

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
ESCUELA DE POSTGRADO



PROGRAMA DE DOCTORADO
MENCIÓN
GESTIÓN AMBIENTAL Y RECURSOS NATURALES

TESIS

**Evaluación de la capacidad portante de los suelos de fundación
de la Ciudad universitaria – Universidad Nacional de Cajamarca-
2014**

**Para optar por el Grado Académico de
DOCTOR EN CIENCIAS**

Presentado por

Doctorando : WILFREDO RENÁN FERNÁNDEZ MUÑOZ
Asesor : Dr. VALENTIN PAREDES OLIVA

Cajamarca– Perú
2015

DEDICATORIA

A mis queridos padres Genaro y Clarita, quienes me enseñaron desde pequeño a luchar para alcanzar mis metas. Mi triunfo es el de ustedes, ¡Los amo!

A mi querida esposa Judith por ser una persona excepcional quien me ha brindado su apoyo incondicional y ha hecho suyos mis preocupaciones y problemas, gracias por tu amor, paciencia y comprensión, a mis hijos Hernán, Renán, Larissa y Roybert para quienes ningún sacrificio es suficiente, quienes son la luz que ha iluminado mi vida y hace mi camino más claro.

A mis hijas Monica, Maria y Katherine por su amor incondicional, su comprensión y gran apoyo a mis adorables nietos Andreita, Hernancito, Marianita, Sebastián y Renancito.

Wilfredo

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios todo Poderoso quien me dio la fortaleza espiritual y física necesaria para cumplir mi objetivo.

Para mi asesor Doctor Valentín Paredes Oliva quien me permitió estar en esta Tesis de investigación, por su apoyo incondicional y por depositar su confianza en mí. Admiro su calidad humana.

A la Universidad Nacional de Cajamarca – Escuela de Postgrado que asumió el reto de mi formación, y con ella a todos y cada uno de mis maestros, en especial a aquellos que por sus cualidades integrales me ayudaron a culminar esta fascinante profesión.

Finalmente a mis padres y a todos ustedes MIL GRACIAS de todo corazón, que Dios los bendiga porque han sido una bendición en mi vida.

Wilfredo

EPÍGRAFE

Cumpliendo con las disposiciones del Reglamento de Grados de Universidad Nacional de Cajamarca, presento a vuestra disposición la Tesis Titulada **“EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN DE LA CIUDAD UNIVERSITARIA – UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA- 2014”** con el objetivo de obtener el Grado de Doctor.

Considero que la presente Tesis está sujeta a cualquier corrección que ustedes crean pertinente y espero que la misma contribuya de manera muy positiva a incrementar los conocimientos sobre la materia.

Por lo expuesto señores miembros del Jurado, no me queda más que acogerme al resultado de vuestro dictamen y agradecer por brindarme su valioso tiempo.

Wilfredo

COPYRIGHT © 2015 by
WILFREDO RENÁN FERNÁNDEZ MUÑOZ
Todos los derechos reservados

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
EPÍGRAFE.....	iv
ÍNDICE.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE ABREVIATURAS.....	xiii
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT.....	xvi
CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Planteamiento del Problema.....	3
1.2 Justificación.....	4
1.3 Delimitación de la investigación.....	6
1.4 Limitaciones.....	6
1.5 Objetivos.....	7
CAPÍTULO II.....	8
MARCO TEÓRICO.....	8
2.1 Antecedentes de la investigación.....	8
2.2 Marco Epistemológico.....	10
2.3 Marco Doctrinal.....	14
2.4 Marco Conceptual.....	73
2.5 Definición de términos Básicos.....	74
CAPÍTULO III.....	76
PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS.....	76

3.1	Hipótesis.....	76
3.2	Variables	76
3.3	Operacionalización de variables	76
	CAPÍTULO IV	78
	MARCO METODOLÓGICO	78
4.1.	Ubicación Geográfica.....	78
4.2.	Diseño de la investigación	78
4.3.	Métodos de la investigación.....	80
4.4.	Población, muestra, unidad de análisis y unidad de observación	80
4.5.	Técnicas para el procesamiento de la información	81
4.6.	Técnicas de recopilación la información.....	81
4.7.	Equipo, materiales.....	81
4.8.	Matriz de Consistencia.....	84
	CAPÍTULO V	85
	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	85
5.1	Presentación de resultados	85
5.2	Ensayos de Laboratorio.....	86
5.3	Análisis, interpretación y discusión de resultados	119
	CAPÍTULO VI.....	128
	PROPUESTA DE CIMENTACIÓN	128
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	133
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134
	ANEXO I.....	140
	PANEL FOTOGRÁFICO	140
	ANEXO II	150

TABLAS.....	150
ANEXO III.....	152
CARGA ADMISIBLE	152
ANEXO IV.....	169
ESTUDIO DE MECÁNICAS SUELOS, FÍSICOS Y QUÍMICOS	169

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros del Sub Suelo.....	25
Tabla 2: Compacidad relativa de la arena	27
Tabla 3: Resistencia de los suelos cohesivos.....	27
Tabla 4: Resumen de los factores de corrección publicados	30
Tabla 5: Valores de ϕ' para suelos granulares.....	35
Tabla 6: Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi	50
Tabla 7: Factores modificados de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi.....	52
Tabla 8: Factores de Capacidad de Carga de Meyerhof $N_q = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4\phi)$	55
Tabla 9: Criterios para la elección de ecuaciones.....	64
Tabla 10: Factor de corrección del índice “N” del SPT por el efecto de la sobrecarga efectiva de las tierras	69
Tabla 11: Operacionalización de Variables.....	77
Tabla 12: Método de investigación	80
Tabla 13: Ubicación de puntos en coordenadas UTM.	80
Tabla 14: Ubicación de puntos en coordenadas UTM. Corte Directo y SPT.....	86
Tabla 15: Clasificación de suelos	87
Tabla 16: Resumen de asentamientos de SPT.....	98
Tabla 17: Resumen del Ensayo SPT 1.	101
Tabla 18: Resumen del Ensayo SPT 2.	103
Tabla 19: Resumen del Ensayo SPT 3.	105
Tabla 20: Resumen del Ensayo SPT 4.	107
Tabla 21: Resumen del Ensayo SPT 5.	109
Tabla 22: Resumen del Ensayo SPT 6.	111
Tabla 23: Resumen del Ensayo SPT 7.	113
Tabla 24: Resumen del Ensayo SPT 8.	115
Tabla 25: Capacidad Portante de los Ensayos SPT	117
Tabla 26: Coeficiente de Balasto (K) y Módulo de Elasticidad (E).....	118
Tabla 27: Capacidad Portante de Corte Directo	118
Tabla 28: Capacidad Portante mediante el ensayo SPT	119

Tabla 29: Comparación de la capacidad Portante de los Ensayos Especiales.....	126
Tabla 30: Pabellones de la Universidad Nacional de Cajamarca	151

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Cuchara partida	21
Figura 2. Ensayo de SPT insitu	23
Figura 3: Ubicación de puntos del SPT	23
Figura 4: Sacamuestra partido ASTM D1586-84.....	24
Figura 5: Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad (Thornburn 1963).....	31
Figura 6: Estimación del valor de φ a partir del valor N en arenas (De Mello 1971)	32
Figura 7: Detalles del Ensayo Corte Directo	33
Figura 8: Tipo de Cimentación en planta	40
Figura 9: Tipo de Cimentación – elevación	40
Figura 10: Falla de corte general de un suelo	42
Figura 11: Falla de corte local del suelo.....	43
Figura 12: Falla al corte por punzonamiento de un suelo.....	44
Figura 13: Falla por capacidad de carga en el suelo bajo una fundación corrida, rígida y rugosa (Método de Terzaghi)	47
Figura 14:Método de MeyerhofDass.....	53
Figura 15:Ecuación de Hansen	57
Figura 16: Relación entre la presión y deformación del suelo	65
Figura 17: Asentamientos SPT 1	89
Figura 18: Asentamientos SPT 2.....	90
Figura 19: Asentamientos SPT 3.....	91
Figura 20: Asentamientos SPT 4.....	92
Figura 21: Asentamientos SPT 5.....	93
Figura 22: Asentamientos SPT 6.....	94
Figura 23: Asentamientos SPT 7	95
Figura 24: Asentamientos SPT 8.....	96
Figura 25: Gráfica de Probabilidad de Corte Directo.....	126
Figura 26: Gráfica de Probabilidad de SPT.....	127
Figura 27: Existencia de materia orgánica en pavimentos	141
Figura 28: Servicios Higiénicos del edificio 1C.....	141

Figura 29: Parte exterior del Laboratorio de materiales de la Facultad de Ingeniería.....	141
Figura 30: Rajadura en paredes del Edificio 1F	142
Figura 31: Talud del canal con presencia de materia orgánica.....	142
Figura 32: Deterioro de muros en el centro Federado de Sociología	143
Figura 33: Veredas de Plataforma del Coliseo	143
Figura 34: Deterioro de escalera del edificio de Medicina.....	144
Figura 35: Cunetas en la UNC.....	144
Figura 36: Edificio del costado del coliseo	145
Figura 37: Ruptura de paredes en Pabellón 2A	145
Figura 38: Pabellón 1F se encuentra en mal estado debido a los asentamientos que ha sufrido la edificación,	146
Figura 39: Patología presente en el pabellón 1F,.....	146
Figura 40: Rajadura vertical y horizontal del edificio 1S,.....	147
Figura 41: Rajadura vertical en el edificio 1S,	147
Figura 42: Muestra el mal estado de las paredes del local 5D,	148
Figura 43: Mal estado de las paredes del local 5D,	148
Figura 44: Inadecuado mantenimiento de los servicios higiénicos del pabellón 1E,	149
Figura 45: Muestra las Patologías en el techo aligerado del edificio 1E (física)	149

LISTA DE ABREVIATURAS

A= Ancho de la zapata.

A_0 = Área de la sección crítica para cortante

$A_{req.}$ = Área requerida de la zapata

A_s = Área de acero.

a,b= Largo y ancho de la columna respectivamente

B = Largo de la zapata.

b_0 = Perímetro de la sección crítica para cortante.

β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

c = Cohesión.

c_b = Espaciamiento de las barras entre ejes.

D = Canto útil de la sección de la viga.

Df = Profundidad de fundación.

DR = Densidad relativa.

d = Canto útil de la zapata.

d_b = Diámetro nominal de la barra de acero.

fa = Factor de transferencia de esfuerzos.

f_{au} = Factor admisible de transferencia de esfuerzos.

$f'c$ = Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero.

h = Altura de la zapata.

k_i = Constante del resorte en el nodo i .

K_s = Coeficiente de balasto.

l_d = Longitud de adherencia.

M_i = Momentos máximos y mínimos.

M_x, M_y = Momento último en la dirección “x” e “y” respectivamente.

P = Carga de servicio.

P_u = Carga mayor la que debe ser resistida por la zapata.

q_a = Capacidad admisible de apoyo del suelo.

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo

R = Resultante de cargas.

r = Recubrimiento.

S = Asentamiento total de la fundación.

S_i = Asentamiento inmediato.

S_c = Asentamiento por consolidación.

S_s = Asentamiento por consolidación secundaria.

