también las presiones de agua vertical μ_v y horizontal μ_h . Como μ_v y μ_h se miden al mismo nivel en el elemento infinitamente pequeño; y como el agua no puede soportar esfuerzos de corte estáticos, entonces $\mu_v = \mu_h = \mu$, donde $\mu = z_w \gamma_w$.

2.14.1 Principio de esfuerzos efectivos.

Perpendicularmente a un plano cualquiera que pasa por el elemento A del terreno de la Figura 21., existe un esfuerzo total σ y una presión intersticial o de poro μ . Entonces el esfuerzo efectivo $\bar{\sigma}$ se define como el valor del esfuerzo total menos la presión intersticial.

$$\bar{\sigma} = \sigma - \mu, \quad \bar{\sigma}_v = \sigma_v - \mu, \quad \bar{\sigma}_h = \sigma_h - \mu$$

El coeficiente lateral se basa realmente en los esfuerzos o presiones efectivas en lugar de las totales, por lo tanto: $K = \frac{\bar{\sigma}_h}{\bar{\sigma}_v}$.

El esfuerzo total σ actúa sobre toda la superficie considerada, es decir a^2 en el caso del elemento A, mientras que la presión intersticial actúa sobre el área que existe en contacto con la superficie total considerada, o sea, el área total menos la superficie de contacto de los minerales. El esfuerzo efectivo vale aproximadamente la fuerza transmitida por el esqueleto mineral dividida por el área total de la superficie. Por lo tanto, se puede decir que, el esfuerzo efectivo estará relacionado mas directamente con el comportamiento del suelo que con el esfuerzo total o presión intersticial. Por ejemplo, un aumento del esfuerzo efectivo producirá un reajuste de las partículas del suelo pasando a una agrupación mas compacta; sin embargo, una aumento análogo del esfuerzo total o de la presión intersticial, manteniendo constante el esfuerzo efectivo producirá un escaso o nulo efecto, sobre la compacidad de las

Licencia Creative Commons:

partículas. Esta hipótesis esta apoyada por una cantidad considerable de datos experimentales.

2.14.2 Permeabilidad de los suelos.

Con frecuencia, sobre el terreno se efectúan pruebas de permeabilidad, para obtener valores aproximados del índice de permeabilidad de los suelos superficiales. Las pruebas pueden efectuarse en pozos abiertos o perforaciones no recubiertas y poco profundas. Los pozos u orificios se pueden llenar; y medir la rapidez con que desciende el nivel del agua. La prueba debe repetirse dos o tres veces. Los índices se expresan casi siempre de acuerdo a la velocidad con que fluye el agua a través del suelo.

La Tabla 2.3., muestra la clasificación de los suelos según sus coeficientes de permeabilidad.

Grado de permeabilidad	Valores de k (cm/seg)
Elevada	Superior a 10^{-1}
Media	$10^{-1} - 10^{-3}$
Baja	$10^{-3} - 10^{-5}$
Muy baja	$10^{-5} - 10^{-7}$
Prácticamente impermeable	Menor de 10^{-7}

Tabla 2.3. Clasificación de los suelos según su coeficiente de permeabilidad

2.15 ASPECTOS GENERALES DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION CON DRENAJE

En un suelo saturado, el agua que llena los poros del suelo puede escapar o entrar al suelo durante la compresión de éste, por lo cual la presión intersticial es nula o posee un cierto valor estático en el momento de registrar deformación. La expresión con drenaje se utiliza para describir el caso en el que se permite que el agua escape o entre libremente disipando así cualquier sobrepresión intersticial.

2.15.1 Mecanismos de deformación.

Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo resultan de las deformaciones de cada partícula del suelo; y a movimientos relativos entre las múltiples partículas que componen dicho elemento. Al aplicarlos a suelos que contienen partículas arcillosas, estos mecanismos de deformación adoptan las formas indicadas en la Figura 2.22.

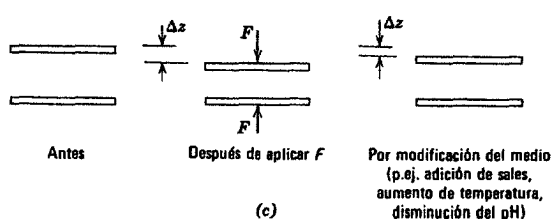
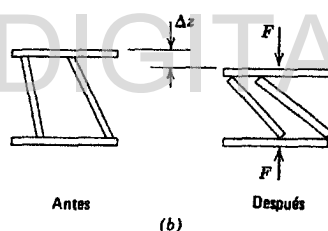
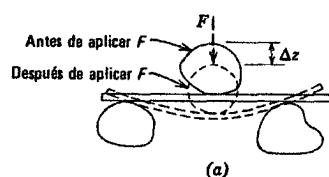


Figura 2.22. Mecanismo de deformación. (a) Deformación de partículas
(b) Reorientación de partículas (c) Reducción de la distancia entre partículas

Las partículas arcillosas pueden reorganizarse pasando a agrupaciones más efectivas. La Figura 2.22.b., muestra una deformación vertical resultante de la aplicación de una fuerza vertical. Este tipo de mecanismo de deformación, es uno de los que más contribuyen a la deformación de las arcillas naturales inalteradas. Las deformaciones, especialmente a lo largo de una superficie de deslizamiento, tienden a

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

alinear las partículas en disposición paralela; la mayor parte de la deformación debida a la reorientación de las partículas arcillosas no es recuperable, cuando se elimina el esfuerzo aplicado.

En las arcillas puras una componente importante de la deformación es la modificación de la separación entre partículas. Esta separación entre las partículas de arcilla pura puede variar, no solo por efecto de la presión aplicada, sino también por alteración del entorno físico; por ejemplo, el aumento de la sal en el fluido intersticial o la reducción del pH de dicho fluido, reducen la separación entre partículas. Las deformaciones debidas a una modificación de la separación entre partículas son recuperables.

2.15.2 Comportamiento esfuerzo-deformación en compresión confinada.

La compresión unidimensional es un caso importante de la mecánica de suelos, ya que se aproxima a un fenómeno frecuentemente encontrado en la práctica; además es una forma de carga adecuada, para reproducirla en laboratorio.

En una muestra de suelo saturado, el incremento de esfuerzo total es absorbido inicialmente por el agua intersticial, transmitiéndose gradualmente al esqueleto del suelo. Cuando cesa la consolidación se determina la deformación vertical.

Los ensayos han determinado que el comportamiento general esfuerzo-deformación de la arena y de la arcilla es semejante, pero que la arcilla es más compresible que la arena. Si embargo, bajo presiones suficientemente elevadas para producir la facturación de las partículas, la arena puede resultar tan compresible como la arcilla. Este hecho se puede observar en la Figura 2.23., que presenta los resultados de pruebas edométricas realizadas con montmorillonita, el mineral arcilloso más compresible, caolinita uno de los minerales arcillosos menos compresibles y una arena de Ottawa.

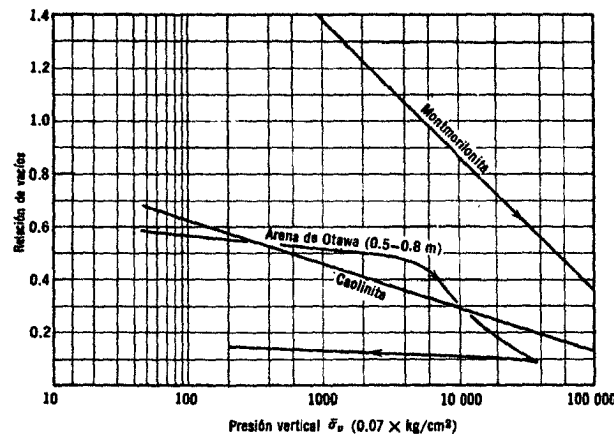


Figura 2.23. Resultados de pruebas edométricas (Según Roberts, 1964).

2.15.3 Comportamiento esfuerzo-deformación en compresión triaxial.

Comparando el comportamiento de la arcilla normalmente consolidada y el de la arcilla fuertemente sobreconsolidada, para este tipo de ensayo, se puede observar que:

- ✓ La arcilla sobreconsolidada es mas resistente y mas rígida. Tiene una resistencia al corte máxima que pierde al aumentar la deformación, de modo que la arcilla normalmente consolidada y la sobreconsolidada tienden a una resistencia análoga bajo grandes deformaciones.
- ✓ La arcilla sobreconsolidada disminuye de volumen inicialmente y aumentando después, mientras que la normalmente consolidada disminuye de volumen en toda prueba.

Si se compara el comportamiento esfuerzo-deformación de la arcilla con el de las arenas, en general, se puede decir que, las deformaciones necesarias para alcanzar la resistencia máxima, son mayores en la arcilla que en la arena. Las resistencias residuales de la arcilla sobreconsolidada y de la arcilla normalmente consolidada se aproximan al llegar a grandes deformaciones, al igual que ocurre entre las arenas compactas y sueltas.

2.15.4 Comportamiento esfuerzo-deformación en corte directo.

Esta prueba se ha utilizado ampliamente para estudiar la resistencia de una arcilla sobreconsolidada bajo grandes deformaciones, es decir para obtener la resistencia residual de la arcilla. La Figura 2.24., muestra que la resistencia residual es una pequeña fracción de la resistencia máxima.

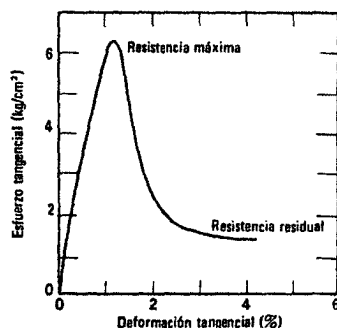


Figura 2.24. Prueba de corte directo con drenaje en arcilla
(Margen del Canal de Panamá, 1947).

Esta pérdida de resistencia se debe en parte a la destrucción de los enlaces entre las partículas y en parte a la reorientación de las mismas.

2.16 RESISTENCIA AL CORTE CON DRENAJE.

Las pruebas con drenaje se suele denominar consolidación y drenaje. Sin embargo, basta realmente con utilizar la palabra drenaje, ya que si la sobrepresión intersticial, es nula en cualquier instante, la arcilla debe consolidarse al comienzo de la prueba. Estas pruebas se realizan a velocidad lenta, con el objeto de permitir la disipación de las sobrepresiones intersticiales.

2.16.1 Arcillas normalmente consolidada.

La relación esfuerzo efectivo-resistencia al corte; según ensayos realizados con la arcilla de Weald remoldeada y normalmente consolidada, es una línea recta que pasa por el origen, como se puede apreciar en la Figura 2.25c.

Se realizaron tres pruebas:

Test 1. Consolidación hasta 0.7 Kg/cm^2 y falla a continuación de una prueba triaxial estándar.

Test 2. Consolidación hasta 2.1 Kg/cm^2 y falla en la prueba triaxial estándar.

Test 3. Consolidación hasta 7 Kg/cm^2 y falla en la prueba triaxial estándar.

Para una $\bar{p}_f = 0$ corresponde un valor de $q_f = 0$, quiere decir que el suelo no posee cohesión.

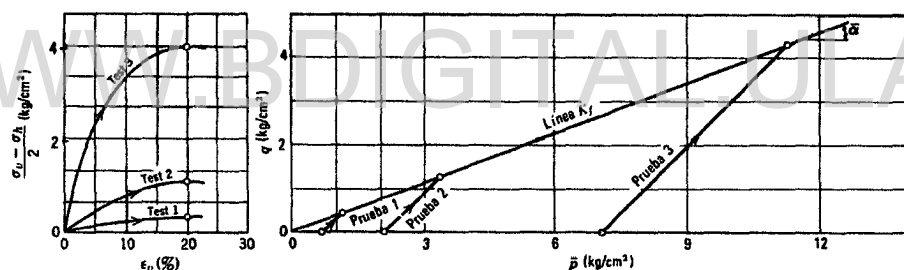


Figura 2.25. Resultados de pruebas de arcilla de Weald normalmente consolidada

En la Figura 2.26 se muestra la relación esfuerzo-deformación y la trayectoria de esfuerzos para la arcilla de Weald normalmente consolidada, expresadas en forma normalizada.

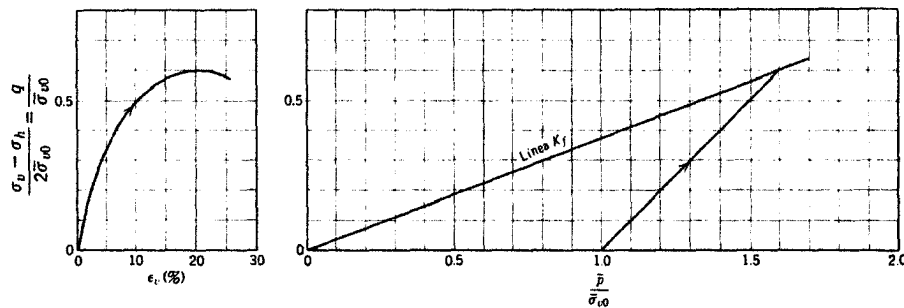


Figura 2.26. Resultados normalizados de una prueba.

Se ha observado que la resistencia de las arcillas disminuye para grandes deformaciones, y que la relación de vacíos aparentemente decrece ligeramente, debido a la reorientación de las partículas.

2.17 FUNDACIONES SUPERFICIALES EN CONDICIONES DE DRENAJE.

Las expresiones presentadas para fundaciones superficiales, respecto a la capacidad de carga y al asentamiento sobre suelos secos, se aplican también a este tipo de fundaciones siempre que los esfuerzos sean efectivos.

El ascenso del nivel freático en un terreno reduce los esfuerzos efectivos a una profundidad dada, lo cual da lugar a una menor capacidad de carga y a un mayor asentamiento. Sin embargo, el comportamiento de una fundación superficial depende mucho del tipo de terreno sobre el que descansa. En la Tabla 2.4., se mencionan las diferencias generales más importantes entre el comportamiento de la arena y arcilla como materiales de fundación.

Concepto	Arena	Arcilla (normalmente consolidada o ligeramente sobreconsolidada)
Factor que rige el diseño de la zapata	$\Delta\rho$ especialmente bajo ciclos de carga y cargas dinámicas	$\rho_{\max}$ y $\Delta\rho$
Magnitud del asentamiento	Pequeño	Grande
Velocidad de asentamiento	Rápido	Lento
Trayectoria de asentamiento	Irregular, mayor de los bordes de la zapata	Forma de plato
relación entre $\rho_{\max}$ y $\Delta\rho$	$\Delta\rho_{\max}$ frecuentemente muy próximo a $\rho_{\max}$	$\Delta\rho_{\max}$ frecuentemente mucho menor a $\rho_{\max}$
Influencia de $\Delta\rho$ dada sobre la estructura	Relativamente grande debido a que es irregular y se produce rápidamente	Relativamente pequeño debido a ρ es regular y se produce lentamente

Tabla 2.4. Comportamiento entre arenas y arcillas como terreno de fundación.