V_x, V_y = Esfuerzo cortante en la dirección “x” e “y” respectivamente.

v_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

RESUMEN

Esta investigación se realizó en la Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca, Región Cajamarca. Limita al norte la Provincia de Hualgayoc, por el sur con la Libertad, por el este con Celendín y San Marcos y por el oeste con San Miguel y Contumaza, el problema principal fue: ¿Cuál es la diferencia en la precisión de medición de la capacidad portante de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria entre el método Ensayo de Penetración Estándar y el método de Ensayo de Corte Directo? El objetivo principal fue determinar la precisión de medida de la capacidad portante de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria utilizando dos métodos, el método de ensayo de Corte Directo y el método de ensayo SPT – Universidad Nacional de Cajamarca 2014. La hipótesis fue evaluar la diferencia en la precisión de medición de la capacidad portante de los suelos de fundación de ciudad Universitaria UNC mediante el ensayo especial de SPT varía en un 30% que el ensayo especial de Corte Directo. Ocho ensayos de Corte Directo y ocho ensayos de SPT se realizaron para determinar las características físicas y mecánicas de los suelos de fundación para el propósito de cimentación, las muestras se obtuvieron por exploraciones geotécnicas, lo cual permitió calcular la resistencia de los suelos a diferentes profundidades. Para realizar la contrastación de la hipótesis entre los dos métodos, el método de Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y el método de Corte Directo, encontrándose una variación de 0.20, lo que representa el 2.03 %. Se concluye que la Capacidad Portante con fines de cimentación mediante el ensayo de penetración estándar (SPT) y Corte Directo en la Ciudad Universitaria de la UNC a una profundidad de 3 m son de $0,67 \text{ kg/cm}^2$ – $1,58 \text{ Kg/cm}^2$ y $1,11 \text{ kg/cm}^2$ – $1,41 \text{ kg/cm}^2$ respectivamente. Los suelos de fundación a 3 metros de profundidad presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas magras de clasificación CL y arenas arcillosas de clasificación SC.

Palabras Claves: Capacidad portante, suelos de fundación, Corte Directo y Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

ABSTRACT

This research was conducted within the campus of the National University of Cajamarca. Cajamarca region has borders with Hualgayoc Province on the north, to the south with the Libertad region, to the East with Celendin and San Marcos, and to the west with San Miguel and Contumazá. The main research problem was as follows: What is the difference in precision of the bearing capacity of soils within the campus of the National University of Cajamarca between the Standard Penetration Test and the Direct Cut Test methods?. The general aim was to determine the bearing capacity of such soils of cementation purposes. The tested hypothesis was that the difference of bearing capacity of the soils within the campus of the University City between the Standard Penetration Tests (SPT) and the Direct Cut Special Test varies in 30%. Eight tests of Direct Cut Special Tests and eight tests of the Standard Penetration Tests (SPT) were made in order to determine the physical and mechanical characteristics of soil foundation for cementation purpose. Samples were obtained by geotechnical exploration, which allowed us to calculate the resistance of the soil at different depths. By contrasting that the two methods, that is the Standard Penetration Test (SPT) and the Direct Special Cut Test, it was found significant variation of 0,20 which represents approximately 2.03%. It is concluded that the bearing capacity of foundation purposes by Standard Penetration Test (SPT) and Direct Cut Special in University City of the UNC at a depth of 3m are of 0.67 kg/cm^2 - 1.58 kg/cm^2 and 1.11 kg/cm^2 - 1.41 kg/cm^2 respectively. The soils for foundation purpose at a depth of 3 m contain inorganic clay with plasticity that varies from medium to low. It also contains sandy clays, black clays of CL classification and sandy clays classified as SC.

Key Words: Bearing Capacity, foundation soils, Direct Cut Special Test and Standard Penetration Tests.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN.

Los primeros trabajos sobre evaluación cuantitativa de los suelos, son encontrados a partir del siglo XVII cuyos trabajos se remontan a los estudios de Vauban (1687), Coulomb (1773), Rankine (1856) y otros, que admiten los suelos como “masas ideales de fragmentos”, atribuidos propiedades de materiales homogéneos y estudiándolos de un punto de vista matemático y físico; fueron desarrollando teorías clásicas sobre el equilibrio de los macizos rocosos, matemáticamente corresponde a un ajustamiento de sus conclusiones a las realidades físicas estas teorías, a pesar de sus limitaciones tan conocidas actualmente, desempeñan importante papel en el desarrollo de los estudios de los macizos de tierra.

Ese modo de visionar los problemas relativos a los suelos constituye, el periodo clásico, o como denomina el profesor Milton Vargas la Ingeniería Matemática del Siglo XIX, que, fue por una falsa concepción de que sea un problema de ingeniería, como se puede apreciar en los serios accidentes ocurridos en el Ingeniería del siglo XX, así es el llamado periodo actual que se caracteriza esencialmente por un periodo basado por experiencias y la observación interpretados de los fenómenos, como los efectos en la naturaleza.

Una serie de numerosos accidentes ocurridos en obras de Ingeniería a fin del siglo XIX y principios del siglo XX se vio mostrada por una inadecuada percepción de los principios hasta entonces conocidos y por otro lado la insuficiencia de los conocimientos de ese entonces (Caputo, 1983)

Entre los grandes accidentes ocurridos en casi todos los países a nivel mundial como ejemplos históricos son los de Panamá, Estados Unidos, Suecia y Alemania. En Panamá en la construcción de su canal hubo muchos deslizamientos de tierra, destacándose los celebres deslizamientos de Cucaracha y culebra y en Estados Unidos, la rupturas de muros de tierra y en los sucesivos asentamientos de grandes edificios preocupando a la América Society of Civil Engineers que lo resolvió en 1913. Una de las conclusiones finales de estos trabajos se refería a las necesidades de estudiar las propiedades de los suelos, estableciendo aun su clasificación y dando énfasis a la importancia de las partículas coloidales de los suelos. Igualmente en Suecia de una sede de deslizamiento en taludes de carreteras, fue dominada en 1913 la famosa comisión Geotécnica Sueca precedida por el profesor

Fellenius, en 1916 ocurría el tal citado deslizamiento de Goteborg, donde un muro de contención se deslizó 5m para el lado del mar. Dentro de las conclusiones constantes de la investigación publicada en 1922 se destaca el valioso método sueco para verificación de estabilidad de taludes, hoy tan difundido. También Alemania debido a los accidentes con muros de contención y deslizamiento de tierras, particular de la construcción del canal de Kiel y asentamientos en grandes edificaciones. (Caputo, 1983)

Es por este motivo que a nivel mundial se ha desarrollado estudios específicos sobre geotecnia y en Mecánica de Suelos especialmente en edificaciones, presas, centrales hidroeléctricas, muros de contención, puentes y otros.

En nuestro País el Estado ha asumido un reto de concientizar a todos los contratistas y consultores para que los proyectos de construcción ejecuten ensayos de mecánica de suelos es decir, ensayos físicos mecánicos en Laboratorio como son: Granulometrías, Límites de Atterberg, peso específico, contenido de humedad y ensayos especiales como: SPT, DPL, Corte Directo, Ensayo Triaxial No drenado No Consolidado UU y otros.

En la Ciudad de Cajamarca no se han realizado estos ensayos especiales para grandes obras, especialmente en la Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca donde se evidencia que el 95% de sus estructuras presentan fallas estructurales, por lo que la presente tesis de investigación abarca este tipo de Ensayos realizando una comparación para poder determinar la capacidad portante del terreno para evitar posibles colapsos de las estructuras en la Ciudad Universitaria.

1.1 Planteamiento del Problema

1.1.1. Contextualización del problema

En la ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca aproximadamente hace 52 años se ha diseñado estructuras, edificaciones y otros empíricamente sin ejecutar ensayos especiales de laboratorio para poder determinar con aproximación la capacidad portante del terreno.

Se ha investigado la resistencia mecánica del suelo mediante los ensayos especiales de Corte Directo y Penetración Dinámica (SPT) a diferentes profundidades, para cimentaciones superficiales y profundas por diferentes autores como: Terzaghi y Peck, Meyerhof, Terzaghi, Parry y Bowles, realizando comparaciones para obtener la capacidad portante del terreno en las diferentes zonificaciones establecidas en la Ciudad Universitaria que sirva a la Universidad para las futuras construcciones y mejoramiento de ellas.

1.1.2. Descripción del problema

La Universidad Nacional fue creada en el año 1962 y en sus primeras construcciones no fueron debidamente estudiadas las características físicas y mecánicas de los suelos construyéndose dos edificaciones los Pabellones 1A y 2B de las Facultades actuales de Ingeniería y Ciencias Agrícolas y Forestales respectivamente. Desde entonces y hasta la fecha ambas edificaciones han sufrido considerables fallas estructurales reflejadas en asentamientos diferenciales, fisuras de muros y otros.

Se ha realizado una evaluación de todos los pabellones construidos hasta la fecha (Tabla 30- Anexo 1).

Aproximadamente hace tres años se realizaron estudios de suelos con ensayos Especiales a nivel superficial (3,50m) sus más recientes construcciones entre las cuales están los edificios de las Escuelas Académicos profesionales de Derecho y Geología. (Fernández 2010), sin embargo no se han realizado ensayos especiales de penetración estándar (SPT), corte directo y estudios del acuífero libre en los suelos de fundación para determinar la capacidad portante de los

suelos, deficiencias que se considera como colapsos de las estructuras por lo tanto es importante la determinación de las características físicas y mecánicas de los suelos a fin de tener mayor precisión en el futuro diseño de estructuras, pues hasta la actualidad el valor de la capacidad portante de los suelos de la Ciudad Universitaria – UNC, como requisito de toda construcción es un valor empíricamente asumido; es decir, no corresponde a la realidad.

El Ensayo de Corte Directo nos va permitir la determinación relativamente rápida de las propiedades de resistencia consolidada, debido a que las trayectorias del drenaje a través del espécimen son cortas, y en consecuencia permiten que el exceso de la presión de poros sea disipada más rápidamente que con otras pruebas de resistencia drenada. De otro lado el SPT nos va permitir determinar varios parámetros geotécnicos del suelo como el tipo de suelo, perfiles estratigráficos, densidad relativa y comprensibilidad a diferentes profundidades por el número de golpes y lo más importante es la determinación de su capacidad portante. Además, en estas últimas décadas se está estudiando con gran intensidad la dinámica de los suelos en arenas saturadas que producen la licuefacción de suelos, debido a que el Perú, y particularmente Cajamarca, es una zona altamente sísmica; la misma que no se exime de catástrofes como terremotos, por lo tanto los resultados conclusiones y recomendaciones obtenidos en la presente investigación permitirán evitar fallas en las futuras construcciones.

1.1.3. Formulación del problema

¿Cuál es la diferencia en la precisión de medición de la capacidad portante de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria entre el método Ensayo de Penetración Estándar y el método de Ensayo de Corte Directo?

1.2 Justificación

1.2.1. Justificación científica

Contribuir a enriquecer los campos del conocimiento de la ingeniería, Arquitectura, Diseño, Ingeniería Civil y Urbanismo. La Ingeniería no trabaja

con el método científico, la ingeniería usa como método la heurística. Tanto la ciencia como la ingeniería se proponen ser racionales en tanto coherencia lógica; pretenden ser objetivas, en tanto tratan de respetar las distinciones propias de los hechos o fenómenos a los que se abocan; ambas pretenden ser dominios naturalistas, ya que no aceptan .En otros términos, podemos decir que ciencia e ingeniería comparten estos aspectos fundamentales del conocimiento, sin embargo, aún difieren profundamente. (Jiménez Colala, 2010)

En esta investigación se ha estudiado a Terzaghi y Peck, Meyerhof, Terzaghi, Parry, Bowles, Prant. Beard, Hansen y otros que han realizado cientos de ensayos de laboratorio donde se justifican sus ecuaciones y fórmulas que han determinado a nivel internacional avances científicos para diferentes estudios geotécnicos, mecánica de suelos y la ingeniería de cimentaciones aportes que hasta la fecha se continúan investigando para el bien de la ingeniería.

1.2.2. Justificación Técnica- práctica

Es necesario realizar estudios reales y minuciosos de mecánica de suelos de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria – UNC con los ensayos de SPT y Corte Directo para determinar la capacidad Portante del terreno a través del número de golpes, ángulo de fricción interna y cohesión, de las futuras construcciones como: edificaciones, saneamientos y abastecimientos de agua, tanques elevados y otros, lo que dará mayor comodidad, seguridad y minimización de costos de sus usuarios (docentes, administrativos, estudiantes y graduados).

Con los valores obtenidos de los Ensayos SPT y Corte Directo a diferentes profundidades podemos realizar una comparación de datos de resistencia de los suelos que nos permitirá establecer cuál de ellas tiene mejor acercamiento a la realidad; también se determinará una relación entre las características físicas como granulometría, Límite Líquido, Índice Plasticidad, Contenido de Humedad, Peso Específico, Perfiles Estratigráficos.

El Departamento de Cajamarca se encuentra en una zona altamente sísmica (Zona 3) por tal motivo tendremos que determinar los diferentes tipos de suelos especialmente si existen arenas saturadas que podrían ocasionar efectos de licuefacción de arenas y colapsos de las estructuras en un evento sísmico.

1.2.3. Justificación institucional y personal

La importancia de la presente tesis, radica que durante estos últimos años se ha evidenciado que el 95% de las construcciones de la Ciudad Universitaria en la Universidad Nacional de Cajamarca se encuentran deterioradas y con fallas estructurales precisamente por no realizar Ensayos especiales, asumiendo empíricamente valores de capacidad portante de terrenosobrevalorando las diferentes construcciones

En el año 2008 se ejecutaron en nuestra Ciudad Universitaria ensayos especiales de Triaxial No Drenado NO Consolidado UU en la que se determinó la capacidad portante de los suelos de fundación a 3m, desarrollándose una zonificación geotécnica.

Esta investigación nos permite determinar una comparación entre el Ensayo de Penetración Estándar SPT y el Ensayo Especial de Corte Directo para determinar a 10m de profundidad la capacidad portante de los suelos de fundación para las futuras construcciones y así solucionar las patologías de las construcciones.

1.3 Delimitación de la investigación

El estudio se realizó en la Ciudad Universitaria – UNC, donde se ejecutaron 8 Ensayos SPT y 8 Cortes Directos.

La investigación se realizó en el año 2014.

1.4 Limitaciones

No se presentaron limitaciones en el transcurso de la investigación, sin embargo; por falta de presupuesto no se realizaron más de 8 Ensayo de Corte Directo y SPT.

1.5 Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Determinar la precisión de medida de la capacidad portante de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria utilizando dos métodos, el método de ensayo de Corte Directo y el método de ensayo de SPT – Universidad Nacional de Cajamarca 2014.

1.5.2. Objetivos Específicos

Medir la capacidad Portante de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria – UNC mediante el método SPT.

Medir la capacidad Portante de los suelos de fundación mediante el método de Corte Directo.

Determinar las características físicas y mecánicas de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria- UNC.

Zonificar geotécnicamente los suelos de la Ciudad Universitaria- UNC.

Proponer diseño para las cimentaciones.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

En el ámbito internacional por ser el Ensayo SPT uno de los más antiguos se utilizó en los años 1950 en Estados Unidos, México y Europa para la determinación de la resistencia de los suelos, además se usó para la determinación de los acuíferos libres para el abastecimiento de agua potable, así como también para la determinación de este acuífero en regadío. (Fernandez, 2015)

En Madrid – España el Laboratorio de Suelos INGEGAR realizó el estudio de Suelos mediante el Ensayo SPT del Proyecto Urbanización La Madrid Villavicencio- Meta, determinando su capacidad portante en 50 ensayos con un $\sigma_t = 0,89 \text{ kg/cm}^2$. (INGEGAR, 2010).

En México – se realizó el estudio Geológico y Geotécnico de los suelos en San Bernardino Tlaxcalancingo en suelos inestables y rellenos, se realizaron un aproximado de 60 Ensayos de SPT para determinar su capacidad portante de los suelos a diferentes profundidades con un $\sigma_t = 0,72 \text{ kg/cm}^2$ (Villar, 2011).

En Chile la Secretaria de Comunicaciones y Transportes y Subsecretaria De Infraestructura Dirección General de Carreteras realizó el estudio para paso de estructuras de puentes y pontones determinándose la capacidad Portante a diferentes profundidades y parámetros geotécnicos dando como conclusión en suelos arenosos limosos con una capacidad portante promedio $\sigma_t = 0,83 \text{ kg/cm}^2$ (Zaravia, 2011)

En Brasil la Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro en los estados: Brasilia, Curitiba, Ponte Preta, Goias se han realizado desde los años 60 hasta la fecha más de 3000 ensayos SPT para una zonificación geotécnica y determinar su geología, capacidad portante a diferentes profundidades dando como resultado en suelos muy estables resistencia promedio $\sigma_t = 2,20 \text{ kg/cm}^2$. Con este método también se ha podido

identificar acuíferos libres mayores a 30m de profundidad dando como resultado la solución del agua. (PUC – Río 2010)

La Dirección General de Agua y Saneamiento efectuó el Diagnóstico con fines de Rehabilitación de los suelos de cultivo de los Sectores de Quebrada Seca y Bajo Zarumilla”- 5 SPT a 15m de profundidad que ayudaron a determinar los perfiles estratigráficos y el acuífero libre dando como conclusión a 14,20m del acuífero libre. (DGAS 1974)

Estudios de suelos y napa freática 15 ensayos de SPT a 25m que ayudaron a determinar los tipos de suelos y perfiles estratigráficos de la Ciudad de Catacaos, para la determinación del acuífero libre para riego (INDECI 2003).

La Universidad Nacional de Piura y la Universidad Privada de Piura de los años 2000 a la fecha han realizado cerca de 639 ensayos SPT en el Departamento de Piura en suelos arenosos limosos y arenosos arcillosos dando como conclusión una capacidad portante de $\sigma_t = 0,98 \text{ kg/cm}^2$. (Cruz, 2010)

La Universidad Nacional de Ingeniería, SENCICO y la Pontificia Universidad Católica en Perú han realizado en toda la zona sur y centro del Perú más de 1200 ensayos de corte directo y SPT en suelos areno limosos, areno arcillosos, arcillas limosas y arcillas con una capacidad portante promedio $\sigma_t = 1,05 \text{ kg/cm}^2$ (Zarate, 2012).

Se realizó el estudio de Análisis de la Sostenibilidad de los reservorios y sistemas de agua y alcantarillado del distrito de Aguas Verdes usando los Ensayos de Corte Directo, Ensayo Triaxial para la determinación de la Capacidad Portante, con la finalidad de contribuir al conocimiento de la sostenibilidad de los servicios de provisión de agua en el área de estudio, estudiando el estado de la prestación del servicio e identificando los factores que afectan a la calidad de la misma. (Fernández, 2009)

En 2011, dirección de estudios de proyectos hidráulicos multisectoriales (ENTURPERU)". Realizo el estudio a nivel de perfil del mejoramiento del canal de la margen izquierda del Río Tumbes y bocatoma la Peña, realizándose 02 SPT, para la

determinación de perfiles estratigráficos y el nivel freático dando como conclusión capacidades portantes $\sigma_t = 0,88 \text{ kg/cm}^2$ (ENTURPERU, 2011)

Se han realizado 30 ensayos de SPT en las Ciudades de Paita, Piura, Pariñas, Reque y Trujillo para la ejecución del diseño de Sub estaciones Eléctricas en cada zona, determinando Capacidad Portante y parámetros geotécnicos en suelos arenosos, arenosos arcillosos a diferentes profundidades con una capacidad portante $\sigma_t = 1,15 \text{ kg/cm}^2$. (Fernández, 2013)

Por este motivo es de gran importancia realizar ensayos de SPT (Ensayo de Penetración estándar) para determinar a diferentes profundidades máximo 10m la capacidad portante y por ende la determinación de las características físicas químicas y mecánicas de los suelos de fundación que nos permitirán encontrar valores reales para el diseño de cualquier tipo de construcción.

2.2 Marco Epistemológico

“La epistemología, es una rama de la filosofía cuyo objeto de estudio es el conocimiento científico. La epistemología, como teoría del conocimiento, se ocupa de problemas tales como las circunstancias históricas, psicológicas y sociológicas que llevan a su obtención, y los criterios por los cuales se lo justifica o invalida, mientras que la ingeniería civil es la es la rama de la ingeniería que aplica los conocimientos de física, química y geología a la elaboración de infraestructuras, obras hidráulicas y de transporte, ahora después de estas definiciones me pregunto ¿ cuál es la aplicación de la epistemología en la ingeniería civil? en definitiva la respuesta conduce a la aplicación del conocimiento científico a todo acto que engloba la ingeniería en la forma y en el fondo, es aquí donde el empleo de las ciencias exactas como las matemáticas y la biología van orientadas al desarrollo de aplicaciones que permitan la solución óptima de los problemas detectados dentro de un sistema”. (Epistemología en la Ingeniería Civil , 1 Julio 2010)

La importancia de las investigaciones tecnológicas y la contribución de los saberes humanos de la concepción científica para evaluar la resistencia de la capacidad

portante usando dos tipos de ensayos especiales como son de Corte Directo y Ensayo de Penetración Estándar.

Un ingeniero no debe ser ajeno a la realidad, pues en ella se debe fijar, observar, para identificar los problemas que esta presenta, de modo que, desde su especialidad pueda dar solución factible a dicha dificultad.

“El tema de la formación de los ingenieros ocupa uno de los primeros lugares en la agenda pública de la educación superior. En un mundo tecnológicamente avanzado, es preciso contar con modelos de educación en Ingeniería de acuerdo con el estado de conocimiento propio del siglo XXI. Para ello, se hace necesario redefinir contenidos y metodologías en la formación de los ingenieros, pues el paso de la tradición a la innovación no es un simple cambio de soporte sino que consiste, más bien, en verificar y analizar nuevas formas de enseñanza - aprendizaje que proporcionen resultados cognitivos óptimos. Lograr este objetivo requiere una buena formación transdisciplinaria por parte de los docentes, no sólo en matemática o ciencias de la ingeniería, sino también en didáctica y currículo”. (Jiménez Colala, 2010)

“El mundo tecnológicamente avanzado a que nos referimos existe como resultado de la globalización, formada, por una parte, por una red mundial de comunicaciones que ha eliminado las históricas barreras de espacio y tiempo entre los habitantes del planeta y, por otra, por la internacionalización del capital financiero que busca la máxima rentabilidad. Esta realidad sociopolítica implica la internacionalización del conocimiento, lo que nos obliga a contar con diseños curriculares que posean reconocimiento más allá de nuestra realidad local. La formación didáctica y curricular no se da en un entorno local sino que debe considerar las experiencias exitosas de otros lugares del mundo”. (Paredes Fernández, 2010).

Desde esta mirada global, nos es posible reconocer que las discusiones sobre el estatus epistemológico de la Ingeniería en universidades norteamericanas y europeas ha sido un tema de interés para ingenieros, metodólogos, educadores y filósofos en los últimos diez años. Tras esta preocupación, hay intereses ontológicos y metodológicos legítimos, así como intereses utilitarios de corto plazo que se vinculan directamente a los problemas de la educación y al financiamiento de la investigación de la ingeniería

tanto en el ámbito público como en el privado. Uno de los artículos laminados de este programa de investigación ha sido escrito por el ingeniero y profesor emérito de la Universidad de Berlín Doctor Hans Poser, titulado Diferencias estructurales entre ciencia e ingeniería (Poser, 1998)

Realizando una búsqueda sobre las clases de epistemología se puede decir que la ingeniería civil se encuentra desarrollada dentro de la epistemología empirista normativa que adopta la perspectiva del investigador en pos del conocimiento, y se pregunta cómo alguien puede desde su propia perspectiva decir que es lo que se debe y lo que no se debe creer, a partir de la experiencia. (Popper, 1987)

La ingeniería es el arte de dirigir las grandes fuerzas de la naturaleza y usarlas para beneficio del hombre Para esa época la definición era apropiada pues no se había consolidado aún el papel de la ciencia y la tecnología en el quehacer ingenieril. Todavía un siglo después se define como el arte de la aplicación práctica del conocimiento científico y empírico al diseño y producción o realización de varios tipos de proyectos constructivos, máquinas y materiales de uso o valor para el hombre.