2.17.1 Asentamiento admisible.

Los criterios y valores de los asentamientos admisibles para fundaciones sobre suelo seco también son aplicables a cualquier tipo de terreno. Por ejemplo, un asentamiento diferencial, de determinada magnitud resulta más perjudicial para la integridad estructural de un edificio fundado sobre arena; que para el mismo edificio fundado sobre arcilla. Existen dos razones para esta diferencia; en primer lugar, los asentamientos diferenciales en arena tienden a ser mas irregulares que en arcilla. Los asentamientos sobre arena se deben generalmente a zonas erráticas de terreno flojo, mientras que en arcillas proceden de los mayores esfuerzos bajo el centro de la estructura. En segundo lugar, los asentamientos debidos a la consolidación de la arcilla se producen a través de un período mas largo, por lo que la estructura dispone de un tiempo mayor para ajustarse al asentamiento. Puede producirse la fluencia plástica de los pórticos de acero o concreto de la estructura, la cual se acomodará más fácilmente a los asentamientos que se produzcan gradualmente a lo largo de un período de muchos años.

2.18 CAPACIDAD DE CARGA.

Todos los conceptos y fórmulas presentados para suelos de arena seca son aplicables también a la arena saturada siempre que los esfuerzos sean efectivos. El peso específico a utilizar es el que contribuye a los esfuerzos efectivos del terreno. La elevación del nivel freático reduce el peso específico que genera los esfuerzos efectivos, pasando del peso específico total al peso específico sumergido y reduciendo por tanto la capacidad de carga final. Si un terreno seco se satura, la capacidad de carga final de una zapata superficial se reducirá en la relación entre el peso específico sumergido y el peso específico seco. Como este cociente suele estar entre 0.5 y 0.7; entonces la capacidad de carga de una zapata en la superficie de un terreno saturado será aproximadamente el 0.5 al 0.7 de la correspondiente al suelo seco.

En las arcillas la permeabilidad suele ser tan baja que la carga de la fundación da lugar a presiones intersticiales importantes. Así pues, en un suelo impermeable la resistencia al corte que se opone a la falla general inmediatamente después de colocar la carga de la fundación, no es la resistencia con drenaje; sino la resistencia sin drenaje o con drenaje parcial.

En arcillas muy sobreconsolidadas, el proyecto está determinado más por el asentamiento que por la capacidad de carga. Por lo tanto, es suficiente estudiar de manera aproximada la capacidad de carga en condiciones de drenaje para la mayoría de los problemas en terrenos arcillosos.

Se puede ampliar fácilmente las fórmulas de capacidad de carga para incluir la influencia de la cohesión.

$$(\Delta q_s)_u = \bar{c}N_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma d N_q$$

La arena suelta y la arcilla normalmente consolidada tienen el mismo tipo de comportamiento esfuerzo-deformación, mientras que la arena compacta y la arcilla sobreconsolidada son también similares. Por esto, la falla general o local en las arenas se pueden utilizar de manera apropiada para las arcillas. Se puede esperar, por tanto,

que en una arcilla consolidada, al igual que en una arena suelta, se alcance la falla local para un valor muy inferior a la capacidad de carga final. Por otro lado, en arcillas sobreconsolidadas, al igual que en arena compacta, la diferencia entre las capacidades de carga correspondientes a la falla local o general será muy semejante. La siguiente ecuación tiene en cuenta la influencia de la falla local y puede utilizarse para determinar la capacidad de carga $(\Delta q_s)_b = f \bar{c} N_c + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma d N_q$ donde f es un factor que varía entre 2/3 para una arcilla dura a 1 para una arcilla blanda.

2.18.1 Métodos para el cálculo de asentamientos.

Los principios generales para el cálculo de asentamientos en suelos secos son también válidos para arena saturada. También se pueden usar para ciertos casos en los cuales hay que determinar el asentamiento de estructuras fundadas sobre arcilla, como por ejemplo:

El grado de saturación es suficientemente bajo, de forma que no es expulsada agua del suelo al aplicar la carga. No existe una prueba de laboratorio estándar a utilizar en este caso.

El asentamiento final se obtiene en casos en los que el factor de seguridad para carga sin drenaje es grande (mayor que 4) que no se produce fluencia en el proceso de carga sin drenaje.

2.19 FUNDACIONES.

La fundación es aquella parte de la estructura que tiene como fin exclusivo transmitir con seguridad el peso de la misma al terreno natural, sin asentamientos laterales peligrosos para la estructura y sin falla del suelo.

Si las fundaciones de soporte no se proporcionan adecuadamente, una parte de la estructura puede asentarse más que otra parte adyacente, y varios componentes de un sistema, en estas condiciones, pueden tener esfuerzos demasiado elevados en las

uniones de traveses con columnas; a causa de los asentamientos desiguales de los apoyos, que conducen a deformaciones grandes. Los momentos flexionantes y torsionantes adicionales que pueden exceder la capacidad resistente de los miembros, pueden dar lugar a agrietamientos excesivos debidos a la fluencia del refuerzo y, por ultimo, producir la falla estructural.

El tipo de fundación mas adecuado para una estructura dada, depende de varios factores, como su función, las cargas que deben soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la superestructura. Debido a las relaciones existentes entre esos factores, usualmente pueden obtenerse varias soluciones aceptables para cada problema de fundación. Por lo tanto, el criterio juega un papel muy importante en la ingeniería de fundaciones.

Existen seis tipos básicos de fundaciones, donde las primeras tres se denominan fundaciones superficiales porque la estructura descansa sobre el terreno situado inmediatamente debajo de la misma. Mientras que las otras se consideran fundaciones profundas, debido a que la sustentación de la estructura tiene lugar a una cierta profundidad bajo la misma.

1. Zapatas corridas o continuas. Consisten en una franja continua de losa, a lo largo del muro y de un ancho mayor que el espesor del mismo. La proyección de la losa de fundación se trata como un voladizo cargado con la presión distribuida del suelo. La longitud de la proyección, se determina con la capacidad de resistencia del suelo; la sección crítica por flexión se encuentra en el paño del muro. El refuerzo principal se distribuye perpendicularmente a la dirección del muro.
2. Zapatas aisladas. Consisten en losas rectangulares o cuadradas, que pueden tener un espesor constante o que se reduce en la punta del voladizo. Se refuerzan en las dos direcciones y son económicas para cargas relativamente pequeñas o para fundaciones sobre roca.

3. Zapatas combinadas. Soportan las descargas de dos o más columnas. Son necesarias cuando se debe colocar una columna en las adyacencias de un edificio y la losa de la zapata no se puede proyectar fuera de la colindancia. En este caso, una zapata independiente tendría carga excéntrica, dando lugar a una tensión aparente en el suelo de desplante.

Con el objeto de lograr una distribución relativamente uniforme de esfuerzos, la zapata de la columna exterior se debe combinar con la de la columna interior más cercana. Por otra parte, las zapatas combinadas también se utilizan cuando las distancias entre columnas sucesivas son relativamente cortas, pues resulta más económico.

4. Zapatas en voladizo. Estas son similares a las zapatas combinadas, excepto que la zapata de la columna exterior y de la interior, se construyen independientemente; están unidas por una viga de riostra para transmitir el efecto del momento flexionante, el cual se produce en la columna exterior debido a la excentricidad de la carga, a la fundación de la columna interior.

5. Fundaciones en pilotes. Son esenciales cuando el suelo de desplante consiste de estratos poco resistentes y muy profundos. Los pilotes se pueden hincar hasta llegar a la roca sólida o un estrato duro, o a la profundidad necesaria dentro del suelo, para que la pila desarrolle su capacidad permisible por medio de la resistencia de fricción o una combinación de ambos. Los pilotes pueden ser prefabricados y por lo tanto se hincan en el suelo, o colados en el lugar haciendo una perforación que después se rellena con concreto. Los pilotes prefabricados pueden ser de concreto reforzado o preesforzado. Otros tipos de pilotes se fabrican de acero o de madera tratada. En todos los tipos, los pilotes deben contar con cabezas de concreto reforzado en las dos direcciones, diseñadas apropiadamente.

6. Fundaciones flotantes o losas de fundación. Son necesarios cuando la capacidad de resistencia permisible del suelo es muy baja hasta profundidades muy grandes, lo cual hace que las fundaciones con pilotes no sean económicas. En este caso es necesario hacer una excavación lo suficientemente profunda, para que la cantidad de suelo que se remueve sea casi equivalente a la carga de la superestructura. Puesto que es necesario extender la subestructura de la cimentación a toda el área del edificio, se considera que la superestructura flota teóricamente en una balsa. Estas estructuras, que básicamente son sistemas de pisos invertidos, se requieren en suelos que se están consolidando en forma continua.

El área de la fundación debe ser adecuada para soportar las descargas de las columnas, el peso de la fundación y cualquier sobrecarga dentro de la capacidad de carga del suelo.

Para simplificar el diseño de las fundaciones, se hace la hipótesis de que son rígidas y el suelo que las soporta consta de capas elásticas; en consecuencia, se puede suponer que la distribución de presiones del suelo es uniforme o varía en forma uniforme.

El cálculo de los momentos flexionantes y del cortante se hace con la presión neta del suelo que se obtiene sustrayendo el peso propio de la fundación y la sobrecarga de la presión total del suelo.

Cuando intervienen cargas concentradas muy fuertes, se ha comprobado que el cortante y no la flexión controla la mayoría de los diseños de las fundaciones. El mecanismo de falla en las losas de las zapatas es semejante al de las losas de piso; si embargo, la capacidad de cortante es considerablemente más alta que las de las vigas. Puesto que en la mayoría de los casos la zapata se flexiona en doble curvatura, se debe considerar el cortante y la flexión con respecto a los dos ejes principales.

El estado de esfuerzos en cualquier elemento de la zapata, se debe principalmente a los efectos combinados del cortante, la flexión y la compresión axial. Por consecuencia, es importante comprender muy bien el comportamiento fundamental

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

de la losa de la zapata y del mecanismo de agrietamiento involucrado; pues permite lograr el sentido de las hipótesis básicas que se aplican para las necesidades de análisis y diseño de las zapatas, tanto en cortante como a flexión.

2.19.1 Mecanismos de falla.

Las grietas inclinadas de cortante se desarrollan esencialmente de la misma forma que en las vigas, estabilizándose aproximadamente al 65% de la carga última y extendiéndose con rapidez hacia el eje neutro. Posteriormente, las grietas se propagan lentamente en dirección a la zona de compresión poco profunda.

Las grietas inclinadas siempre se forman cerca de las cargas concentradas o la reacción de la columna en losas o zapatas en dos direcciones, como puede verse en la Figura 2.27.

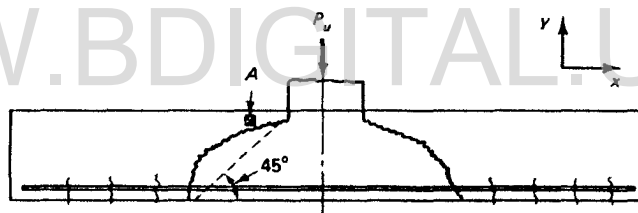


Figura 2.27. Mecanismo de falla en zapata. Falla por punzonado

Esto se debe en parte a la concentración alta de momentos flexionantes en la región cercana a la cara de la columna, que forman una pirámide truncada en el pie de la región de la columna. La columna puede punzonar a través de la losa en esta forma de falla, si la losa no está diseñada adecuadamente para resistir esta falla de cortante, llamada de tensión diagonal o de cortante por penetración. La acción de confinamiento de la losa penetrada en la superficie de interacción con la base de la columna que atraviesa a la losa en la Figura 2.28., se puede representar con las fuerzas de cortante resultantes V_1 y V_2 , las fuerzas de compresión C_1 y C_2 y las fuerzas de tensión T_1 y T_2 , además de la acción de membrana y de dovela interna de la losa.

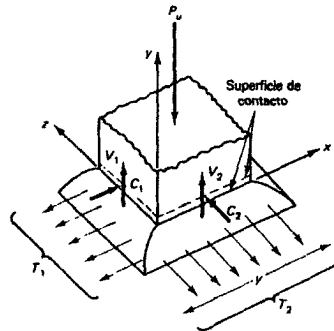


Figura 2.28. Mecanismo de falla en zapata. Fuerzas cortantes, de compresión y tensión.

La Figura 2.29., muestra un elemento infinitesimal extraído de la zona de compresión, por encima de la grieta en diagonal. El elemento está sujeto a las cuatro componentes de esfuerzo siguientes: (1) esfuerzo cortante vertical v_o ; (2) esfuerzo directo de compresión f_c ; (3) esfuerzo vertical de compresión f_3 y (4) esfuerzo lateral de compresión f_2 .

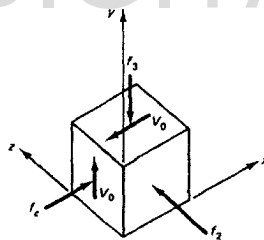


Figura 2.29. Elemento infinitesimal extraído de la zona de compresión

El esfuerzo cortante vertical v_o es el resultante del cortante total que debe transmitir completamente a la zona de compresión ubicada encima de la grieta inclinada. El esfuerzo directo de compresión f_c , que varía a lo largo de la sección crítica es resultado de los momentos flexionantes. La fuerza vertical de compresión f_3 se debe a la carga concentrada de la columna, y tiene una influencia muy alta en el incremento de la capacidad al cortante de la losa. El esfuerzo lateral de compresión f_2 es el resultado del momento flexionante con respecto a un eje perpendicular a la sección crítica. Contribuye más a un incremento de la resistencia en compresión del

concreto, como resultado del estado triaxial de esfuerzos. Por consecuencia, la existencia de fuerzas y esfuerzos multiaxiales que se muestran en la figura 2.29., explica el motivo por el que la capacidad en cortante de una losa sujeta a cargas concentradas es considerablemente mas alta que la de una viga.

Además, la generación de grietas inclinadas que producen las altas concentraciones de momento cerca de la sección crítica de losas en dos direcciones y zapatas justifica el considerar que la sección crítica se localice a una distancia $d/2$ de la cara de la columna en las losas y las zapatas.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

METODOLOGÍA

Para elaborar el presente proyecto titulado “MODELO MATEMATICO PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE SISTEMA DE FUNDACION EN MUROS DE MAMPOSTERÍA APOYADOS SOBRE SUELOS DE ARCILLAS EXPANSIVAS”, se utilizó la siguiente metodología de trabajo:

3.1. Selección y análisis del problema estructural.

3.2. Planteamiento del modelo estructural existente.

3.3. Ensayos y pruebas de campo necesarios para el modelo existente y propuesto.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

3.1. Selección y análisis del problema estructural.

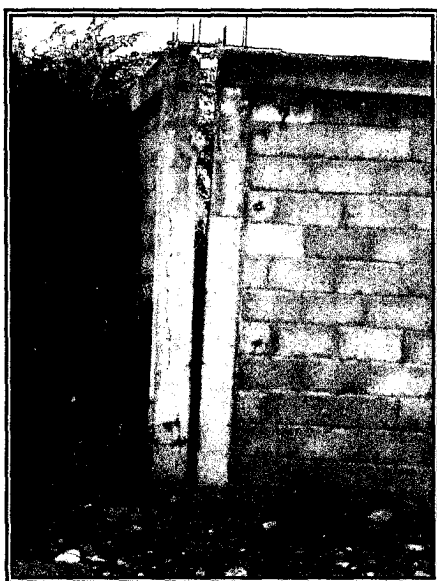
Se realizaron recorridos en la zona urbana de la ciudad de Santa Ana de Coro, para documentar el problema existente en una gran cantidad de muros de mampostería; que cumplen con la función de cerramientos de áreas, de paredes medianeras entre terrenos, elementos decorativos, etc.

Se aprecia en las diferentes Fotografías 3, 4, 5, 6; que la falla común es la pérdida de verticalidad considerable del muro, produciendo frecuentemente el colapso de la estructura y ocasionando pérdidas monetarias al propietario, y en casos mas graves; pérdidas de vidas humanas.

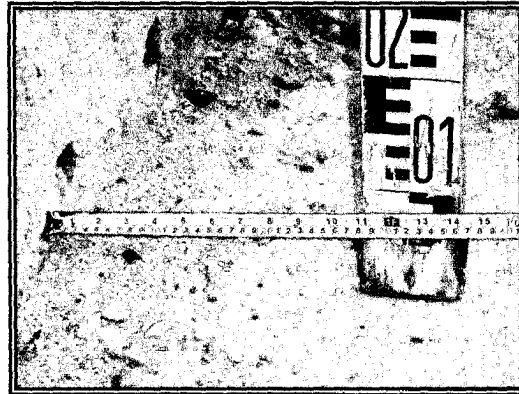


Fotografía 3. Falla de muro en vivienda.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



Fotografías 4 y 5. Inclínación de muro



Fotografía 6. Lectura de inclinación de uno de los muros

Se escogió como problema estructural el caso más frecuente y de mayor uso en la región; este es, las paredes medianeras y de cerramientos; que por normativa de Ingeniería Municipal, deben tener una altura no mayor a 3 m.

El elemento constructivo en estudio está, generalmente elaborado, con bloques de concreto de 15 cm de espesor; colocados en forma trabada; el muro se rigidiza con un marco de concreto reforzado, de columnas separadas a 3 m, una viga superior o viga corona, y una viga de fundación o de riostra como sistema de fundación, mostrado en la Figura 3.1.

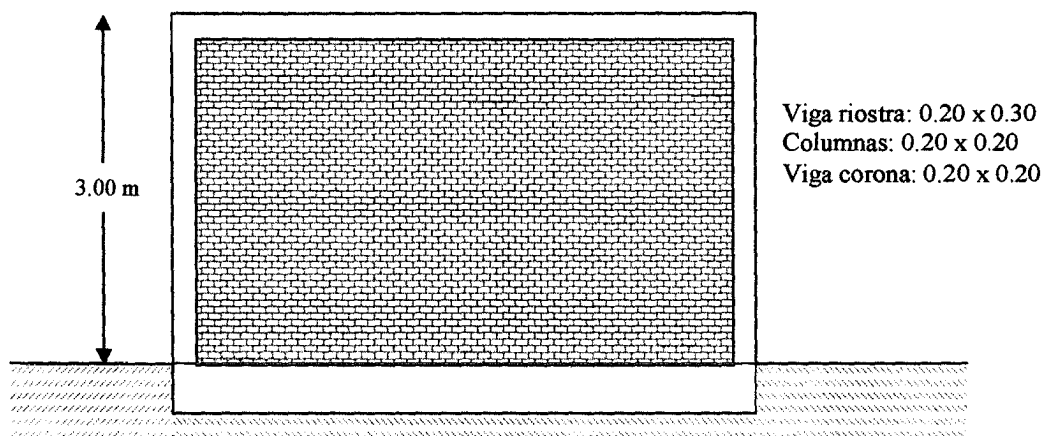


Figura 3.1. Dimensiones del problema estructural

Para definir las características del suelo, se consultaron varios análisis de suelos realizados en la región, en los cuales se detallan algunas características en la superficie del suelo, que definen los suelos de la ciudad de Santa Ana de Coro.

1. Tesis de grado titulada “Una investigación sobre suelos colapsables de Coro” realizada por: Jiménez C. Mary y Trasmonte F. Gloria. 1987. UNEFM.
2. Tesis de grado titulada “Caracterización del subsuelo de Santa Ana de Coro II Etapa” realizada por Reyes Francis y Díaz Envida. 1998. UNEFM.
3. Estudio de suelo geotécnico para proyecto del edificio sede de tribunales y del centro de convenciones de la ciudad judicial de Coro; realizado por INFUSUELOS.
4. Consulta bibliográfica de T. William Lambe y Robert Whitman que hace referencia a los suelos de la ciudad de Coro y de algunas de las características de las arcillas.

Estudios de suelos	1	2	3	4
Clasificación	Arcilla de baja a mediana plasticidad. Presencia de Vermiculita	Arcilla de baja a mediana plasticidad. Presencia de concreciones calcáreas	Arcilla-limosa con arena fina. Expansivas	Arcillas muy expansivas. Presencia de Montmorillonita
Profundidad (m)	3.50	2.50	2.00	
Modulo de elasticidad seco (Kg/cm²)	315		370	175
Modulo de elasticidad húmedo (Kg/cm²)	125			
Densidad seca (Ton/m³)	1.72	1.68	1.85	1.77
Densidad húmeda (Ton/m³)				
Presión de expansión (Kg/cm²)			3.50 – 6.90	
Capacidad de carga (Kg/cm²)	1.64	1.64	2.50 – 3.20	1.4 – 2.5

Tabla 3.1. Características de los suelos de Santa Ana de Coro.

3.2. Planteamiento del modelo estructural existente.

En la revisión del sistema de fundación se utilizará, el principio de superposición para la determinación de los esfuerzos normales sobre el suelo, que provienen de la acción simultánea de la fuerza axial; producida por el peso propio del muro. Y del sistema equivalente fuerza-par debido al viento. Se supone que el suelo es un material que se comporta elásticamente.

Las cargas que actúan sobre el sistema se calculan a continuación:

Pesos del bloque de concreto = $210 \times 1 \times 3 = 630 \text{ Kg por m}^2$

Concreto = $0.20 \times 0.20 \times 3 + 0.20 \times 0.30 \times 1 + 0.20 \times 0.20 \times 1 = 0.34 \times 4200 = 720 \text{ Kg por m}^2$

Carga Muerta = $630 + 720 = 1350 \text{ Kg por m}^2$

Carga por viento según Norma COVENIN 2003-89:

Clasificación de la construcción según su uso: Grupo C

Factor de importancia eólica: $\alpha = 0.90$

Clasificación según las características de geometría expuesta a la acción del viento: Tipo II.

Tipo de Exposición de la construcción: Tipo B

Determinación de las acciones por efecto del viento:

$$W = qGCA$$

Presión dinámica ejercida por el viento de velocidad básica $q = 0.000485 K_z \alpha V^2$

La velocidad media de viento registrada según el centro meteorológico de Falcón es de 21.9 Km/h en el año.

Coeficiente de exposición de la presión de velocidad K_z

$$K_z = 2.58(4.5 / Z_g)^{2/\beta} \text{ para una altura } \leq 4.5m .$$

Tipo de exposición B. $\beta = 4.5$ y $Z_g = 370$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

El valor de $K_z = 0.3635$

$$q = 1.428 \text{ Kg/cm}^2$$

Factor de respuesta ante ráfagas $G = 2.0477$

Coefficiente de empuje $C = 2.50$

Area de exposición. $A = 1 \times 3 = 3 \text{ m}^2$

$$W = 21.95 \text{ Kg/m}^2$$

La acción mínima del viento establecida en la Norma COVENIN es de 30 Kg/m^2 .

De esta forma el modelo matemático se representa como se muestra en la Figura 3.2.; con el sistema de presiones sobre el suelo generado por las cargas actuantes que le proporciona la resistencia requerida.

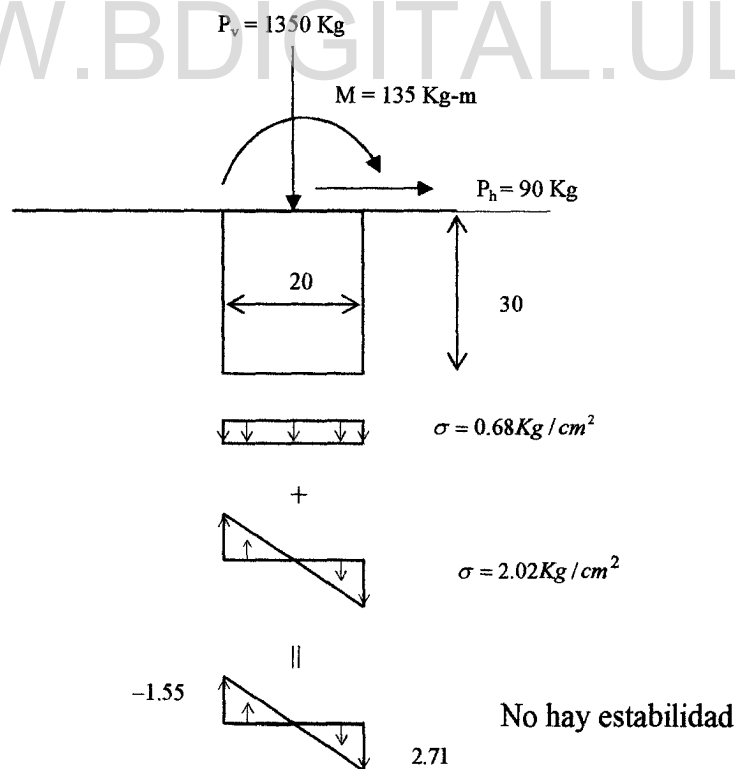


Figura 3.2. Modelo de carga y esfuerzos sobre el terreno

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Si se observa con detenimiento, se puede apreciar que el diagrama de esfuerzos sobre el suelo posee esfuerzos de tracción, lo que indica que para este tipo de fundaciones, el modelo elástico no representa el comportamiento real suelo-estructura. Se debe señalar que el funcionamiento de muchas de estas estructuras se debe a una interacción suelo-estructura en las paredes laterales de la viga que contrarrestan el momento producido por la carga de viento. Esta interacción de esfuerzos horizontales producidos con poca deformación está muy poco documentada para este tipo de estructura en la bibliografía consultada, y es un punto muy importante en el desarrollo de esta investigación.

El sistema de fundación generalmente utilizado, hace que el elemento estructural tenga una corta vida útil; y se cree que la baja resistencia del elemento estructural, está íntimamente relacionada con la presencia de humedad en el suelo. Para poder determinar con exactitud, el comportamiento de este tipo de fundación, se construyeron dos modelos a escala, apoyados sobre suelo natural o seco; y sobre suelo húmedo; con el sistema de fundación usado en la región.

El estudio de estos modelos, permitió fijar los parámetros para establecer un modelo matemático más exacto, para el cálculo de este tipo de fundación.

Es importante, señalar que la ampliación significativa del ancho de la zapata; no representa una solución factible; ya que la gran mayoría de las paredes son medianeras y este tipo de solución involucra la toma de decisión de terceras personas.

3.3. Ensayos y pruebas de campo.

Los suelos de Coro presentan características muy especiales.

- Nivel freático estable aproximadamente a profundidades mayores a 16 metros.
- Arcilla con contenido de humedad relativamente bajo, en un estrato de por lo menos 2 metros de profundidad.
- Las condiciones de humedad son controladas por la lluvia, es decir por infiltración, y no por desplazamiento de la cota del nivel freático; solo se

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

pueden conseguir arcillas saturadas en la superficie del terreno durante los períodos de lluvias.

- La capacidad de carga del estrato superior de arcilla es relativamente baja.
- La totalidad de los ensayos se realizaron en sitio, debido a que las características del suelo arcilloso son fácilmente alterables, al modificar sus condiciones *in situ*; lo cual sucede cuando se realizan los ensayos de laboratorio. Este problema se manifiesta en la mayoría de la bibliografía consultada.
- Para poder evaluar los parámetros en este tipo de material, se estimó el tiempo real que puede permanecer un suelo inundado cuando es sometido a lluvias continuas. Para la elaboración de este trabajo se consideró un período máximo de tres días de inundación, pues representa una condición real del problema en períodos de lluvias.

Se realizaron dos modelos contruïdos a escala, que simulan el comportamiento del problema en estudio; es decir, un sistema de fundación inestable, como lo refleja su análisis. Ambos modelos se ensayaron respectivamente sobre suelo seco y húmedo.

Los ensayos a continuación descritos, se realizaron para determinar la influencia de las características particulares de las arcillas de Coro, sobre el sistema de fundación utilizado en la región; que definen su comportamiento. Posteriormente, estas características se reflejan en el modelo propuesto que realmente define el sistema de fundación.

✓ *Ensayo N° 1.*

El ensayo N° 1 tiene como finalidad determinar la permeabilidad y el espesor de la capa de arcilla, de consistencia muy blanda e inestable, causada por la elevada humedad, durante el período de lluvia.

La inestabilidad o pérdida de carga de esta capa superficial de arcilla, se puede apreciar en la Fotografía 7.; que corresponde a un suelo de la región, después

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

de una tarde de lluvia. Cuando el vehículo accedió al terreno dejó las huellas de los neumáticos con una profundidad de 5 cm aproximadamente.

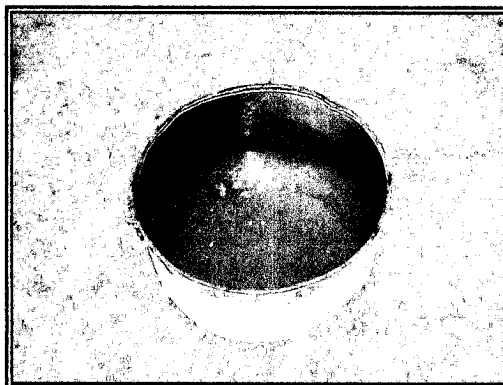


Fotografía 7. Muestra de la pérdida de capacidad de carga de la capa superficial.

Para este ensayo, se sometieron unas porciones de terreno inalteradas a humedad continua durante diferentes períodos de tiempo 3, 6, 9, 12, 15, 18 y 21 días, para medir el grado de permeabilidad del estrato de arcilla.



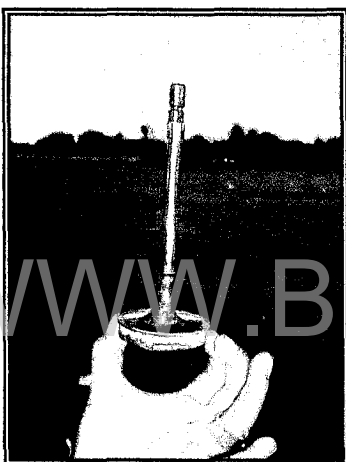
Fotografía 8. Cilindros para el Ensayo N° 1.



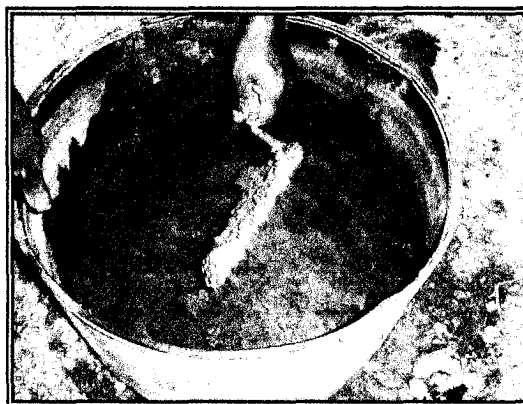
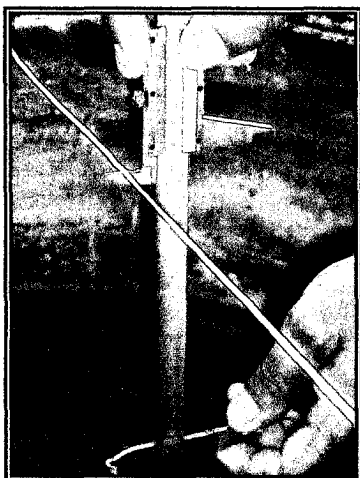
Fotografía 9. Muestra con agua.