De acuerdo con lo anteriormente plasmado se demuestra la afluencia de la ciencia y la tecnología en todos los ámbitos de la ingeniería a través de la historia; estas dos (ciencia y tecnología) y la ingeniería forman un vínculo regido por la sinergia donde sin duda alguna han logrado grandes objetivos que han marcado el desarrollo y el progreso de la sociedad. (Aullón de Haro, 1992)

Si bien es dicho que: La ingeniería está en constante proceso de evolución, el hombre según sus necesidades actúa en busca de las posibles soluciones (investigación) y es allí donde se optimiza la técnica epistemológica.

La ciencia aporta el entendimiento de lo naturalmente explícito, especialmente aporta la explicación de los eventos físicos y en algunos casos lo relacionado con otras áreas de la ingeniería, con este conocimiento, el cual ha evolucionado desde su nacimiento hasta el día de hoy, se inicia el camino de lo comprensible y se buscan salidas a cada una de las situaciones que sortean la realidad. Lo tecnológico hace su aporte con la

aplicación práctica de procesos o elementos que se encuentran disponibles para llevar a cabo la satisfacción a esa necesidad generada. (Davis, 2001)

La ingeniería en si misma ha generado nuevo conocimiento a través del estudio de sus propias aplicaciones, especialmente en la optimización de procesos que cada día requieren mayores eficiencias y menores costos de inversión, la ciencia por su parte siempre ha hecho parte y seguirá haciendo de la formación profesional del perfil de un ingeniero, con la enseñanza básica de los conceptos espaciales, físicos, matemáticos, analíticos y sociales; la tecnología por su parte en el mundo de la ingeniería se observa como factor de actualización en la implementación de los campos de trabajo, haciendo de las avances un aporte en la implementación de nuevos sistemas que se integran a los existentes con el propósito de reducir y simplificar el trabajo habitual. (Covarrubias, 1998)

Una relación importante que nunca ha dejado de existir, es la que posee la ingeniería con las matemáticas y otras áreas del saber cómo la estadística aplicada, con lo cual se infieren resultados esperados y se proyectan con la ayuda de herramientas tecnológicas como el computador, la modelación y simulación de procesos antes de ser construidos, cada vez más reales y con una fidelidad absoluta, gracias a ello se han mejorado estrategias para abordar un problema en especial, esto ha hecho que la ingeniería vista como el conjunto global, haya tomado un camino de especificad, con lo cual se ofrecen en instituciones educativas, postgrados y pregrados cada vez más particulares, volviendo la visión de la ingeniería un punto cada vez más pequeño en el estudio de especialidades afines.

Numerosos autores han abordado la cuestión que nos ocupa. Uno de ellos es (Mitchan & Mackey , 2004) quien al analizar los aspectos filosóficos de la tecnología sostiene que la misma puede ser abordada desde cuatro perspectivas básicas: como cierto tipo de objetos (los artefactos), como una clase específica de conocimiento (el saber tecnológico), como un conjunto de actividades (resumidas en producir y usar artefactos) y como manifestación de determinada voluntad del ser humano en relación

al mundo (tecnología como vocación). Es claro que las cuatro perspectivas no pueden ser separadas, pero es posible prestar atención a una de ellas, preferentemente. En cuanto a la relación de la tecnología con la ciencia aplicada, el mismo autor, expresa que “(...) En las diferentes filosofías de la ciencia, sin embargo, la definición de la tecnología como ciencia aplicada no resulta tan obvia”(Mitchan , Carl, 1989). Otro de los autores que han reflexionado sobre la temática es James Feibleman quien en su trabajo Pure Science, Applied Science, Technology, Engineering: An Attempt at Definitions distingue claramente ciencia básica o pura, ciencia aplicada y tecnología: “by pure science or basic research is meant a method of investigating nature by the experimental method in an attempt to satisfy the need to know” (Feibleman, James , 1983), “by applied science is meant the use of pure science for some practical human purpose. Thus science serves two human purposes: to know and to do” (Feibleman , James , 1983)

2.3 Marco Doctrinal

Mecánica de Suelos: Tal como lo estableciera el Prof. Peck, la Mecánica de Suelos es una ciencia y la Ingeniería de Cimentaciones es un arte. Esta distinción debe ser bien entendida si se desea alcanzar progreso y eficiencia en ambos campos.

Los atributos necesarios para practicar con éxito la ingeniería de cimentaciones son:

- a) Conocimiento de antecedentes.
- b) Familiaridad con la Mecánica de Suelos.
- c) Conocimiento práctico de Geología.

Peck ha indicado que el atributo más importante de los tres es el conocimiento de antecedentes. La experiencia debe contribuir a la formación profesional, y por lo tanto debe buscarse y seleccionarse. Según Peck, la experiencia profesional no es una consecuencia del tiempo transcurrido en el ejercicio, sino más bien de la intensidad con que se adquiere y asimila tal experiencia. (Peck , 1962)

Los innumerables hechos acumulados durante la vida profesional no tendrían ningún valor si éstos no se pudieran organizar y aplicar a nuevos problemas. La Mecánica de Suelos hizo posible lo anterior en el diseño y construcción de cimentaciones. No

obstante, hay que aclarar que la Mecánica de Suelos no es un sustituto de la experiencia, su gran papel consiste en darle un mayor significado.

Tanto la familiaridad con la Mecánica de Suelos como el conocimiento práctico de la Geología, son atributos básicos del Ingeniero de Cimentaciones. El conocimiento de la Geología permite evaluar las discrepancias de las hipótesis simplificadoras que deben realizarse en los cálculos, con la realidad. La geología local debe entenderse antes de poder cuantificar los posibles errores en los cálculos y predicciones en la Ingeniería de Cimentaciones. Además, un buen programa de exploración del subsuelo es imposible de realizarse sin un buen conocimiento práctico de la geología. (Simons & Menzies , 1977)

Por definición los suelos granulares son aquellos cuyos granos no están juntos firmemente.

De este modo, el suelo se desintegra en granos individuales al sumergirse en el agua. Las arenas y las gravas son suelos granulares típicos. Los limos, que contienen partículas no menores que 0,002 mm, pueden también ser considerados como granulares en algunos sistemas de clasificación.

La propiedad índice más obvia de los suelos granulares estará relacionada al tamaño de los granos. Para suelos con partículas más gruesas que 0,05 mm, el análisis granulométrico se realiza por tamizado. Es generalmente cierto que los suelos de grano grueso son más permeables y menos compresibles que los suelos de grano fino, y que suelos “bien graduados” tienden a ser menos permeables, menos compresibles y más resistentes que los suelos “pobremente graduados”. La granulometría del suelo, por lo tanto, tiene cierta significancia, aunque a toda la curva no se le puede asignar un valor numérico simple. Por consiguiente, es necesario definir uno o más puntos en la curva.

El primer punto a ser definido es el tamaño de la partícula, tal, que el diez por ciento del suelo es más fino, D_{10} . Este tamaño de partícula se define como tamaño efectivo. El tamaño efectivo indica un límite inferior razonable para indicar los tamaños de

partículas presentes en el suelo. Por ejemplo, si el $D_{10} = 0,60$ mm, entonces se sabe que muy pocos granos del suelo estarán comprendidos en el rango de limo o arcilla, y que el suelo es una arena, una grava o más grueso. (Bjerrum , 1960)

Para tener una idea sobre la distribución de los tamaños de partículas, se define el término de coeficiente de uniformidad, C_u , que es igual a D_{60} / D_{10} . El valor D_{60} corresponde a aquel tamaño que el 60% del suelo es más fino en la curva granulométrica. Si el coeficiente de uniformidad es grande, es probable que el suelo sea bien graduado, que significa que el suelo es relativamente incompresible y resistente.

En el Sistema Unificado de Clasificación, una arena debe tener un coeficiente de uniformidad mayor que 6 para ser bien graduada, mientras que para una grava el C_u debe ser mayor que 4.

La definición de dos puntos en la curva granulométrica proporciona alguna idea sobre el rango de los tamaños de las partículas, pero no proporciona información acerca de la forma de la curva. El suelo podría consistir de una mezcla de partículas gruesas y finas con pocas partículas intermedias, es decir, podría tener una granulometría con vacíos. Para evitar una granulometría con vacíos se define el coeficiente de curvatura, C_c , que es igual a $(D_{30})^2 / D_{60} \cdot D_{10}$, tomando un punto central de la curva granulométrica, D_{30} . El coeficiente de curvatura debe estar entre 1 y 3 para evitar la granulometría con vacíos. Por lo tanto, para que un suelo sea definido como bien graduado, debe tener un coeficiente de uniformidad lo suficientemente alto y un coeficiente de curvatura entre 1 y 3. (Romero , 1975)

Aunque el proceso de definir puntos en la curva granulométrica puede ser infinito, para propósitos de ingeniería es suficiente el definir los valores de D_{10} , C_u y C_c .

Los parámetros granulométricos están correlacionados de modo general con las propiedades ingenieriles de los suelos y pueden definirse de manera simple, rápida, económica y reproducible. Más aún, pueden determinarse las propiedades utilizando muestras completamente alteradas, ya que no se toman en cuenta las condiciones in-situ.

Desafortunadamente, por esta razón es que existe una gran limitación en la significancia de la clasificación granulométrica. Una arena muy densa se clasifica de igual modo que una arena muy suelta, aunque está claro que tienen propiedades diferentes. Se concluye que se necesita algún parámetro adicional para indicar la densidad de los materiales granulares.

La densidad propiamente dicha no es un parámetro adecuado, ya que es muy difícil de interpretar. Si una arena tiene una densidad seca de 1600 Kg/m^3 , podría ser una arena densa pobremente graduada o una arena suelta bien graduada. Sería mejor definir la densidad relativa de una arena particular a las condiciones más densa y más suelta. Se designa la densidad relativa como D_r , y ésta se define en términos de relaciones de vacíos como:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

Donde e_{max} es la relación de vacíos de la arena en la condición más suelta posible y e_{min} es la relación de vacíos correspondiente a la condición más densa posible. Se ha encontrado que los valores de e_{max} y e_{min} dependen de los detalles de los métodos de ensayo y no pueden definirse como condiciones absolutas. Las normas ASTM han establecido un método de ensayo que la mayoría de laboratorios utilizan. Puede ocurrir que un espécimen de arena de laboratorio o de campo tenga una densidad relativa menor que cero, o mayor que uno.

La densidad relativa y los parámetros granulométricos son propiedades índice muy útiles para clasificar en el laboratorio las arenas y gravas. También son útiles y ampliamente utilizados en el campo cuando es posible medir la relación de vacíos o densidad in-situ, es decir en calicatas superficiales o en rellenos compactados. Sin embargo, cuando se requiere información a mayor profundidad, no es posible medir dichos valores. Se han desarrollado técnicas especiales para tomar muestras inalteradas de suelos granulares.

Los constructores han sido conscientes desde hace muchos siglos que las condiciones del terreno debían ser consideradas para que sus edificaciones no se asienten, inclinen o colapsen. La construcción antigua se realizaba en base a la experiencia del constructor. Sin embargo no fue sino hasta 1776, cuando Coulomb introdujo sus teorías de presión de tierras, que se aplicaron los métodos analíticos. En 1871 Mohr presentó una teoría de falla para materiales idealmente plásticos, que en combinación con el trabajo de Coulomb, produjo la expresión muy conocida de resistencia cortante de suelos, $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$.