Se usaron cilindros de 60 cm de diámetro (Fotografía 8), hincados 3 cm sobre el suelo natural. Se llenaron de agua con aproximadamente 20 lts diarios (Fotografía 9), para garantizar que la muestra estuviera húmeda todo el tiempo. Se usó un testigo de 14.2 cm., mostrado en la Fotografía 10, para la medición de la altura de expansión de la capa de arcilla. Se usó un vernier, para lograr una mayor precisión de la lectura.

La Fotografía 11, muestra el testigo sobre la capa de arcilla que se expande, para realizar posteriormente la medición.



Fotografías 10 y 11. Testigo usado para medir la altura de expansión.



Fotografías 12 y 13. Medida con vernier de altura de expansión del suelo y remoción de la capa expandida e inestable.

La Fotografía 12 muestra una de las mediciones de la capa de arcilla que se expande en una de las muestras; y la Fotografía 13 muestra la remoción de la capa de arcilla expandida, para medir a continuación la profundidad permeable.

Luego se excavó hasta obtener una muestra del suelo relativamente seco; y se tomó la lectura de la medición que corresponde a la profundidad permeable del estrato de arcilla como se puede apreciar en la Fotografía 14 y 15. Este procedimiento se realizó para cada una de las muestras del ensayo, a los 3,6,9,12,15,18, y 21 días.



Fotografía 14 y 15. Proceso de medición de profundidad permeable.

Los datos medidos durante el ensayo N° 1 se muestran en la Tabla 3.1.

Ensayo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
N° de días húmedos	3	3	6	6	9	12	15	18	21
Lectura material de expansión (cm)	14.0	14.3	14.2	14.6	14.2	13.6	14.3	13.8	14.3
Profundidad de expansión (cm)	1.8	1.5	1.6	1.2	1.6	2.2	1.5	2.0	1.5
Lectura material inestable (cm)	16.0	16.0	17.0	17.0	17.6	18.0	17.7	17.9	17.6
Profundidad de material inestable (cm)	2.0	1.7	2.8	2.4	3.0	4.4	3.4	4.1	3.3
Lectura de profundidad permeable (cm)	67	66	107	106	114	121	125	157	130
Profundidad permeable (cm)	37	36	77	76	84	91	95	127	100

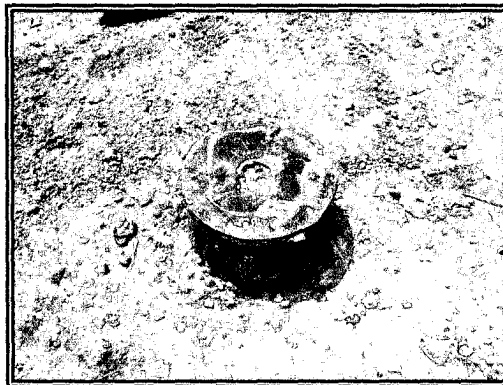
Tabla 3.2. Valores obtenidos del ensayo N° 1

✓ *Ensayo N° 2.*

Este ensayo tiene los siguientes objetivos fundamentales:

1. Determinar la deformación del suelo seco bajo carga controlada con la finalidad de establecer el módulo de elasticidad del material seco.
2. Determinar la deformación del suelo húmedo, sometido a tres días de inundación, con la finalidad de establecer el módulo de elasticidad del material húmedo.
3. Determinar las deformaciones del suelo seco bajo una carga máxima de 2.68 Kg/cm^2 .
4. Determinar las deformaciones del suelo húmedo bajo una carga máxima de 2.68 Kg/cm^2 .
5. Verificar la posibilidad de expansión de las arcillas expuestas a humedad sometidas a un esfuerzo de $0.35 - 0.68 \text{ Kg/cm}^2$, el esfuerzo de 0.68 Kg/cm^2 que representa el esfuerzo por peso propio de una pared.

Se construyó una base cilíndrica de 30 cm de diámetro por 60 cm de alto; con una profundidad de fundación de 30 cm desde la superficie del terreno, vaciada en sitio. Sobre ella se colocó un tanque de agua con capacidad de 1900 litros de agua. Como se muestra en la Fotografía 16.



Fotografía 16. Base para el ensayo de capacidad de carga

La Fotografía 17, muestra el tanque de agua que se colocó sobre la base para realizar los ensayos de capacidad de carga.



Fotografía 17. Tanque para el ensayo de capacidad de carga

Se realizó la conversión necesaria para representar la variación de esfuerzos sobre el suelo producidos por la carga por peso propio.

$$\text{Área de contacto} = \pi r^2 = 706.86 \text{ cm}^2$$

Peso de la estructura: 171 Kg

$$\sigma_{\text{sistema}} = \frac{171}{706.86} = 0.24 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto cada 706 lts de agua en el tanque representa 1 Kg/cm² de esfuerzo sobre el terreno.

El ensayo se realizó inicialmente sobre el suelo seco y se aplicó un esfuerzo de 0.35 Kg/cm² que corresponde a la mitad del esfuerzo sobre el terreno por peso propio del muro, hasta llegar a un esfuerzo de 2.687 Kg/cm², que es el máximo permitido por el ensayo, dada la capacidad del tanque. La aplicación de la carga se realizó cada 10 minutos; al finalizar cada etapa se midió el asentamiento con un

vernier. La prueba se concluyó cuando se aplicó el esfuerzo máximo posible en el ensayo.

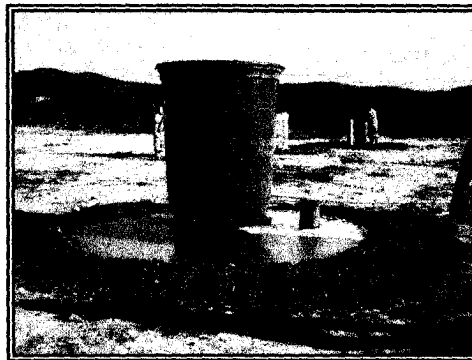
Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.3.

Tiempo de medición (min)	σ aplicado (Kg/cm ²)	Deformación vertical (Asentamiento) (cm)
0	0.35	0
10	0.68	0
20	1.415	0
30	1.774	0
40	2.290	0
50	2.687	0

Tabla 3.3. Resultados del ensayo esfuerzo-deformación en suelo seco

Luego se realizó el ensayo sobre suelo húmedo se aplicó inicialmente un esfuerzo de 0.35 Kg/cm²; y se procedió a llenar el tanque hasta 400 lts, para aplicar un esfuerzo de 0.68 Kg/cm², que corresponde al esfuerzo por peso propio. Posteriormente se procedió a humedecer el suelo durante tres días; y se midió la deformación del suelo.

Las Fotografía 18., muestra el ensayo sobre suelo húmedo.



Fotografía 18. Ensayo de capacidad de carga sobre suelo húmedo

Durante los tres días de humedad se tomaron las mediciones, cada 24 horas; y al tercer día se comenzó a variar el esfuerzo sobre el suelo húmedo con el mismo incremento que para el suelo seco. Los resultados se muestran en la Tabla 3.4

Licencia Creative Commons:

Atribución – No Comercial – Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Tiempo de medición (horas)	σ aplicado (Kg/cm ²)	Deformación vertical (Asentamiento) (cm)
24	0.35	0
48	0.35	0
72	0.35	0
Tiempo de medición (min)	σ aplicado (Kg/cm ²)	Deformación vertical (Asentamiento) (cm)
0	0.68	0
10	1.415	0.150
20	1.774	0.300
30	2.290	0.325
40	2.687	0.325

Tabla 3.4. Deformación en suelo húmedo obtenida después de la aplicación de la carga

✓ Ensayo N° 3.

La finalidad de este ensayo es obtener los datos necesarios para determinar el grado de rotación de la estructura con el sistema de fundación construido en la región, apoyada sobre el suelo en estado natural o seco, y en estado húmedo.

La determinación del giro de la fundación permite, de manera indirecta; aplicando métodos de estática, determinar los esfuerzos de trabajo en la interacción suelo-estructura, es decir; en las caras de la fundación que son los valores desconocidos. Por otra parte, el giro también permite determinar la exactitud del modelo existente simulado con el software de elementos finitos.

Se realizaron dos modelos a escala de muros con una longitud de 1 m, y una altura de 1.50 m; la viga corona y la de fundación se construyeron con las mismas dimensiones del problema objeto a estudio, ilustrado en la Figura 3.1.

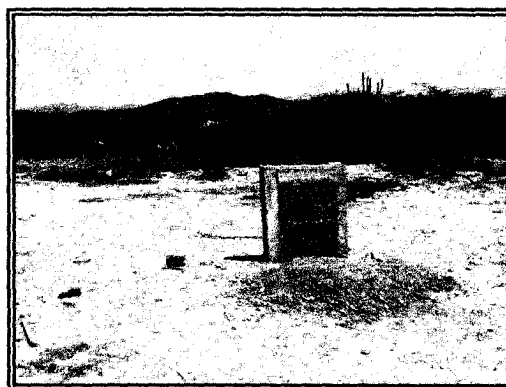
Se colocó un gancho de $\phi = 3/8$ en la parte superior del muro, para poder aplicar la carga horizontal generada por el viento. Se aplicaron las cargas con un sistema de tensión controlado, conformado por un peso y una señorita. Cada modelo se ensayó hasta el colapso o falla.

Para el suelo natural o seco, se realizó el incremento de la carga horizontal como se muestra en la Tabla 3.5.

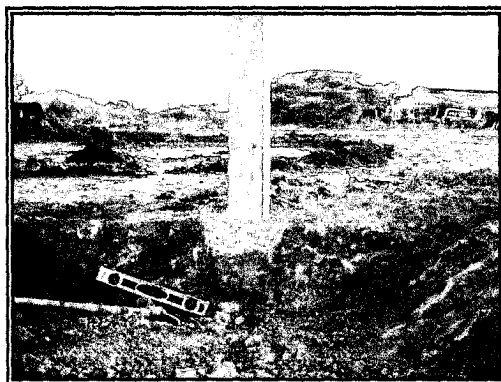
Carga Horizontal (Kg)	Giro (rad)
0	0
90	9.75 E-04
100	1.39 E-03
120	3.00 E-03
145	4.20 E-03
189	5.13 E-03

Tabla 3.5. Giro o rotación del modelo en suelo seco

Las Fotografías 19, 20 y 21, muestran el ensayo del modelo apoyado sobre suelo seco.



Fotografía 19. Muro para el ensayo sobre suelo seco



Fotografía 20. Preparación del ensayo sobre suelo seco



Fotografía 21. Colapso del muro en el ensayo sobre suelo seco.

Luego se procedió a humedecer el suelo para realizar el ensayo del modelo sobre suelo húmedo. Durante este ensayo el suelo se sometió a humedad durante tres días, se aplicó la carga al tercer día de humedad, como se muestra en la Tabla 3.6.

Carga Horizontal (Kg)	Giro (rad)
0	0
34	1.39 E-03
85	3.48 E-03
105	4.20E-02
120	1.00 E-01

Tabla 3.6. Giro o rotación del modelo en suelo húmedo

Las Fotografías 22 y 23 muestran el ensayo del muro sobre suelo húmedo antes del ensayo y luego de colapsar al aplicar carga horizontal.



Fotografía 22. Ensayo sobre suelo húmedo



Fotografía 23. Colapso del muro en suelo húmedo

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ANÁLISIS Y RESULTADOS

- Análisis del Ensayo N° 1.

La Figura 4.1, muestra la gráfica para la profundidad de permeabilidad del suelo en función de los días de humedad. Se eliminó la lectura correspondiente a la muestra 8 con 18 días de humedad; porque refleja un cambio brusco en la gráfica. Este cambio se produjo por la presencia de un material diferente, color, textura, etc., y probablemente con diferente permeabilidad que el resto del material del estrato.

Se realizó una aproximación de regresión logarítmica a la serie de datos, con la finalidad de observar el comportamiento de la profundidad permeable a futuro. La gráfica refleja un crecimiento mayor durante los primeros cinco días, mientras que después su crecimiento es bastante bajo aproximadamente de 2.5%. Lo cual representa una gran absorción de agua durante los primeros cinco días, para luego disminuir y tender a un valor. Estos datos no concuerdan con la permeabilidad que caracteriza a los suelos arcillosos que se citan en las diferentes bibliografías.

Los ensayos de suelo generalmente estudian los estratos a una profundidad mayor, porque se realizan para edificaciones cuyas cotas de fundación están cercanas o mayores a esas profundidades; pero estos ensayos no reflejan las características de la superficie donde generalmente se fundan este tipo de obras.

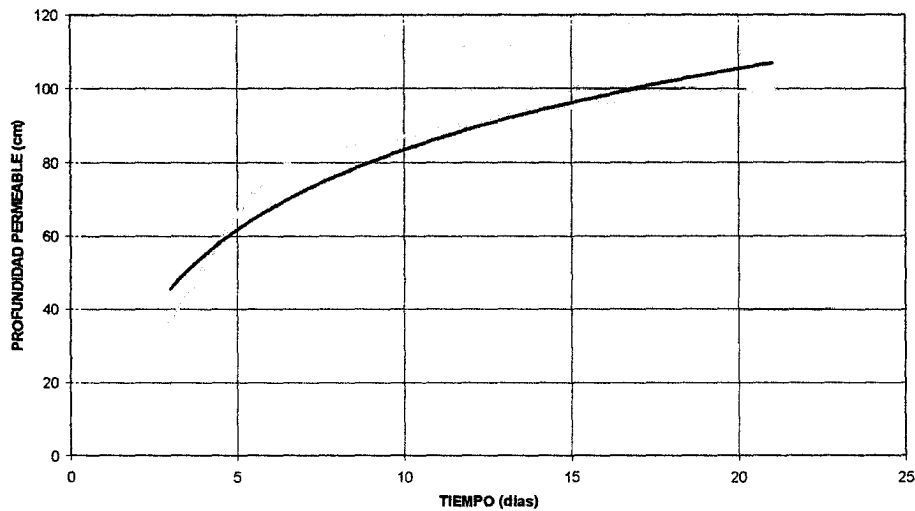


Figura 4.1. Gráfica de profundidad permeable en relación al tiempo

Las arcillas expansivas de la ciudad de Santa Ana de Coro son de consistencia muy firme y dura en estado seco. En presencia del agua, una capa superficial de pequeño espesor, cambia a una consistencia blanda y fluida. Mientras que a mayor profundidad presenta menos humedad y la arcilla es fácilmente remoldeable, como se aprecia en la Fotografía 24.



Fotografía 24. Arcilla remoldeada.

La Figura 4.2, muestra la curva generada con los datos medidos en campo y la curva de tendencia nuevamente logarítmica; para predecir el espesor de la capa superficial que se humedece.