Siendo:

τ = Resistencia cortante

c = Cohesión

σ = Esfuerzo principal

φ = Ángulo de fricción interna

Recién con el trabajo realizado por Terzaghi, la Mecánica de Suelos fue reconocida como una disciplina principal de la Ingeniería Civil. Este término y el de Geología Aplicada a la Ingeniería, fueron introducidos en su libro pionero “Erdbau mechanick auf Boden physikal is cher Grundlage” publicado en 1925. El reconocimiento internacional de esta disciplina se logró con la Primera Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, llevada a cabo en la Universidad de Harvard en junio de 1936.

Esta conferencia, presidida por Terzaghi, fue organizada por el Profesor Casagrande. Un hito principal en la Mecánica de Suelos fue la publicación en 1943 del libro “Theoretical Soil Mechanics” de Terzaghi, el que hasta ahora permanece como una importante referencia.

Este libro fue seguido por “Soil Mechanics in Engineering Practice” de K. Terzaghi y R.B.

Peck en 1948 y por trabajos posteriores de otros investigadores.

La Mecánica de Rocas fue una disciplina desarrollada y practicada durante muchos años por ingenieros y geólogos en la industria petrolera y minera. Esta no fue

reconocida como parte de la Ingeniería Civil sino hasta 1960, en el Primer Congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas en Lisboa. El término Ingeniería Geotécnica fue lanzado con la revista *Geotechnique* en 1948 por la Institución de Ingenieros Civiles de Gran Bretaña, siendo utilizado el término desde entonces en Europa y Sudamérica. La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) adoptó el término de Ingeniería Geotécnica en 1974 para una de sus Divisiones y su revista correspondiente de publicación mensual. En la actualidad este último término incluye la mecánica de suelos, ingeniería de cimentaciones y mecánica de rocas, e implica una fuerte relación con la geología aplicada a la ingeniería.

El amplio espectro de las numerosas contribuciones de Karl Terzaghi a la mecánica de suelos, hoy denominada ingeniería geotécnica, es asombroso. Muchas de dichas contribuciones permanecen como la base de muchos elementos de este arte - ciencia.

Algunas de las contribuciones más importantes son: el principio de los esfuerzos efectivos y la teoría de la consolidación que datan de 1920, y el concepto de módulo de reacción de subrasante en 1955. Terzaghi desarrolló criterios de diseño para el soporte de túneles en roca en base a una evaluación empírica de la calidad de la roca en 1946 y fue uno de los primeros investigadores en reconocer el significado de la inestabilidad del fondo marino en 1956. El número total de publicaciones del Profesor Terzaghi supera los 280, lo que demuestra el amplio rango de sus intereses y contribuciones a la mecánica de suelos. (Terzaghi, *Evaluation of coefficient of subgrade Reaction*, 1955)

Ensayo de penetración Estándar

El ensayo normal de Penetración Estándar (SPT) se inició en los Estados Unidos de Norteamérica en la década de 1920, con la finalidad de estimar el grado de densificación de los suelos. Desarrolló la práctica de hincar en el suelo un tubo de 1 a pulgada de diámetro exterior, para obtener muestras, marcando el inicio del muestreo dinámico de los suelos (Charles, 1902)

En 1922, su empresa se transformó en una subsidiaria de Raymond Concrete Pile, la que difundió esa nueva metodología de estimar la resistencia del material en base al

trabajo de hincado del tubo. La cuchara partida de 2 pulgadas de diámetro exterior según se muestra en la Figura 1 fue diseñada en el año 1927, basándose en el trabajo de campo realizado en Philadelphia por G. A. Fletcher y el desarrollo de investigaciones realizadas por H. A. Mohraño (gerente regional de Gow Company en Nueva Inglaterra, U.S.A.). En 1930 comenzó a reglamentarse el método de ensayo con la realización de mediciones de la resistencia a la penetración de una cuchara partida (de 2 pulgadas) bajo una carrera de 12 pulgadas, empleando una maza de 63,5 kg. que caía desde 76,2 cm. de altura.

En su trabajo titulado “Exploration of soil conditions and sampling operations” publicado por la Universidad de Harvard en el año 1937, H. A. Mohr reporta que el método de exploración del suelo y su muestreo se estableció en febrero de 1929, fecha del primer informe del ensayo de penetración, realizado por la Gow, División de Raymond Concrete Pile. Según Fletcher, en aquel momento la técnica de la perforación, era el principal obstáculo para la normalización del método. Ni Fletcher ni Mohr dieron muchos detalles del diseño de la cuchara partida de 2” de diámetro externo, pero sí lo hizo Hvorslev en 1949 en su reporte clásico sobre exploración y muestreo del subsuelo. (Mohr, 1940)

En el primer libro de texto donde se hace referencia al ensayo descrito es la edición de “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica” de Terzaghi y Peck (Terzaghi, Peck, & Terzagui, Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica, 1973)

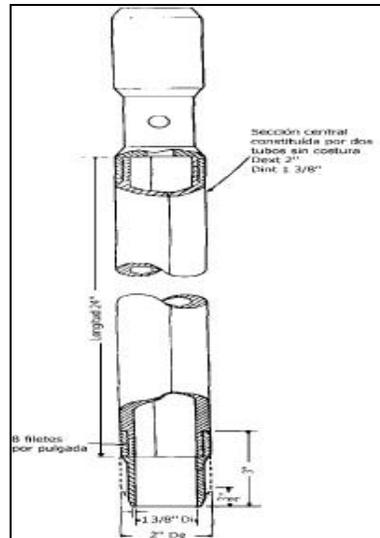


Figura 1: Cuchara partida

Fuente: Terzaghi, Peck, 1973

Los cortadores de las perforaciones por lavado eran muy limitados para poder distinguir el carácter y la consistencia de los sedimentos no consolidados, como la capa dura amarilla de Boston.

Gow se familiarizó con los sondeos de exploración, mientras trabajaba para la Comisión de Tránsito de Boston (Boston Transit Commission) en la construcción del metro, como ingeniero asistente entre 1895 y 1908.

Mientras trabajaba en la estructura de Tremont Street para el metro de Boston a finales de la década de 1890, en la Comisión de Tránsito, Gow aprendió sobre el comportamiento de los distintos tipos de suelo encontrados, y determinó que las diferentes capas de suelo, exhibían dramáticamente, diferentes capacidades para soportar las cargas estructurales, lo que hoy conocemos como capacidad portante. Señaló que los estratos de apoyo más adecuados eran suelos orgánicos sepultados, en los que se habían desarrollado "costras de meteorización", y más coloquialmente conocido como la "capa dura amarilla".

En 1922, Gow empleó inicialmente una tubería rústica de 1 pulgada de diámetro para recuperar muestras hincadas. Utilizó la misma tubería hueca a través de la cual circulaba el agua de perforación ("*agua sucia*") que se utilizaba para lavar y extraer el suelo de la perforación. Limpiaba el orificio de todos los cortes de suelo y

residuos sueltos, antes de tomar una muestra hincada. El tubo muestreador tenía entre 12 " y 18", de largo, con pequeñas aberturas de ventilación y un biselado cónico en el extremo, semejando una rústica zapata de corte. En 1922, la Gow Construction Co. se transformó en una subsidiaria de Raymond Concrete Pile Co. (al venderla a sus propietarios), con sede en Nueva York y dirigida en ese momento por Lintonv Hart, y fue la nueva compañía, la que difundió esta metodología para estimar la resistencia del material y densificación del suelo, en base al trabajo de hinca del tubo.

La ingeniería de fundaciones se desarrolló rápidamente durante las décadas de 1920 y 1930 en los Estados Unidos y la exploración del sitio y toma de muestras del subsuelo confiable, fueron cada vez más importantes.

El muestreador de cuchara partida fue introducido a mediados de la década de 1920s por la empresa Sprague & Henwood Inc., de Scranton-Pensilvania; y comercializado en todos los Estados Unidos. Fue fabricado en una variedad de tamaños: con diámetros externos de 2,0 in. (5,1 cm), 2,5 in. (6,35 cm), 3,0 in. (7,6 cm), and 3,5 in. (8,9 cm). Los diámetros internos de estos muestreadores tenían 0,50 in. (1,27 cm) menos que las dimensiones exteriores antes descritas.

Modelo Teórico

Ensayo SPT – (Norma ASTM D 1586)

El ensayo SPT consiste en la introducción en el fondo de un sondeo geotécnico de una toma muestras normalizado unido a un tren de varillas, mediante el golpeo en la cabeza de ellas con una maza de 63,5 kg de masa, cayendo desde una altura de 76 cm. El golpeo se contabiliza en tres o cuatro tramos de 15 cm de avance cada uno, denominándose valor N a la suma de los valores segundo y tercero. Este ensayo es uno de los más antiguos en geotecnia, y su uso universal y durante décadas, en todo tipo de terrenos, ha permitido establecer numerosas correlaciones con otros parámetros geotécnicos, así como la difusión de fórmulas empíricas para cálculos directos de capacidad portante y asentamientos, entre otros. (Seed , 1985)

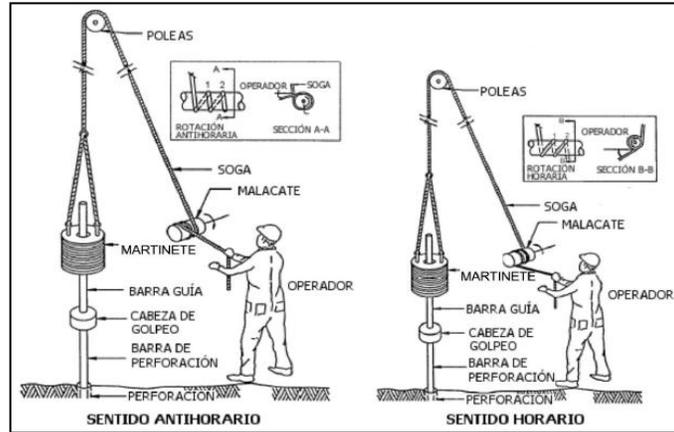


Figura 2. Ensayo de SPT insitu

Fuente: (Gonzales de Vallejo, 2002)

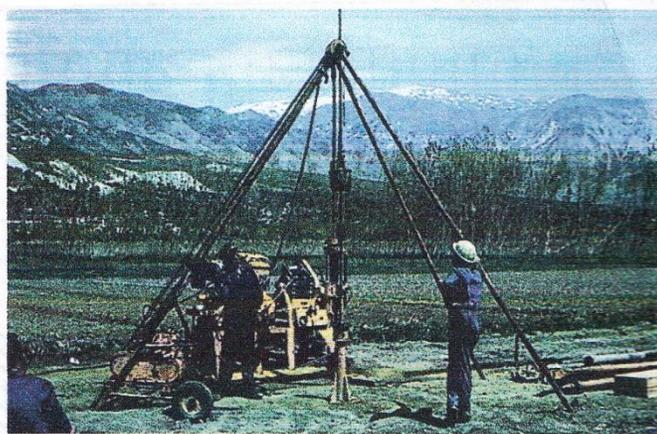


Figura 3: Ubicación de puntos del SPT

Fuente:(Gonzales de Vallejo, 2002)

Normalización del método según Norma ASTM D-1586

La primera descripción de la ASTM sobre el SPT fue publicada en abril de 1958 y se denominó “Método tentativo de ensayo de penetración y toma de muestras del suelo con tubo testigo hendido longitudinalmente”. En 1967 la ASTM lo transformó en método normalizado. La normalización actual D 1586 – 84 (reaprobada 1992) no contiene grandes cambios desde sus ediciones originales. (Ventayol L. , 2005)

Los elementos y las características relevantes del método propuesto por la ASTM son las siguientes:

Maza de 63,5 kg.

Altura de caída: 76 cm

Sacamuestras: de diámetro externo = (50 mm ó 2 pulgadas). (Figura 2)

Sacamuestras: de diámetro interno = (35 mm ó 1 3/8 pulgadas).