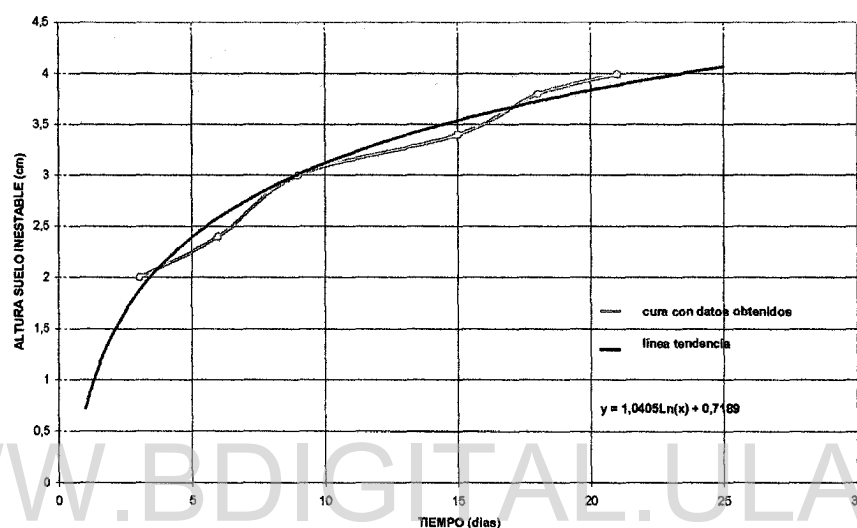


Figura 4.2. Gráfica de suelo inestable en relación al tiempo.

Se observa que a medida que el suelo permanece más días expuesto al agua, esta capa superficial tiende a un espesor de 4 cm, su variación es bastante lenta. Se considera que esta capa de suelo, presenta pérdida de carga; probablemente debido a la nueva disposición dispersa de las partículas arcillosas por efecto del alto contenido de humedad.

Los resultados obtenidos durante este ensayo, permitió realizar otro análisis importante, como es la velocidad de infiltración que caracteriza a las arcillas expansivas de la región. Los datos se presentan en la Tabla 4.1.

N° de días húmedos	3	6	9	12	15	21
Profundidad permeable (cm)	37	77	84	91	95	100
Tiempo de absorción (horas)	72	144	216	288	360	504
Velocidad de infiltración (cm/hora)	0.513	0.534	0.389	0.316	0.263	0.198

Tabla 4.1. Velocidad de absorción de las arcillas en la Ciudad de Santa Ana de Coro

La Figura 4.3, muestra la gráfica de velocidad de infiltración en función del tiempo medido para cada una de las muestras.

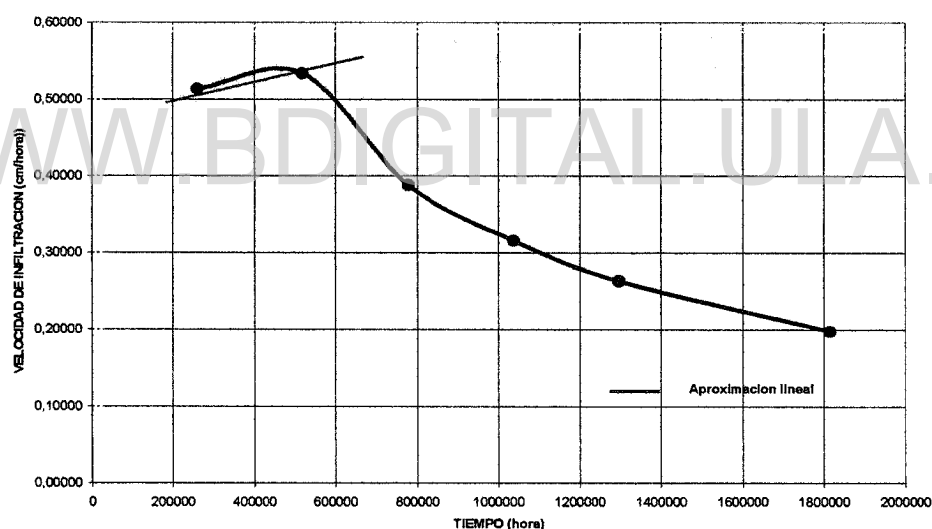


Figura 4.3. Gráfica de velocidad de infiltración en relación al tiempo

Se puede observar de la Figura 4.3, que la velocidad de infiltración de agua en el estrato de arcilla estudiado, es creciente y aproximadamente lineal durante los primeros seis días; a partir de este punto hasta los 9 días, comienza a decaer muy rápidamente su pendiente es negativa. Luego del noveno día de humedad la curva se suaviza, indicando que su velocidad es muy lenta hasta llegar a una profundidad de 1 m correspondiente a los 21 días.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

Tomando una velocidad promedio durante los primeros seis días, se obtiene un valor de 0.523 cm/hora. Esta velocidad promedio de infiltración en cm/seg, tiene un valor de 1.45×10^{-4} cm/seg. A partir de los 12 días hasta los 21 días, se obtiene que la velocidad promedio es de 0.257 cm/hora, es decir 7.13×10^{-5} cm/seg. Esta velocidad promedio resultados del ensayo puede dar un estimado del grado de permeabilidad teórico k .

Si comparamos los valores obtenidos del ensayo con el grado de permeabilidad k teórico, expresado en cm/seg, podemos decir que el grado de permeabilidad es alto. El orden de este valor no coincide con el grado de permeabilidad presentado por Terzaghi y Peck (Lambe, págs. 376, 377), que indica que para arcillas, este valor está por el orden de 10^{-7} cm/seg estableciendo que están en el rango de muy baja permeabilidad a prácticamente impermeable. Este resultado hace pensar que el comportamiento de las arcillas de la región, es muy diferente al de las arcillas referenciadas en la bibliografía, inclusive comparándola con las arcillas expansivas de alta sensibilidad. Por lo tanto, se debe hacer un trato diferente a las arcillas de la ciudad de Santa Ana de Coro.

Es importante señalar, que para diseñar correctamente un sistema de fundación, se debe tomar en cuenta que la humedad alcanzó 40 cm del espesor del estrato a los tres días. También es importante destacar que los primeros 4 cm de suelo húmedo no tienen capacidad portante por lo tanto no se deben tomar en consideración para el modelo matemático a proponer.

- Análisis del Ensayo N° 2.

Este segundo ensayo se utiliza para determinar la capacidad de carga del suelo en estado seco y húmedo.

Es necesario señalar que si se calcula la capacidad de carga del suelo, sin tomar en consideración la carga del viento y usando la teoría de capacidad de carga ultima basada en las cuñas de Rankine; bajo la sollicitación de carga sobre la

fundación especificada en la metodología; se observa que el esfuerzo tiene un valor de 1.31 Kg/cm^2

$$\frac{Q_{ult}}{B} = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + q_s N_q \quad \text{donde}$$

$$\begin{cases} \gamma = 1,70 \text{ Ton/m}^3, \quad B = 0.20, \quad N_\gamma = 22.4, \quad N_q = 18.4 \\ \text{para un } \phi = 30^\circ \text{ y } q_s = \gamma d \end{cases}$$

$$\frac{Q_{ult}}{B} = 1.31 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Este valor corresponde al estado seco, que resulta ser}$$

muy inferior al obtenido durante el ensayo y los análisis de suelos consultados.

Considerando la excentricidad producida por la carga de viento, y las dimensiones de la viga de fundación existentes en la región. La resistencia del suelo se hace cero; indicando que el suelo no puede soportar ningún esfuerzo. La ecuación es la siguiente:

$$\frac{Q_b}{B} = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \gamma N_q + \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{el primero y}$$

segundo término se hacen cero, debido a que la excentricidad de la carga es de 0.1 m. y $B = 0.20 \text{ m}$. Para utilizar esta ecuación se debe modificar el ancho de la fundación, para poder tomar en consideración la excentricidad.

Durante el ensayo sobre suelo seco, no se obtuvo deformación alguna para los diferentes esfuerzos aplicados; por esta razón no se pudo determinar el módulo de elasticidad, a partir de los datos del ensayo. Por lo tanto, se decidió tomar como módulo de elasticidad, el proporcionado por el estudio de suelos realizado por la empresa INFUSUELOS que está entre $360\text{-}370 \text{ Kg/cm}^2$.

Durante el ensayo de capacidad de carga sobre suelo húmedo, se obtuvo una deformación nula para el suelo sometido a un esfuerzo de 0.35 Kg/cm^2 , durante tres días de humedad. Esto indica que la arcilla húmeda tiene una capacidad de carga superior a 0.35 Kg/cm^2 ; también se observó que no muestra un comportamiento expansivo para 0.35 hasta 0.68 Kg/cm^2 , es decir bajo el peso propio del muro.

Mientras que para un esfuerzo 1.774 Kg/cm^2 se observa una deformación de 0.3 cm siendo una deformación prácticamente lineal, creciendo muy lentamente hasta 0.325 cm , que se produce durante la aplicación de un esfuerzo de 2.290 Kg/cm^2 hasta 2.687 Kg/cm^2 , es decir, se hace constante; como se puede observar en la Figura 4.4.

El cálculo del módulo de elasticidad del suelo húmedo, resulta muy complejo a partir de los datos obtenidos en sitio como se puede apreciar en la Figura 4.4; por esta razón, no se considera conveniente el cálculo a partir de los datos obtenidos en sitio. Por lo tanto, se consideró para los análisis el valor determinado en el estudio de suelos de Jiménez y Trasmonte de 125 Kg/cm^2

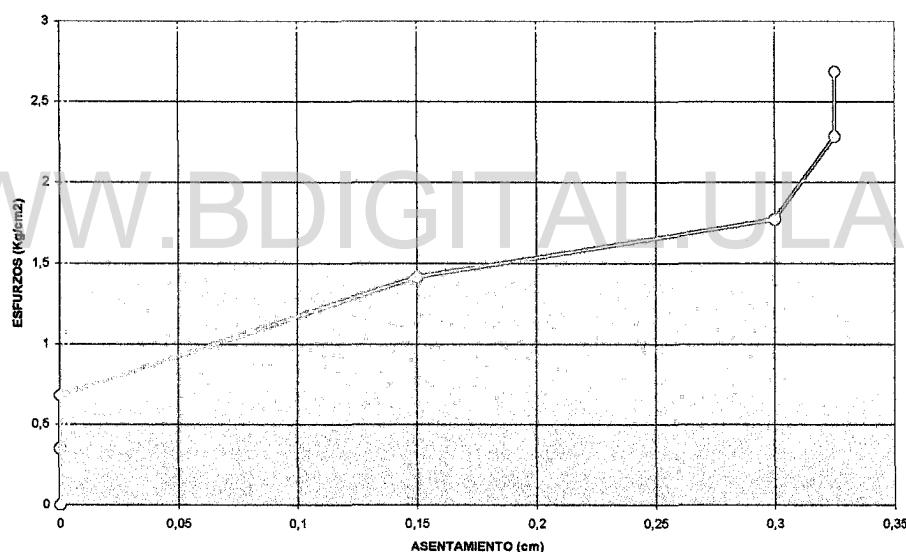


Figura 4.4. Relación entre intensidad de esfuerzo aplicado y asentamiento producido

- Análisis del Ensayo N° 3.

Este ensayo permitió determinar la carga horizontal máxima para suelo seco y suelo húmedo con comportamiento elástico del sistema.

En el ensayo del modelo sobre suelo seco, existe un comportamiento lineal hasta que la carga alcanza 95 Kg , entre las cargas correspondientes a 95 y 160 Kg , el

giro del sistema de fundación se encuentra en un estado inelástico; y más allá de 160 Kg se produce la rotura.

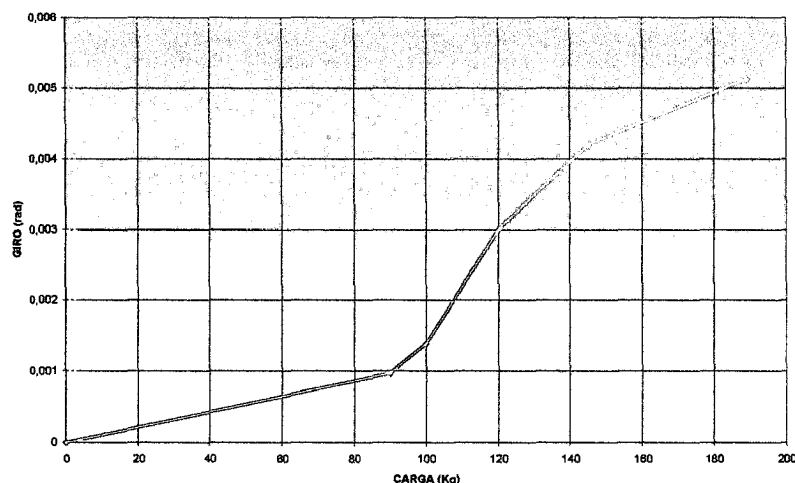
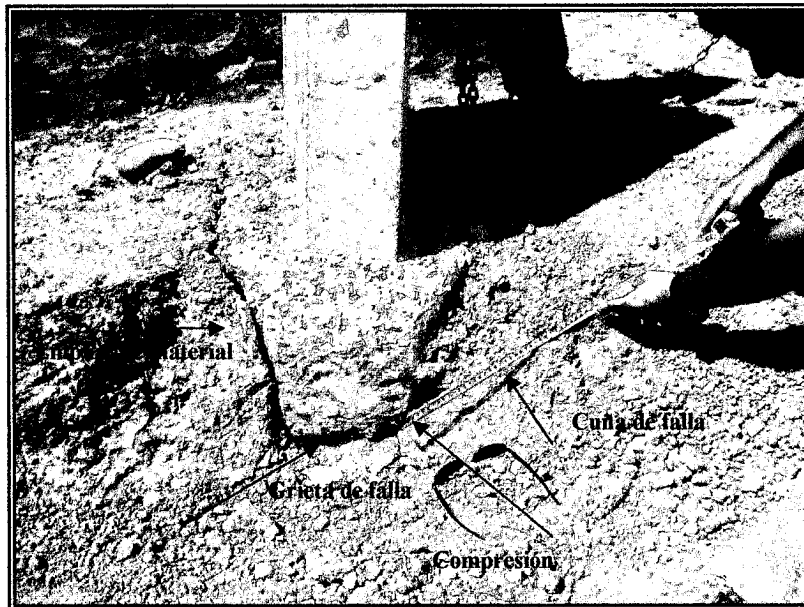


Figura 4.5. Variación del giro en función de la carga horizontal aplicada en suelo seco

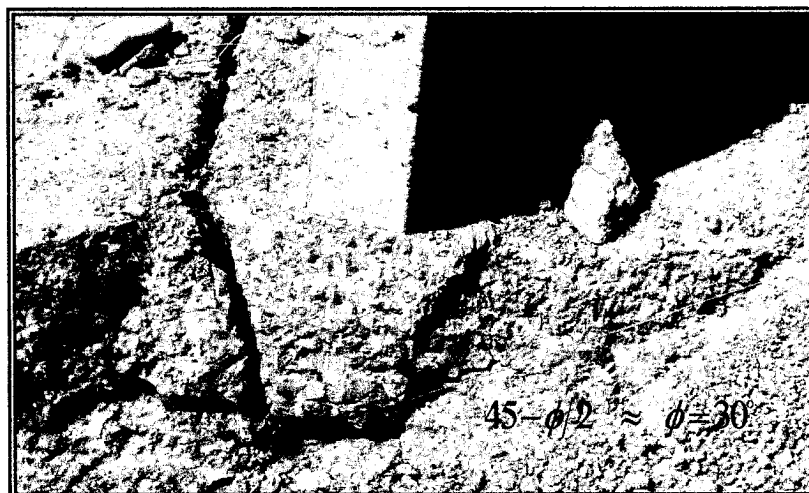
Es importante destacar, que el sistema estructural de fundación que generalmente se construye, ingresa en el rango inelástico muy cerca de la carga de trabajo; y su factor de seguridad es simplemente la sobrerresistencia generada en el rango inelástico.

La Fotografía 26., muestra la rotación de la fundación, cuando comienza el comportamiento inelástico. La cinta amarilla demarca el triángulo de arcilla que comienza a fallar, debido al empuje lateral ejercido por la cara derecha superior de la viga. En el lado izquierdo inferior se nota una grieta producida por una falla local, que indica la fuerte compresión en el extremo inferior izquierdo de la viga. Se puede notar la separación de la viga con el suelo que la soporta y además una grieta en la región superior izquierda. Cuando comienza el mecanismo de falla, la viga comienza a rotar sobre su extremo inferior derecho.



Fotografía 26. Comportamiento elástico de la fundación sobre suelo seco

La Fotografía 27., corresponde al momento anterior al colapso; se distingue claramente el cono de material que se desplaza hacia la derecha; y se puede apreciar que la rotación del sistema es considerablemente grande sobre la cara derecha de la viga.



Fotografía 27. Rotación de fundación antes del colapso

Licencia Creative Commons:

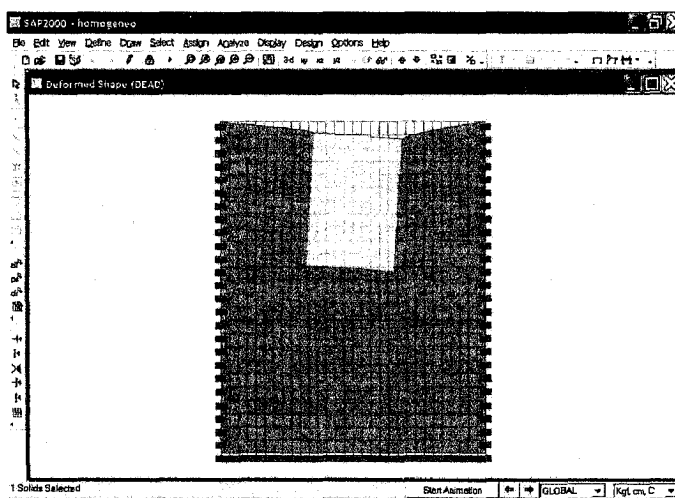
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

En la Fotografía 28., se muestra el colapso total de la estructura, el suelo del lado izquierdo se levanta completamente permitiendo la excesiva rotación del sistema de fundación.



Fotografía 28. Colapso del muro sobre suelo seco.

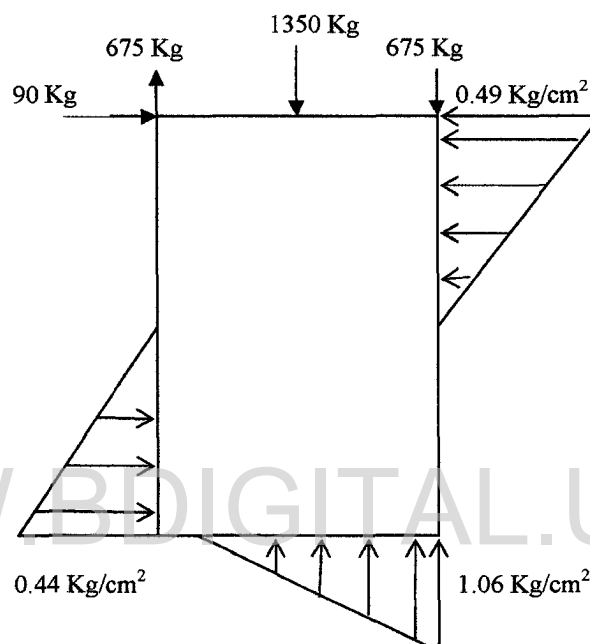
Con los resultados obtenidos en el ensayo sobre suelo seco se procedió a simular el comportamiento suelo-estructura en el programa SAP2000 versión 3.3, para una carga de 90 Kg, que es el punto donde comienza la cedencia. En la Figura 4.6., se muestra la deformada obtenida por el software; que resulta ser aproximadamente igual a la obtenida en el ensayo; es decir un giro de 9.75×10^{-4} .



Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

La Figura 4.7, muestra la representación esquemática del diagrama de esfuerzos obtenido por el SAP2000 que se produce al aplicar la carga de 90 Kg., en las caras de la viga, para el modelo ensayado en suelo seco.



Del diagrama de esfuerzo se puede concluir que el esfuerzo máximo horizontal en la superficie del suelo es de 0.49 Kg/cm^2 , es decir, el 15% de la carga admisible máxima vertical calculada en el laboratorio. Notar, que de acuerdo al diagrama de esfuerzo vertical, para este estado de carga, comienza la aparición de la grieta en la base de la viga; ya que el esfuerzo disminuye a cero.

La Figura 4.6., muestra la gráfica de giro en función de la carga horizontal en suelo húmedo. La gráfica muestra claramente los tres puntos que definen la curva. Se

observa que para una carga superior a 85 Kg comienza un comportamiento inelástico y para una carga superior a 110 Kg ocurre la rotura.

Comparando esta gráfica con la misma gráfica pero en suelo seco, se observa que no hay una gran variación en la carga horizontal resistente en el rango elástico, pero el valor de los giros es tres veces mayor. Esta característica hace pensar, que existe una disminución sustancial del módulo de elasticidad en el estrato superficial de la viga. Sin embargo, el módulo de elasticidad del material que se encuentra confinado por debajo del nivel de fundación es mucho mayor que el material que se encuentra a los lados del sistema de fundación. También se puede concluir que la falla en suelo húmedo tiene características de menor ductilidad en relación con la de suelo seco.

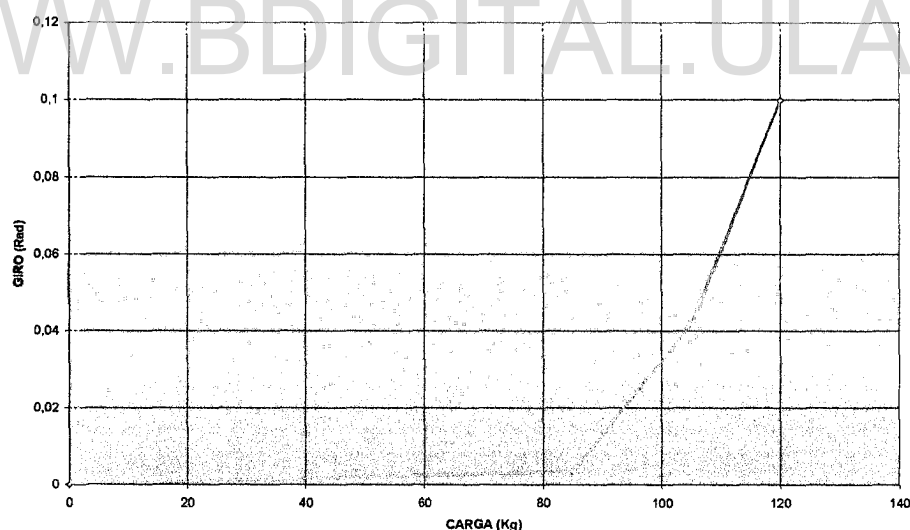


Figura 4.8. Variación del giro en función de la carga horizontal en suelo húmedo

La Fotografía 29., muestra la grieta que se produce en la región superior derecha y región inferior, durante el rango elástico; y se puede observar que se define claramente una zona de compresión y una zona de tracción.



Fotografía 29. Grieta del suelo húmedo en el rango elástico

En la Fotografía 30., se observa el punto de cedencia plástico, notar que la grieta vertical alcanza el eje neutro de la sección de la viga y la grieta horizontal también alcanza a la mitad del ancho de la viga.



Fotografía 30. Grietas del suelo húmedo durante la cedencia.

La Fotografía 31., ilustra el momento de rotura de la estructura. Notar que la perdida de carga horizontal del sistema hace que el punto de giro no alcance la superficie del terreno sino la mitad de la profundidad de la viga.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



Fotografía 31. Rotura del elemento en suelo húmedo

Con los resultados obtenidos se modeló el comportamiento de la estructura en el SAP2000 y se obtuvo la deformada que se muestra en la Figura 4.9, en el comienzo de la falla por cedencia o falla local, la deformada se verifica con la obtenida en el ensayo de campo, aproximadamente de $1.39 \text{ E-}03$.

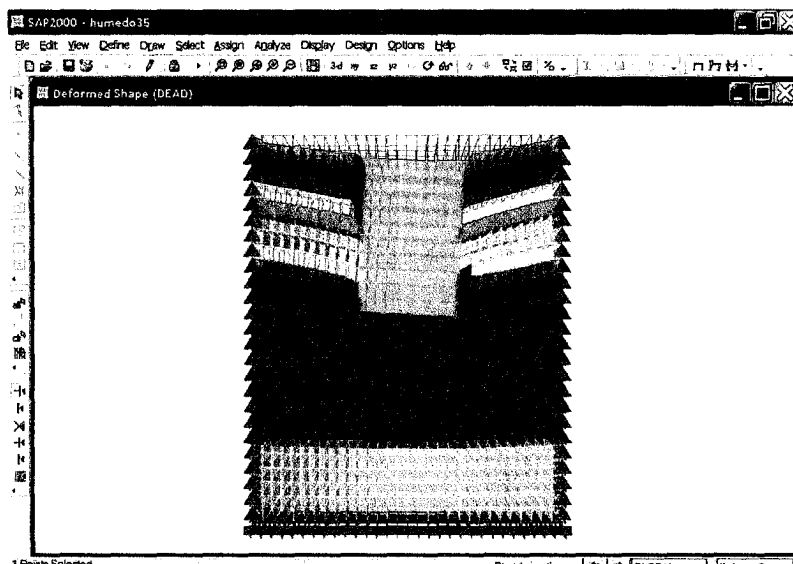


Figura 4.9. Deformada del modelo sobre suelo húmedo bajo una carga de viento de 34 Kg

La Figura 4.10., representa de forma esquemática el diagrama de esfuerzos cuando la estructura soporta una carga lateral de 34 Kg, para el modelo apoyado sobre suelo húmedo.

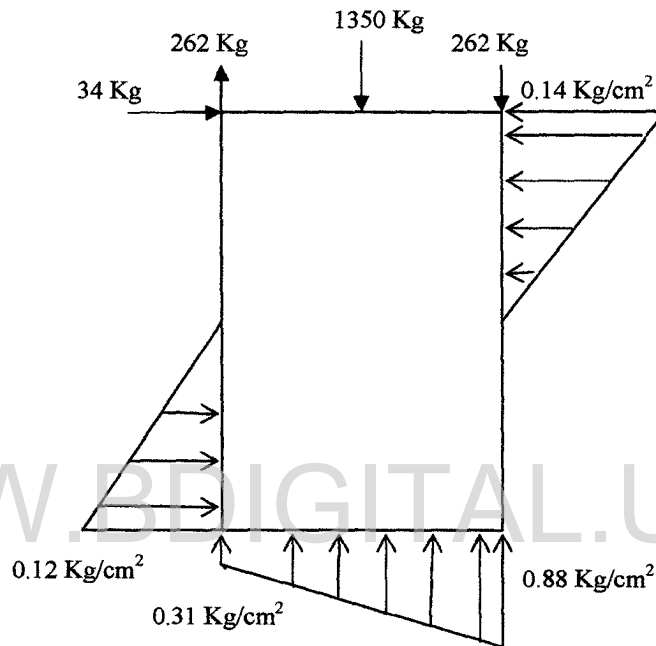


Figura 4.10. Diagrama de esfuerzos bajo una carga horizontal de 34 Kg

De los resultados anteriores se observa, un área de compresión total en la base de la estructura; los esfuerzos máximo laterales son de 0.14 Kg/cm². Se puede entonces concluir que el esfuerzo máximo horizontal de servicio permitido para esta arcilla es de 0.14 Kg/cm², con un giro de 1/1000, bajo carga de servicio.

Se construyó el modelo existente, en SAP2000 para una carga horizontal de 90 Kg, que corresponde a la carga última; y se obtuvo la siguiente deformada que se muestra en la Figura 4.11.

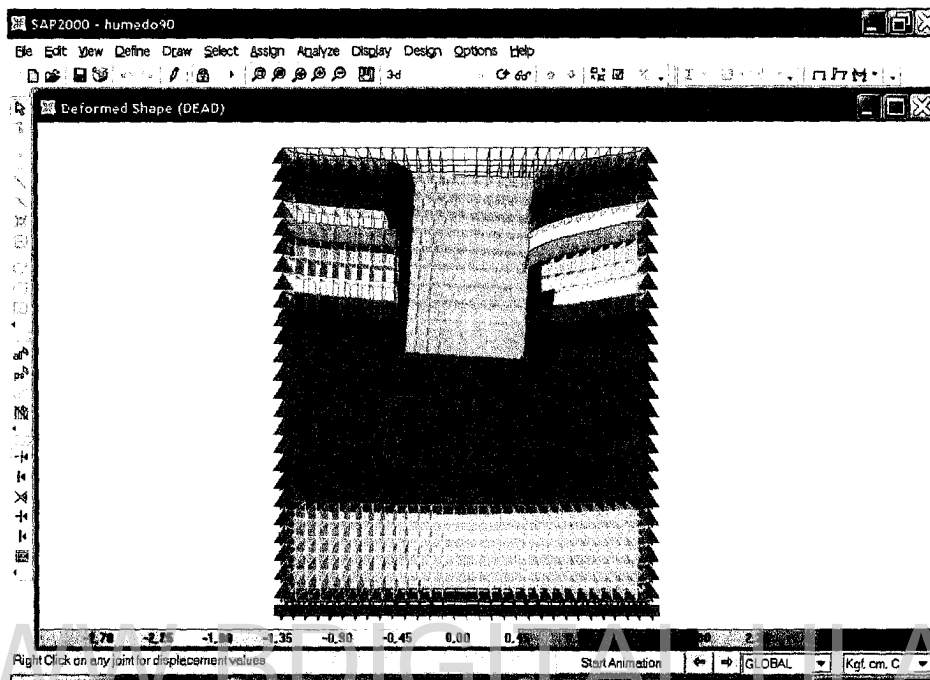


Figura 4.11. Deformada del modelo sobre suelo húmedo
bajo una carga horizontal de 90 Kg

La Figura 4.12, muestra de forma esquemática la deformada del modelo, sometido a una carga horizontal de 90 Kg y demás cargas actuantes, para el modelo ensayado sobre suelo húmedo.