Variante con diámetro interno 38mm y tubo portamuestras (diámetro interno final 35mm)

Mecanismo de liberación del martinete mediante soga y malacate

Barras de sondeo.

Cabeza de golpeo. (Gonzales de Vallejo, 2002)

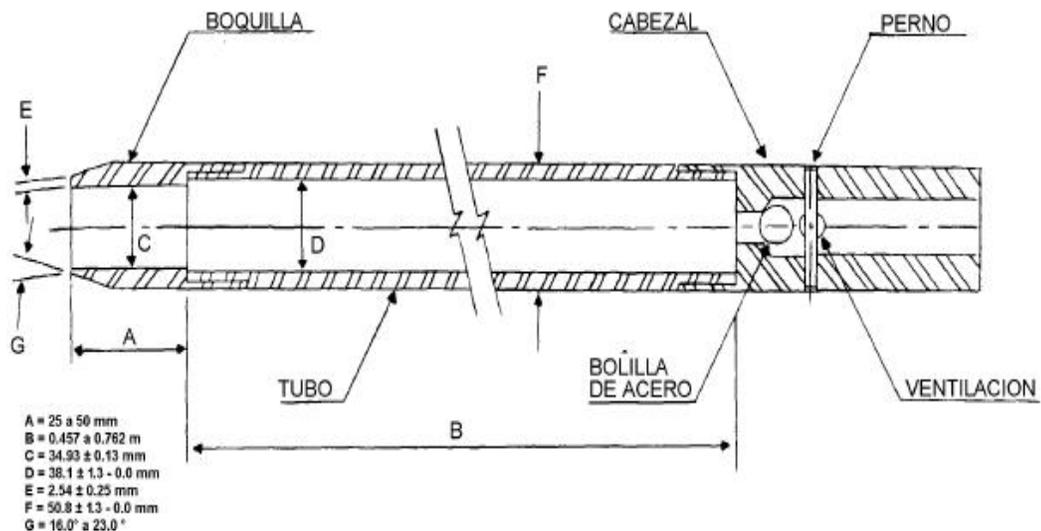


Figura 4: Saca muestra partido ASTM D1586-84

Fuente:(Gonzales de Vallejo, 2002)

Aplicabilidad del método SPT:

Las investigaciones llevadas a cabo en laboratorio, la aplicabilidad del método SPT en relación con los parámetros del subsuelo se describen en la Tabla1:

Tabla 1: Parámetros del Sub Suelo

PARÁMETROS DE SUBSUELO	APLICABILIDAD DEL SPT
Tipo de suelo	B
Perfil estratigráfico	B
Densidad Relativa	B
Módulo E y G	N
Comprensibilidad C_c	C
Consolidación C_v	N
Permeabilidad (k)	N
Resistencia a la Licuefacción	A

Fuente: (Campanella , 1982)

Aplicabilidad del SPT (Campanella and Robertson, 1982)

Las referencias sobre la aplicabilidad son las siguientes:

A: Aplicabilidad alta.

B: Aplicabilidad moderada.

C: Aplicabilidad limitada.

N: Aplicabilidad nula.

Procedimiento normalizado del SPT

El método de Penetración Estándar es el más ampliamente usado para la exploración de suelos, y comprende dos etapas:

El Sondeo

Que consiste en hacer una perforación con barreno, inyección de agua o sondeo rotatorio usando un taladro con movimiento de rotación de alta velocidad, y circulando agua para extraer los detritos (Figuras. 1, 2 y 3).

En los suelos firmes el sondaje se mantiene abierto por la acción del arco del suelo; en las arcillas blandas y en las arenas situadas debajo del nivel freático, el sondaje se mantiene abierto hincando un tubo de acero (tubo de entibado o camisa) o preferiblemente rellenando el hueco con un fluido viscoso llamado "Lodo de perforación". Este que usualmente es una mezcla de arcilla bentonítica y agua, tiene

la ventaja de que soporte las paredes y el fondo de la perforación. (Ventayol A. , 1999)

El Muestreo

Que se realiza con una toma muestras partido denominado también "Cuchara Normal" que está formado por un tubo de acero de paredes gruesas partido longitudinalmente. El extremo inferior está unido a un anillo cortante, y el superior a una válvula y pieza de conexión a la barra de sondeo

Una vez efectuada la limpieza correspondiente de la perforación de sondeo, se hinca la toma muestras 15 cm en el suelo para asegurarse que la zapata de corte se asiente en material virgen.

Luego se hinca 30 cm. en incrementos de 15 cm a golpes de un martinete que pesa 63,5 kilos (135 libras) y cae de una altura de 75 cm. Se anota el número de golpes que se necesita para hincar él toma muestras cada uno de los 15 cm.

El Registro de Penetración o Índice de Penetración "N" se obtiene al considerar los golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm (12") de un total de 45 cm (18") de la Cuchara Muestreadora; los primeros 15 cm (6") no se consideran, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del procedimiento utilizado durante la ejecución del sondaje.

La muestra es examinada, clasificada por el técnico de campo encargado del sondeo, guardándose posteriormente en un depósito de vidrio o plástico, que se sella y se envía al laboratorio.

Las muestras recuperadas en el penetrómetro que mantienen su forma cilíndrica pueden ser usadas para pruebas de compresión sin confinamiento. (Juarez Badillo , 2004)

La resistencia a la Penetración es un indicador de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los suelos cohesivos, pues es, en efecto un ensayo Dinámico de Esfuerzo Cortante In Situ.

Las tablas I y II reflejan la compacidad y la resistencia de acuerdo con los resultados de la prueba de Penetración Standar.

Tabla 2: Compacidad relativa de la arena

Número de Golpes	Capacidad Relativa
0-4	Muy suelta
5- 10	Suelta
11 – 20	Firme
21 – 30	Muy Firme
31 – 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Fuente: (Villalaz, 1980)

Tabla 3: Resistencia de los suelos cohesivos.

N° de golpes	Consistencia	Resistencia a la compresión simple q (Kg/cm ²)
< 2	Muy Blanda	< 0.25
2 – 4	Blanda	0,25 – 0,50
4 – 8	Media	0,50 – 1,00
8 – 15	Firme	1,00 -2,00
15 – 30	Muy Firme	2,00 – 4,00
< 30	Dura	> 4,0

Fuente: (Villalaz, 1980)

Relaciones entre el número de golpes "N" del SPT, densidad relativa y ángulo de fricción interna

Aporte de TERZAGUI y PECK (1945)

Relacionan los valores de N-DR Y N-φ en forma independiente de la profundidad a la que se efectúa el ensayo, y por lo tanto de la sobrecarga efectiva en el nivel considerado

Cuando el ensayo se efectúa en arenas finas o limosas bajo el nivel de la napa freática, debe reducirse el número de golpes a través de la siguiente relación:

$$N = \frac{N + 15}{2}$$

Donde: $N > 15$ (valor medio insitu, debajo de N.P)

N = Valor corregido

Aporte de Gibbs y Holts(1963)

Proporciona correlaciones entre N, DR y la sobrecarga efectiva, tomando en consideración el grado de humedad y el tamaño de los granos. Se muestra la correlación entre "N" y la Densidad Relativa de una arena fina, seca, para diferentes valores de la sobrecarga efectiva muestra la misma correlación para arenas gruesas, secas o húmedas. En las figuras mostradas se incluye la correlación de TERZAGHI y PECK a modo de comparación.

Las propiedades de las arenas utilizadas por GIBBS y HOLTZ en sus investigaciones. En todo caso, puede observarse que el hecho de utilizar la correlación de TERZAGHI y PECK, conduce a estimar una menor densidad relativa, y por ende a subestimar la capacidad de soporte del suelo, con excepción del caso de arenas secas o húmedas cuando "N" es aproximadamente mayor que 35 y la sobrecarga efectiva excede a 40 P.S.I. (2,8 Kg/cm²). (Alfonso, 2007)

Aporte de Peck y Bazaraa(1971)

Relacionan la densidad relativa de la arena con el índice de penetración standard "N" y la presión de sobrecarga en el nivel donde se efectúa el ensayo, por medio de las siguientes relaciones:

$$N = 20D_R^2(1 + 2\sigma) \quad \text{para } \sigma < 1,5 \text{ kips/pie}^2 \text{ (0,73 kilos/cm}^2\text{)}$$

$$N = 20D_R^2(3,25 + 0.5\sigma) \quad \text{para } \sigma > 1,5 \text{ kips/pie}^2 \text{ (0,73 kilos/cm}^2\text{)}$$

En la que "N" es el valor del S.P.T. para una arena con una densidad relativa DR y bajo una presión de sobrecarga σ .

Aporte de Meyerhof(1955)

En investigaciones realizadas entre 1953, 1954 y 1955 Meyerhof estableció una correlación entre N, DR, y ϕ , la cual es independiente de la presión de sobrecarga efectiva. Según el autor los valores de los ángulos son seguros para arenas limpias y uniformes, deben reducirse por lo menos 5 grados para el caso de arenas arcillosas en ausencia de ensayos de corte; para el caso de una mezcla de arenas con gravas pueden aumentarse hasta 5 grados.

Posteriormente en 1975 estableció una correlación en la cual se incluye el efecto de la presión de sobrecarga $\sigma = (\text{lb/pulg}^2)$ en el nivel donde se efectúa el ensayo, por medio de la siguiente relación.

$$N = 1,7D_R^2 (\sigma + 10)$$

Factores de corrección por sobrecarga en arenas

El factor de corrección del S.P.T. (CN) está definido como la relación entre la resistencia medida del S.P.T. para una presión vertical efectiva dada (σ_v), a la resistencia medida a un esfuerzo vertical standard (σ_v) Ref, normalmente de 1 T/pie² ó 1 Kg/cm².

En la práctica el valor del número de golpes corregido (N1), se obtiene usando la siguiente relación:

$$N1 = CN \cdot N$$

Donde N representa el número de golpes medidos.

Los factores de corrección comúnmente usados y que han sido publicados se resumen en la tabla4.

Tabla 4: Resumen de los factores de corrección publicados

REFERENCIA	FACTOR DE CORRECCIÓN C_N	UNIDAD DE σ_v
Teng (1962)	$C_n = \frac{50}{10 + \sigma_v}$	Psi
Bazaraa (1967)	$C_N = \begin{cases} \frac{4}{1 + 2\sigma_v} & \sigma_v \leq 15 \\ \frac{4}{3,25 + 0,5\sigma_v} & \sigma_v \geq 15 \end{cases}$	ksf
Peck Hansen y Thornburn	$C_n = 0,77 \log_{10} \frac{20}{\sigma_v}$	Tsf
Seed (1976)	$C_n = 1 - 1,25 \log_{10} \sigma_v$	Tsf
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_n = \frac{1,7}{0,7 + \sigma_v}$	Kg/cm ²

Fuente:(Campanella , 1982)

Relación entre el número de golpes "n" y la consistencia de las arcillas

Durante la ejecución de los sondajes es posible estimar la resistencia por medio del Ensayo de Penetración, para un número de golpes dado la dispersión con respecto al término medio puede ser muy grande. Por lo tanto, es recomendable como control realizar ensayos de compresión simple en las muestras obtenidas por la cuchara normal (los valores de laboratorio serán sensiblemente menores debido a la alteración de las muestras.