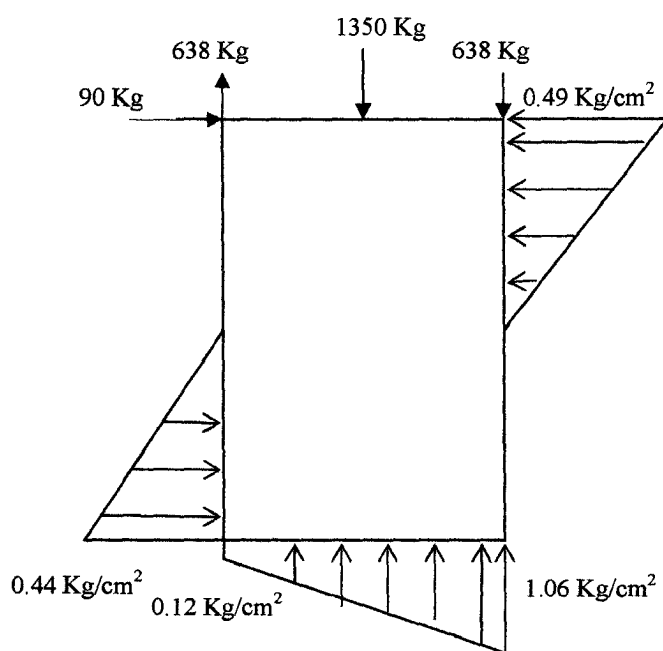
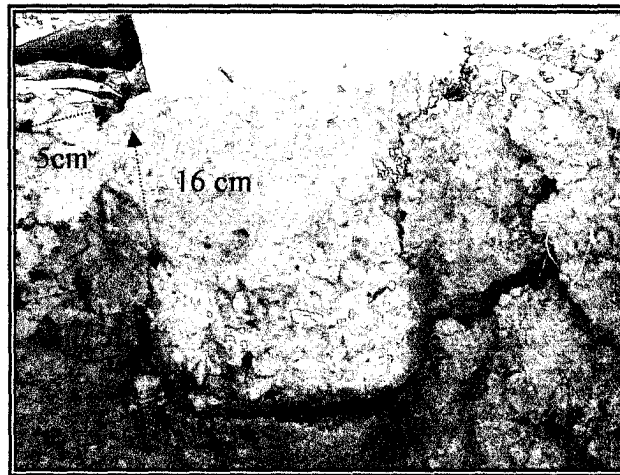


Figura 4.12. Diagrama de esfuerzos bajo una carga horizontal de 90 Kg.

Del gráfico anterior, se puede apreciar que el esfuerzo máximo horizontal es de 0.49 Kg/cm^2 , antes de la cedencia; con un giro del $3/1000$ en el sistema de fundación. Por esta razón se asegura que la carga de 90 Kg corresponde a la carga última del sistema de fundación. El diagrama de esfuerzos evidencia el crecimiento de la grieta lateral derecha, evidentemente la aparición de la grieta esta acompañada de un gran desplazamiento horizontal por compresión que en este caso es aproximadamente el doble que en el suelo seco.

La Fotografía 32., muestra el alcance de las grietas y las zonas que fallan claramente por cedencia dúctil. En el momento de la falla se pudo observar y demarcar un área de compresión francamente dúctil de 5 cm de ancho por 16 cm de espesor. Esta observación permite intuir una pérdida prematura de capacidad de carga; tal vez originada por una falta de confinamiento del material.



Fotografía 32. Grietas y zonas de falla en suelo húmedo por cedencia.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CONCLUSION

Después de realizar el análisis a los resultados del sistema de fundación utilizado en la región y determinar las causas de falla del modelo se tiene que las fallas que comúnmente se presentan en paredes y muros en la ciudad de Coro se deben al efecto de las cargas de viento sobre la superficie de los muros; que hace que sobrepasen el giro máximo soportado por el mismo para las condiciones de humedad en períodos de lluvias; a los cuales están sometidos los suelos arcillosos de la ciudad. A fin de evitar el volcamiento de los mismos se concluye que los muros y paredes de lindero de la ciudad de Coro deben ser diseñados para soportar las cargas de viento y se establecen algunos parámetros que resulta deseable cumplir en el modelo de diseño para escoger el sistema de fundación.

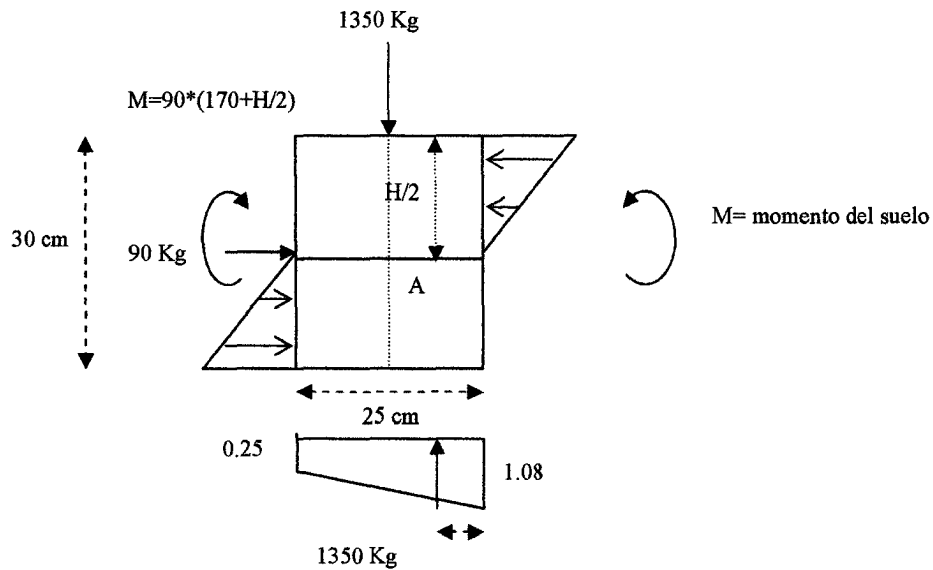
Los parámetros a utilizar en el diseño del sistema de fundación o soporte de los muros deben cumplir con lo siguiente:

1. Para una carga de servicio el giro no debe exceder del $1/1000$; obtenido de los resultados en el ensayo sobre suelo húmedo para diferentes cargas de viento. Con este valor del giro se puede asegurar un comportamiento elástico, con un factor de seguridad de 2.
2. El suelo libre por encima de la viga nunca será menor de 20 cm., ya que se observó una falla prematura dúctil de compresión en los primeros 16 cm., superiores de la viga en suelo húmedo.
3. Siempre se diseñará con parámetros de suelo húmedo, por ser la condición más desfavorable.
4. El esfuerzo horizontal de servicio para el diseño de la fundación en la superficie, no excederá de 0.14 Kg/cm^2 , cuyo valor fue obtenido de los resultados de esfuerzo de trabajo en el modelo estudiado en condición húmeda y bajo carga de servicio; condición en la cual se asegura la deformación y el factor de seguridad que se mencionaron en el punto 1.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

5. Para un esfuerzo vertical mínimo de 0.35 Kg/cm^2 en una profundidad de 30 cm., no se detectó deformación expansiva de la arcilla. Por lo tanto, no se permitirán esfuerzos verticales inferiores a este valor durante cargas de trabajo, por desconocerse el comportamiento de la arcilla en este rango. Es decir, el sistema de fundación debe mantener relativamente comprimida la arcilla (sistema pesado de fundación), alejando la posibilidad de existencia de bajos esfuerzos de trabajo, que puedan ser contrarrestados por una supuesta presión de expansión de las arcillas; que podría ocurrir con presiones menores a 0.35 Kg/cm^2 , y que pueden originar un efecto de volcamiento o una deformación imprevista.
6. El módulo de elasticidad a utilizar en el diseño de muros bajo el modelo propuesto corresponde al módulo de elasticidad determinado en los análisis de suelos. Tanto para suelo seco como húmedo, de 360 Kg/cm^2 y 125 Kg/cm^2 , respectivamente.
7. La pérdida de capacidad de carga horizontal que se observa en el terreno, se puede representar mediante una modificación en forma lineal del módulo de elasticidad del terreno de soporte; en el caso estudiado el suelo fue representado en un programa de cálculo elástico, por capas de diferente módulo de elasticidad que se muestran en la Figura 5.1, como franjas de diferentes colores en el modelo; considerando el rango elástico para el cálculo de la fundación. El ancho total de la banda con módulo de elasticidad modificado, coincide con el espesor del terreno que se midió en sitio, donde se producen grandes deformaciones por compresión antes de solicitar la falla por esfuerzo de corte.
8. Para calcular la altura del sistema de fundación se propone realizar el siguiente análisis:



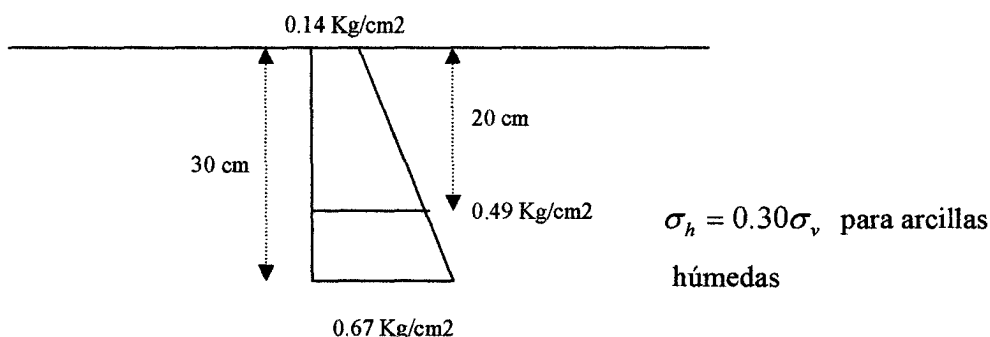
WWW.BDIGITAL.ULA.VE

$$\sum M_A = 0$$

$$-1350 * 4.16 - M_s + 90 * (170 + H/2) = 0$$

$$M = 90 * (170 + H/2) - 5616$$

Diagrama de esfuerzo máximo admisible horizontal permitido, en los primeros 30 cm de suelo húmedo.



$$\sum \sigma_x = 0$$

$$0.49 = \frac{90}{100 * H} + \frac{(90 * (170 + H / 2) - 5616) * H / 2}{100 * \frac{H^3}{12}}$$

$$0.49 = \frac{0.9}{H} + \frac{90(170 + H / 2) - 5616}{16.66 H^2}$$

$$H = 38 \text{ cm para } \sigma_H = 0.49 \text{ Kg/cm}^2$$

Se recomienda como solución una viga de riostra enterrada en el suelo, de altura mínima $H = 40 \text{ cm.}$; y de ancho $B = 25 \text{ cm}$ a fin de garantizar el recubrimiento mínimo del acero, según lo establecido en la Norma para diseño y cálculo de fundaciones.

9. El modelo propuesto se muestra en la Figura 5.1.

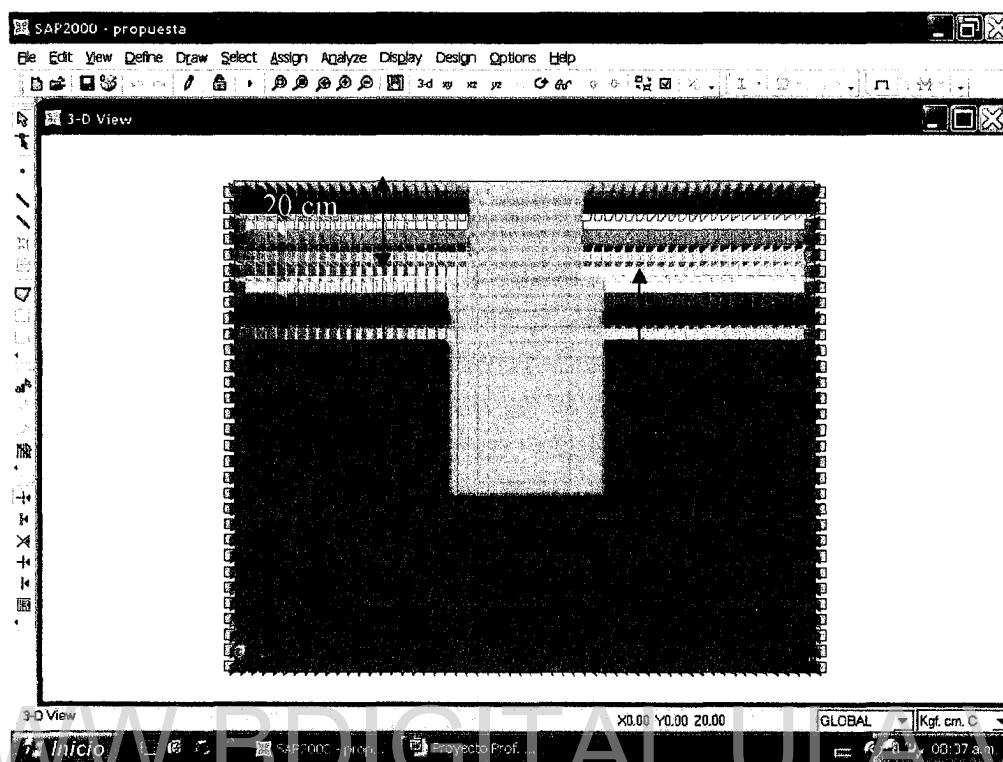


Figura 5.1. Modelo de fundación propuesto

10. Del ensayo del modelo a escala del sistema de fundación propuesto, ensayado para diferentes cargas horizontales; se registraron los resultados siguientes:

Carga Horizontal (Kg)	Giro (rad)
0	0
100	5.92 E-04
165	9.77 E-04
190	1.15 E-03
270	4.28 E-03
300	4.39 E-03

Tabla 5.1. Resultados de giro bajo carga horizontal

11. De la gráfica de giro vs carga horizontal, se puede concluir que el sistema de fundación propuesto para suelo húmedo soporta una carga última de 180 Kg

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

con una deformación menor de $1/1000$ para las alturas de muro utilizadas, lo que arroja un factor de seguridad de 2 contra la carga de servicio.

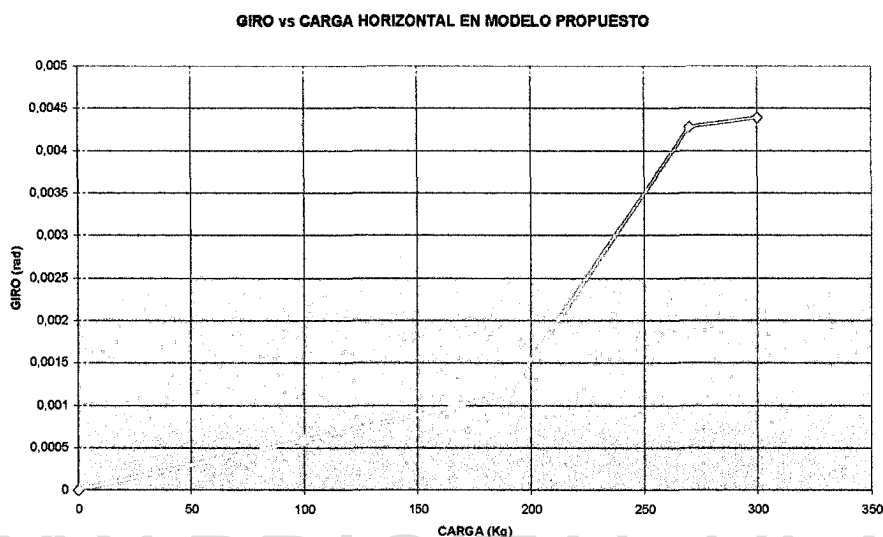


Figura 5.2. Gráfica de giro en relación a la carga horizontal aplicada en suelo húmedo

12. Los resultados de la deformada obtenidos por el programa utilizado coinciden con los resultados obtenidos en los ensayo de campo, por lo que se puede considerar válido el modelo de fundación propuesto.
13. Este sistema de fundación representa un conjunto de pequeñas modificaciones al sistema original, que genera un bajo costo adicional y a la vez asegura la vida útil del muro de mampostería.
14. En la Figura 5.3, se presenta la deformada a la que está sometido el sistema de fundación bajo las cargas de trabajo; apoyado sobre suelo húmedo. En él se verifica que el giro o rotación es menor al $1/1000$.

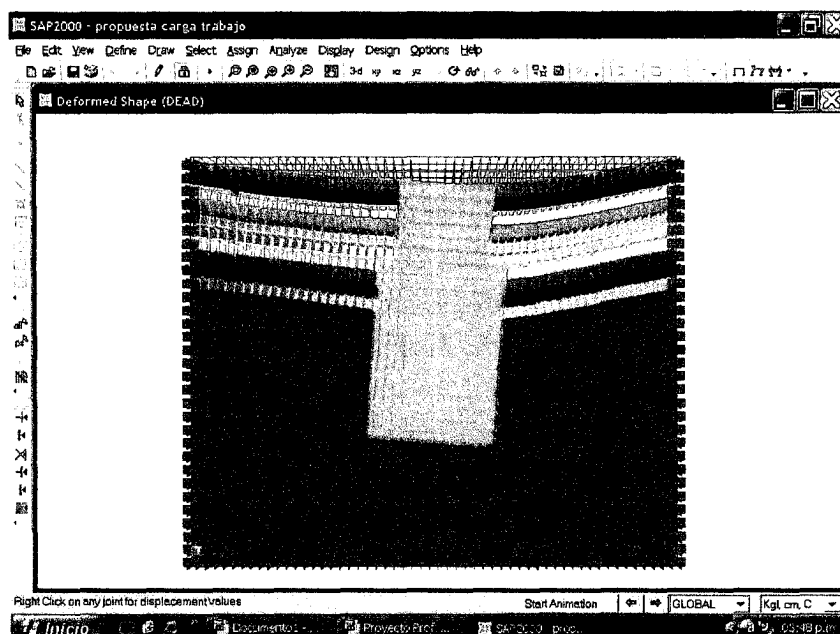


Figura 5.3. Deformada del modelo de fundación propuesto bajo carga de trabajo.

15. La Figura 5.4, muestra de forma esquemática el diagrama de esfuerzos, producido por el sistema de cargas de trabajo.

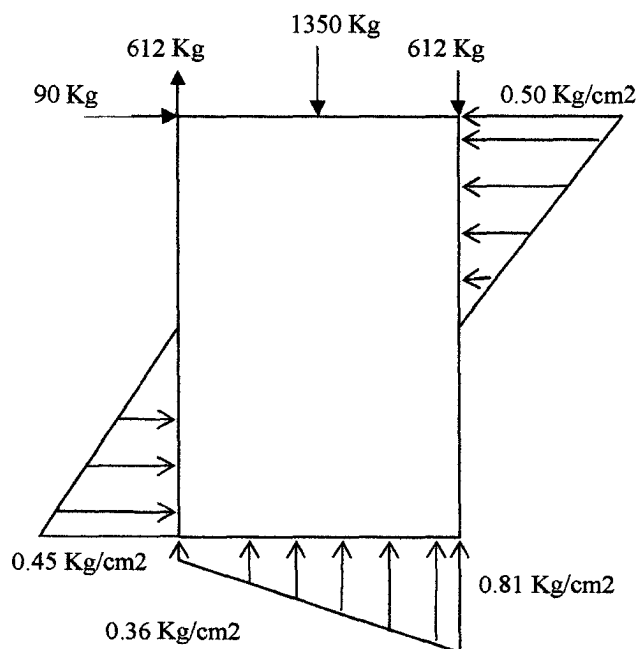


Figura 5.4. Diagrama de esfuerzos del modelo propuesto bajo cargas de trabajo

Se puede apreciar que el esfuerzo máximo horizontal es de 0.50 Kg/cm^2 , es decir, esta por debajo del esfuerzo admisible, reflejado en el diagrama de esfuerzos máximo admisible horizontal para carga de trabajo. En la base de la fundación aparece un diagrama de esfuerzos trapezoidal, como usualmente se considera; con un esfuerzo máximo de 0.36 Kg/cm^2 que es mayor que el mínimo recomendado.

16. En la Figura 5.5., se muestra la deformada del modelo propuesto bajo la carga de servicio mayorada, con un factor de mayoración de 2.

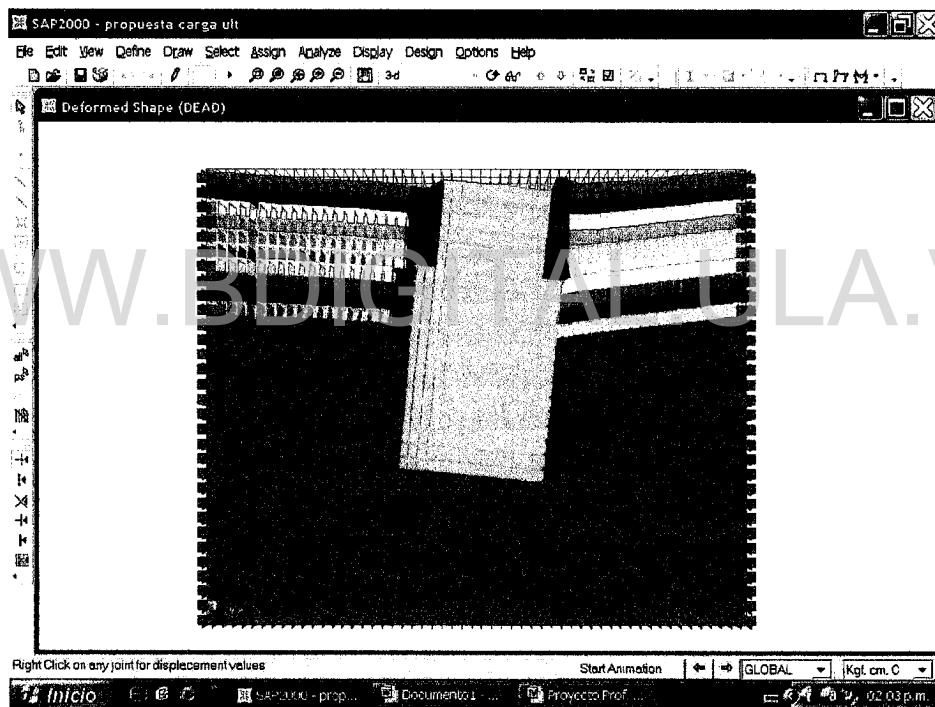


Figura 5.5. Deformada del modelo propuesto bajo la carga de servicio mayorada

17. La Figura 5.6., muestra el diagrama de esfuerzo producido para una carga de servicio mayorada, que corresponde a la carga última de servicio obtenida en el ensayo realizado con el modelo propuesto.

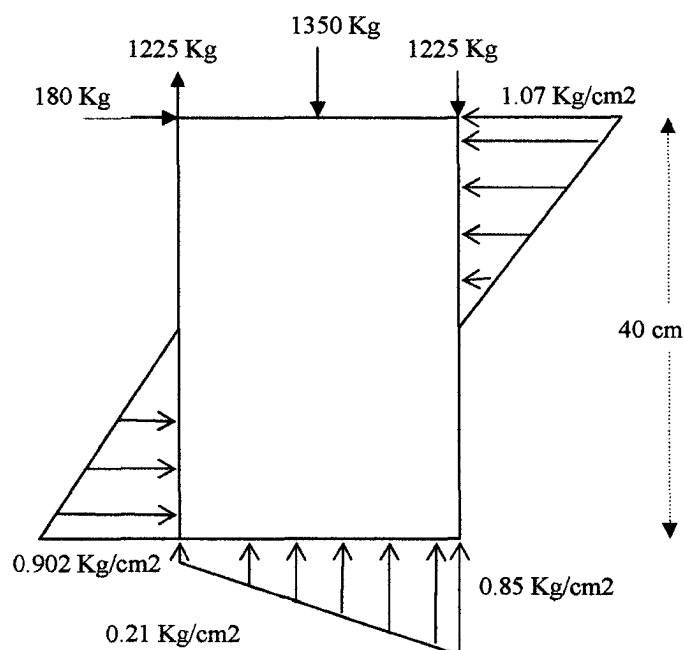


Figura 5.6. Diagrama de esfuerzos para una carga horizontal de 180 Kg

Se observa que para la carga última, el esfuerzo horizontal permanece por debajo del valor recomendado. El diagrama de esfuerzo vertical permanece de forma trapezoidal. El giro calculado alcanza el máximo recomendado para el inicio de la rotura de 1/1000.

18. Del modelo propuesto, también se puede concluir un aumento en la rama del comportamiento plástico de la estructura. La relación entre carga última y carga de cedencia aumenta de 1.3 en la viga original a 1.42 en la fundación propuesta

RECOMENDACIONES

Realizar ensayos *in situ*, para determinar el esfuerzo comprendido entre 0 y 0.35 Kg/cm², puesto que para este trabajo se midieron deformaciones, con esfuerzos sobre el suelo, desde 0.35 Kg/cm² en adelante; es posible que para esfuerzos menores las arcillas de la ciudad de Coro pueden mostrar mayores deformaciones debidas al comportamiento expansivo del suelo.

Verificar la conveniencia de rellenar y frisar la hilera inicial de bloques de la pared que esta expuesta a las acciones de la humedad del suelo.

Revisar la necesidad de refuerzo adicional en las dos primeras hileras de bloques de la pared, con la finalidad de dar seguridad adicional a la carga última de trabajo. Y con la finalidad de hacer trabajar el sistema de fundación en forma continua.

BIBLIOGRAFIA

- Bowles J.E. "*Foundation analysis and design*". Editorial MacGraw-Hill. 1988.
- Das Braja M. "*Fundamentos de Ingeniería geotécnica*". Editorial Thomson Learning. 1999.
- Das Braja M. "*Advanced soil mechanics*". Editorial McGraw-Hill. 1983.
- Delgado Manuel. "*Ingeniería de fundaciones. Fundamentos e introducción al análisis geotécnico*". Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 1996.
- Fletcher Gordon y Smoots Vernon. "*Estudio de suelos y cimentaciones en la industria de la construcción*". Editorial Limusa. 1978.
- Harr M. "*Foundation of theoretical soil mechanics*". Editorial. McGraw-Hill. 1996.
- Jimenez S. et al. "*Geotecnia y cimientos*". Tomo II y III. Editorial Rueda. 1976.
- Johnson S. y Kavanagh T. "*The design of foundations for buildings*". Editorial McGraw-Hills. 1968.
- Krynine D. y Judo W. "*Principles of engineering geology and geotechnics*". MacGraw-Hill. 1957.
- Lambe William y Whitman Robert. "*Mecánica de suelos*". Editorial Limusa. 1984.
- McCarthy D. "*Essentials of soil mechanics and foundations*". Editorial Prentice Hall. 1993.
- Ordemir Ismet. "*Ingeniería de fundaciones avanzada*". Universidad de Colombia. 1996.
- Paulay T. y Priestley M. "*Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*". Editorial Jhon Wiley and Sons, Inc. (1999).
- Popov Egor y Nagarajan S. "*Mecánica de los materiales*". Editorial Limusa. 1982.
- Sowers, Sowers. "*Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*". Editorial Limusa. 1972.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

Bibliografía

Terzaghi Karl y Peck Ralph. *“Mecánica de suelos en la Ingeniería práctica”*. Editorial El Ateneo. 1982.

Timoshenko S. y Goodier J. *“Theory of elasticity”*. Editorial McGraw-Hill. 1951.

Zeevaert Leonardo. *“Interacción suelo-estructura de cimentación”*. Editorial Limusa. 1980.

Zienkiewicz O. *“El método de los elementos finitos”*. Editorial Reverte. 1982.

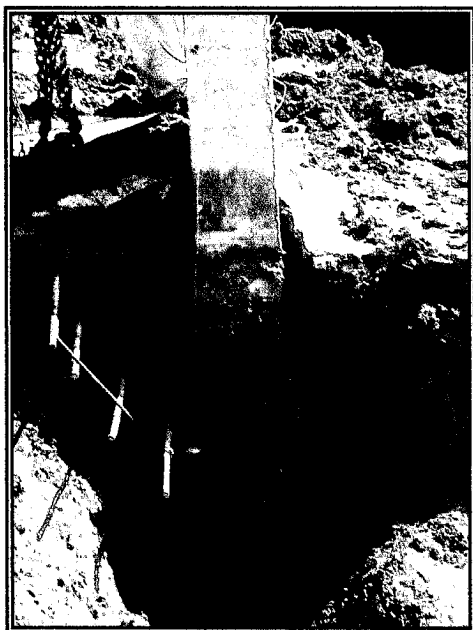
Grupo Zecata. *“Caracterización de los parámetros dinámicos de las arcillas blandas de Bogotá sobre el corredor vial de la nueva avenida Boyacá”*.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

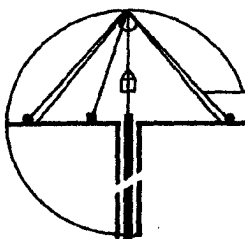


Fotografía 33. Ensayo del modelo propuesto

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



Fotografía 34 y 35. Falla del modelo propuesto para cargas superiores a 190 Kg.



INFUSUELOS

Ingeniería de Fundaciones y Suelos, C.A.

Estudios de Suelos - Pilotes - Ingeniería en General

Ensayo de Campo S.P.T.(N_{SPT})	=	47 ~ 70 golpes/pies
Pt1 (carga a compresión aplicada p /apoyo)	=	150,00 - 300,00 Ton
Peso propio Losa analizada (5,50 x5,50 mts)	=	68.000,00 Kgs
Pt (carg. de serv. mas peso losa)	=	218.000,00 - 368.000,00 Kgs
R.S. (Resistencia del suelo)	=	2,50 - 3,20 Kgs/cm ²
P.U. (Peso unitario seco)	=	1.850 - 1.914 Ton/mts ³
%H (Porcentaje de humedad)	=	4,00 - 6,00 %
Φ (Angulo de fricción)	=	9° - 21° grados
σ_v (Esfuerzo o presión de contacto)	=	0,75 - 1,20 Kgs/cm ²
C (Cohesión)	=	9,70 - 22,40 Ton/m ²
I.P. (Indice plástico)	=	8,00 - 23,50
Pexp (Presión de expansión)	=	3,50 - 6,90 Kgs/cm ²
K (Modulo de reacción del suelo)	=	5,10 - 6,00 Kgs/cm ³
E = Modulo de elasticidad del suelo	=	370 Kg/cms ²
F'c (Resistencia del concreto)	=	250 Ton/mts ²
Fy (Resistencia del acero)	=	4.200 Kgs/cm ²