Se puede estimar en forma aproximada la resistencia de la compresión simple (q_u) en función de N, para los tipos de suelos que se indica, mediante las relaciones siguientes:

Arcilla $q_u = \frac{N}{8} (Kg/cm^2)$ TERZAGHI

Arcilla Limosa $q_u = \frac{N}{5} (Kg/cm^2)$ TERZAGHI Y PECK

Arcilla arenosa limosa $q_u = \frac{N}{7,5} (Kg/cm^2)$ TERZAGHI Y PECK

Loes $q_u = \frac{N}{7,5} (Kg/cm^2)$ TERZAGHI

Fuente: (Campanella , 1982)

En todo caso sería naturalmente riesgoso e incluso peligroso, pretender deducir directamente q_u de N en una región donde no se hubiera realizado jamás ensayos previos comparativos. Según GRAUX, se puede ligar la resistencia a la compresión simple de arcillas con el valor de N por medio de la siguiente relación:

$$q_u = 0,133 N (Kg/cm^2)$$

Con el ángulo de rozamiento en suelos granulares, ϕ ; aplicable a partir de 2 m de profundidad (Figura 5).

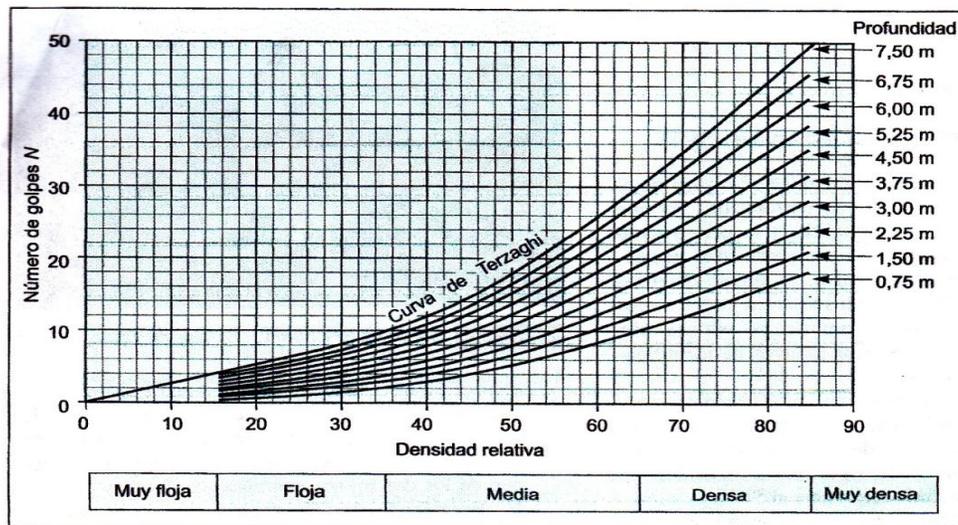


Figura 5: Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad (Thornburn 1963)

Fuente: (Villalaz, 1980)

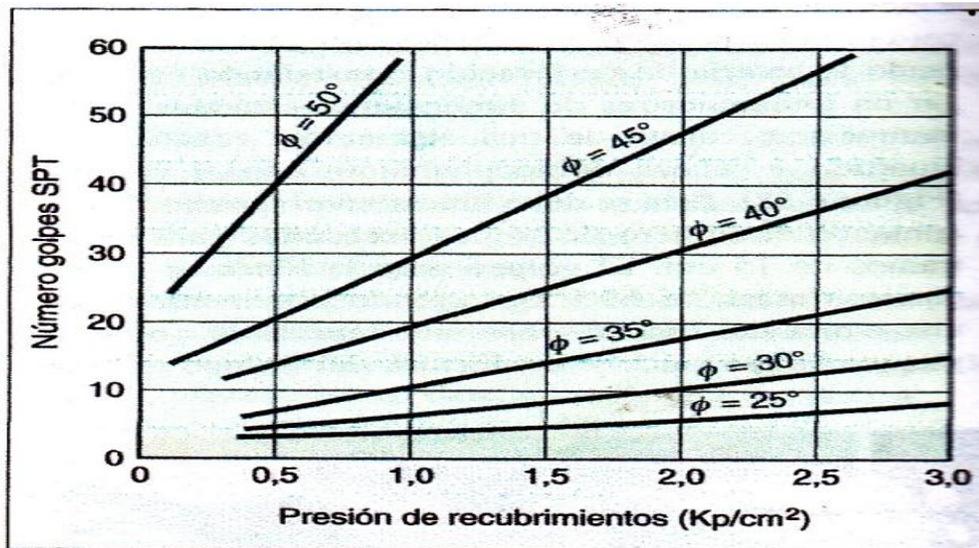


Figura 6: Estimación del valor de ϕ a partir del valor N en arenas (De Mello 1971)

Fuente: (Villalaz, 1980)

Ensayo de Corte Directo Norma ASTM D-3080

Esta prueba es conveniente para la determinación relativamente rápida de las propiedades de resistencia consolidada debido a que las trayectorias de drenaje a través del espécimen son cortas, en consecuencia permiten que el exceso de la presión de poros sea disipado más rápidamente que con otras pruebas de resistencia drenada.

La Figura 7b muestra los principales detalles del aparato de corte directo, en el cual el espécimen de suelo se introduce en un molde dividido horizontalmente en dos mitades. Se aplica luego a la muestra una fuerza normal N mediante una placa de carga, y, luego de fijar la mitad superior del molde, se corta la muestra en un plano horizontal mediante la aplicación de una fuerza cortante S . El movimiento vertical de la muestra durante el corte se mide por medio de un deformímetro que se apoya sobre la placa superior.

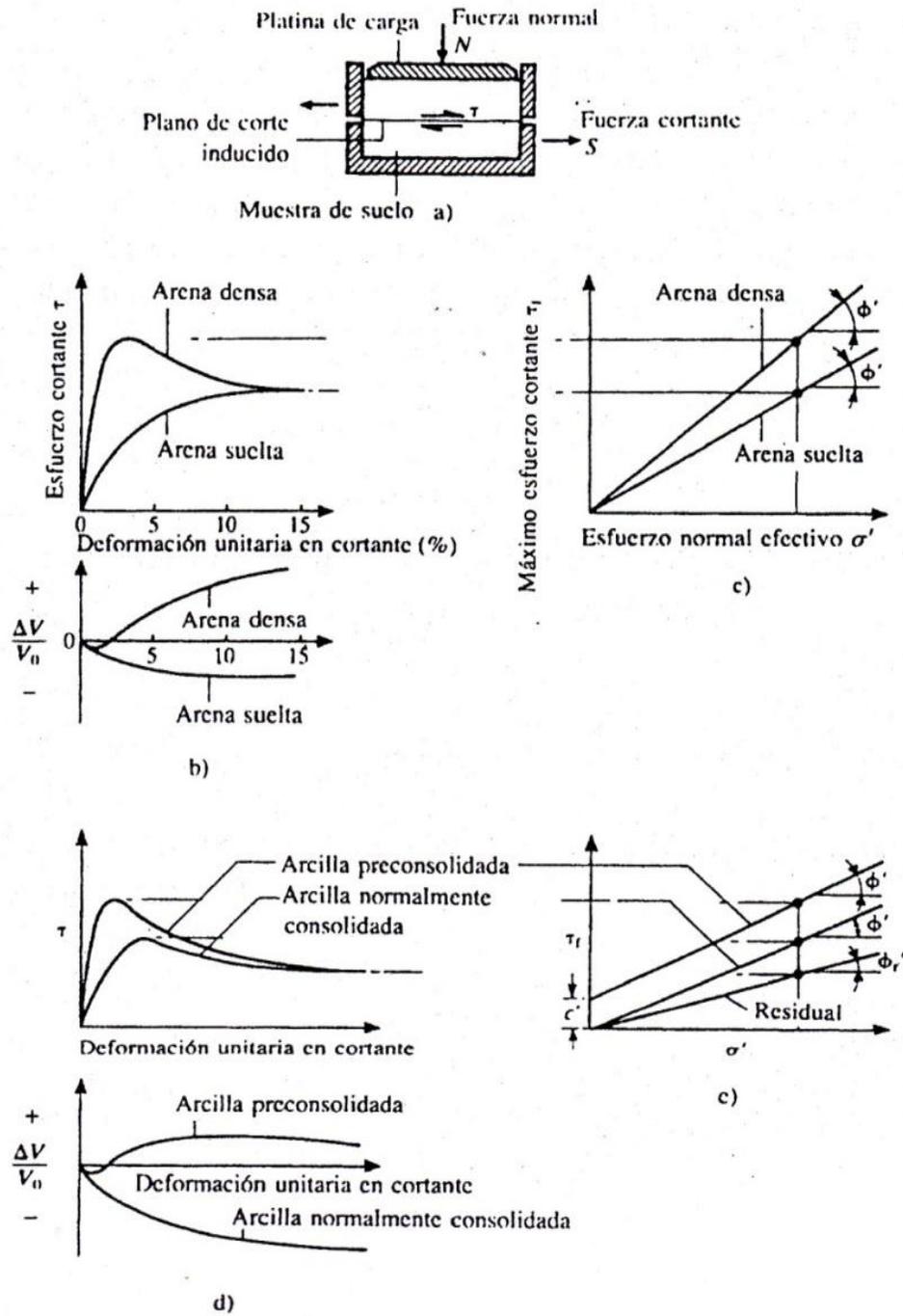


Figura 7: Detalles del Ensayo Corte Directo

Fuente: (Villalaz, 1980)

a) Representación esquemática de un molde de corte, b) relaciones de esfuerzo deformación unitaria – cambio de volumen para ensayos drenados con arenas c) envolvente de fallas para ensayos drenados con arena, d) relaciones de esfuerzo – deformación unitaria – cambio de volumen para ensayos drenados con arcilla, e) envolventes de falla para ensayos drenados en arcillas.

El diseño del molde de corte no permite el control de drenaje de la muestra. Esta no es una limitante en el caso de arenas y gravas, que son materiales de drenaje libre y por lo general fallan en condiciones completamente drenadas. Sin embargo, en depósitos de arcilla un elemento de suelo en el campo puede fallar sin ningún drenaje (sin disipación del exceso de presión intersticial), con drenaje parcial (con alguna disipación del exceso de presión intersticial), o drenaje completo (con un total disipación del exceso de presión intersticial) dependiendo de la velocidad a la cual se le aplica la carga a la masa del suelo. Aunque puede intentarse medir la resistencia al corte no drenado mediante la aplicación de la fuerza cortante sobre la muestra en pocos minutos; la falla de control del drenaje hace obvio que exista una incertidumbre sobre si este valor representa o no la verdadera resistencia drenada. Por esta razón, la resistencia al corte no drenado de un suelo arcilloso a menudo se mide en una cámara triaxial, la cual permite el completo control del drenaje de la muestra. Sin embargo, el ensayo de corte directo puede utilizarse para medir la resistencia drenada de los suelos arcillosos si primero se consolida por completo la muestra bajo la carga normal y luego se corta la muestra a una velocidad suficientemente lenta para asegurarse de la disipación inmediata del exceso de la presión intersticial que se produce durante el corte; de este modo, $u=0$ durante el proceso de corte. Por lo tanto, para arcillas y arenas drenadas el esfuerzo normal efectivo en el plano de corte está dado por $\sigma' = N/A$ y el esfuerzo cortante asociado $\tau = S/A$, donde A es el área de la planta del molde de corte.

La Figura 7 muestra las relaciones típicas esfuerzo-deformación unitaria – cambio de volumen que se obtienen con arenas, sueltas y densas. Para las arenas sueltas el volumen disminuye durante el corte, ya que las partículas en el plano de falla se

desplazan formando un arreglo más denso. Para grandes deformaciones cortantes del orden del 20%, la muestra se cizalla a volumen constante con un valor constante de esfuerzo cortante. Para estas grandes deformaciones la tendencia al aumento de volumen por algunas partículas que se mueven hacia arriba se anula con partículas adyacentes que se desplazan hacia los vacíos creados, dando como resultado un cambio de volumen neto nulo. En estas condiciones se dice que la muestra se encuentra en estado de relación de vacíos crítica o en estado de relación de vacíos constante.

Tabla 5: Valores de ϕ' para suelos granulares

Tipo de suelo	Φ Grados	
	Suelto	Densa
Limo	27 – 30	30 – 34
Arena limosa	27 – 33	30- 35
Arena uniforme	28	34
Arena bien graduada	33	45
Grava arenosa	35	50

Fuente: (Terzaghi y Peck, 1967)

Se observa que los cambios de volumen tienen una influencia fundamental en el valor de la resistencia al corte de los suelos. Tales efectos se reflejan empíricamente en el valor de ϕ' en la ecuación de Coulomb. Sin embargo, un tratamiento detallado requiere el estudio del comportamiento de las partículas del suelo para separar el componente de la resistencia debido a la estructura de las partículas, de aquel que corresponde a la fricción entre las partículas (Rowe, 1962, Horne, 1969).

Muestra la forma de la relación esfuerzo-deformación unitario cambio de volumen que se obtiene en ensayos drenados como arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas. Para las arcillas normalmente consolidadas, la disminución del esfuerzo cortante desde el valor pico hasta el valor residual se asocia con la orientación gradual de las partículas de arcilla en la zona de corte, cuyas superficies

planas se alinean paralelas al plano de falla y presentan así una mínima resistencia al corte. La magnitud del descenso del esfuerzo cortante luego del valor pico se incrementa con el índice de plasticidad. Para las arcillas preconsolidadas existe una notable disminución del esfuerzo cortante desde el valor pico hasta el valor residual como resultado parcial de la dilatancia en el plano de falla y parcialmente también por el alineamiento horizontal de las partículas de arcilla.

La diferencia entre los valores del esfuerzo cortante, pico y residual, aumentan con el incremento de la relación de preconsolidación y con el índice de plasticidad. Los valores típicos de las deformaciones en la falla para arcillas normalmente consolidadas están cerca del 20% para las arcillas preconsolidadas están cerca del 6%.

Para establecer el estado residual se necesitan de formaciones cortantes muy grandes que no pueden alcanzarse con el simple desplazamiento del molde de corte. Algunas veces para obtener el desplazamiento necesario debe invertirse de manera repetida de dirección de corte, pero ello distorsiona el alineamiento de las partículas y no se logra el verdadero valor para el estado mínimo. Muestra la forma de las envolventes de falla que por lo general se obtiene en el ensayo de corte directo con muestras drenadas de arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas. Las arcillas preconsolidadas se caracterizan por tener un intercepto en el eje vertical τ_r que define el valor de c' del suelo. Este valor a menudo está en el rango de 5 a 30 kN/m². Para arcillas fisuradas existe la evidencia de que la c' medida en laboratorio, en el campo tiende a cero con el tiempo. Para arcillas normalmente consolidadas $c'=0$, y la envolvente de falla pasa entonces por el origen. El valor de ϕ' no es afectado de manera sustancial por el preconsolidación, y por lo general está en el rango de 30° a 20°, y disminuye cuando el índice de plasticidad aumenta. El ángulo de fricción efectivo residual ϕ'_r puede ser tan bajo como 9° para las arcillas de índice de plasticidad alto y controla la estabilidad de terraplenes y taludes realizados en suelos que han sufrido previamente una falla por corte en un tiempo geológico pasado. Para depósitos de arcilla que tienen una orientación aleatoria de

la fisuras, la masa presenta un valor promedio de ϕ' intermedio entre el valor pico de la arcilla intacta y el valor residual en el plano de las figuras (Skempton, 1964).

Cimentaciones

Se ha comentado mucho la necesidad de establecer modelos matemáticos para estudiar el comportamiento de las cimentaciones profundas bajo acciones dinámicas.

Sin embargo pueden distinguirse métodos que pretenden evaluar esfuerzos máximos o los condicionantes más desfavorables de la cimentación y los que tratan de estudiar la evolución de los esfuerzos, aceleraciones, desplazamientos entre otros al actuar las cargas exteriores.

Diversos procedimientos recurren a reducir el problema considerando una cimentación con una sollicitación estática equivalente. La equivalencia en el caso de cimentaciones por pilotaje, se busca de forma que las cargas estáticas induzcan momentos máximos que sean iguales o mayores a los máximos que produzcan en realidad.

Este procedimiento muy utilizado por técnicos portuarios, reduce la acción dinámica a una o varias fuerzas estáticas, cuyo análisis se hace por los procedimientos habituales en el proyecto de pilotajes. Se utilizan para ello las teorías del semiespacio elástico, del coeficiente de balasto, vigas empotradas ficticias, etc.(MAZO, 1982)

Las estructuras de concreto armado que se apoyan en el suelo, como ser edificios, puentes, reservorios, etc., están formados básicamente por dos partes, la superior o superestructura y la inferior o fundación. De esto se puede concluir que las fundaciones, son elementos estructurales situados entre la superestructura y el suelo o roca que le servirá de base a la estructura.

Entonces la fundación de una estructura se define como aquella parte de la edificación que está en contacto directo con el terreno, teniendo esta la función de distribuir las cargas provenientes de la superestructura al suelo en que descansa de manera que el suelo sea capaz de resistirlo, y no sufra asentamientos mayores a los permitidos por el análisis estructural.

Por lo tanto el suelo debe ser capaz de soportar cargas de cualquier estructura sin fallar a corte y con asentamientos admisibles.

Dependiendo de la capacidad última de carga del suelo, se puede dividir las fundaciones en dos grandes tipos; fundaciones superficiales y fundaciones profundas las últimas mucho más resistentes a cargas mayores, recomendadas cuando el suelo de soporte sea de una baja resistencia.(REIMBERT , 1978)

Cimentaciones superficiales

Se conoce como fundación superficial o directa cuando el plano de asiento de las fundaciones se encuentra a poca profundidad.

Entendiendo por poca profundidad aquella que puede ser alcanzada con la excavación corriente de bajo costo y poca dificultad, sea por medios mecánicos o manuales (0.5 m. a 4 m).

Este tipo de fundaciones está limitado para edificaciones que transmiten al suelo cargas bajas, además supone una condición del suelo en contacto con el concreto de muy buena capacidad resistente de apoyo.

En resumen para un diseño satisfactorio, las fundaciones superficiales deben tener algunas características principales como ser:

La fundación tiene que ser segura contra una falla por corte del suelo que la soporta.

La fundación no debe presentar desplazamientos excesivos, es decir asentamientos excesivos. (El término “excesivo” es relativo, porque el grado de asentamiento disponible para una estructura depende de varias consideraciones).

Deberá tener la geometría de concreto y refuerzo de acero apropiado para transmitir los esfuerzos provenientes de las columnas hacia el suelo, sin involucrar falla estructural de la fundación.

En conclusión el problema de diseño de fundaciones requiere tener un conocimiento cabal del suelo soportante, de la naturaleza y requerimientos de la superestructura, o iteración suelo – estructura

Tipos de cimentaciones superficiales

Dependiendo de las necesidades de la fundación y de las características del suelo puede diseñarse diferentes tipos de fundaciones superficiales como se detallará a continuación. (HARMSEN, 2005)

Zapatas de cimentación

Zapatas Aisladas

Son las que transmiten la carga de una sola columna al suelo. Este tipo de zapatas puede ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que la carga es pequeña como edificaciones menores a cinco plantas y/o a suelo que tenga buena resistencia. Constituyen el tipo más usual por razones de economía, estas zapatas pueden ser céntricas o excéntricas dependiendo de la excentricidad de la carga o de los momentos actuantes.

Zapatas Combinadas

Las zapatas combinadas generalmente se las emplea cuando se tiene dos columnas cercanas o cuando una de ellas se sitúa en el límite de propiedad del terreno, de tal forma que la unión entre ambas zapatas contrarresta la excentricidad de estas. Este tipo de zapatas también se emplea cuando se tiene un elemento estructural como las cajas de ascensores. (HARMSEN, 2005)

Zapatas Conectadas

La zapata conectada es una solución alternativa a la zapata combinada para el caso de columnas en límite de propiedad. Se la emplea mucho porque usualmente tiene un menor costo que la zapata combinada.

Vigas de fundación

La viga de fundación es aquella sobre la que se apoyan varias columnas en una hilera, dicha fundación puede estar formada por más de dos columnas. Este tipo de fundaciones se utiliza cuando se precisa mayor área de soporte.(HARMSEN, 2005)

Losa de fundación

Son necesarias cuando el área de soporte requerida es mayor al 50 % de la planta del edificio, generalmente abarca toda la superficie de la estructura, y soporta varias

columnas. Este tipo de fundación se utiliza generalmente para edificios mayores a ocho plantas o cuando se tiene la presencia de un sótano o semisótano.

Los tipos de fundaciones explicados anteriormente se observa en las Figuras 8 y 9

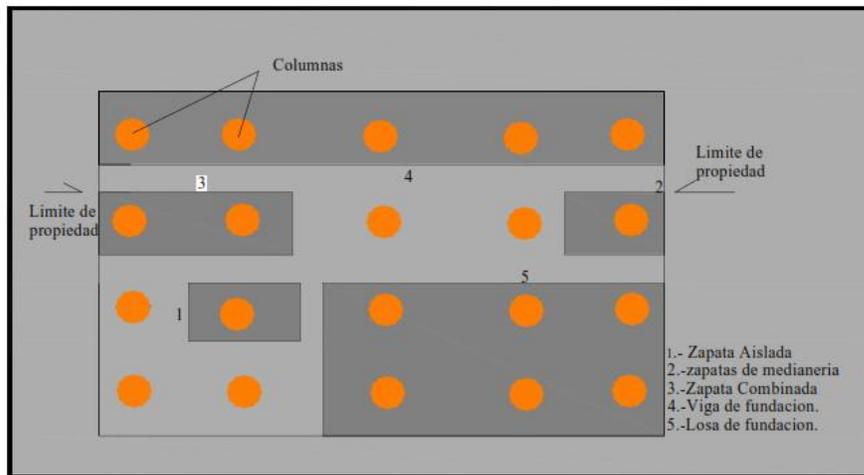


Figura 8: Tipo de Cimentación en planta

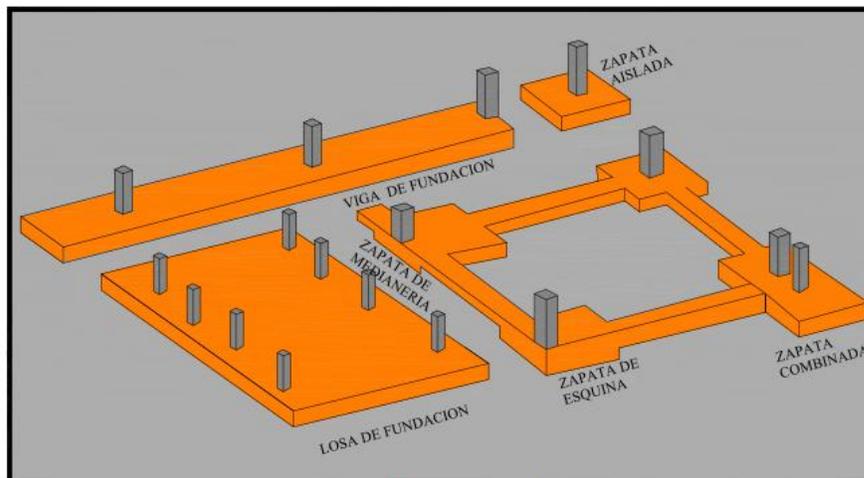


Figura 9: Tipo de Cimentación – elevación

Capacidad última de carga

Se puede definir la capacidad última de carga, como la carga por área unitaria de la fundación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo.

La capacidad última de carga es un parámetro muy importante que estima la resistencia de apoyo del suelo, para el diseño de fundaciones. Siendo esta no solo

una propiedad del tipo de suelo, también lo es de las condiciones en que se encuentra como ser su grado de compactación, humedad, etc. (BOZZO & BARBAT, 2000)

Modos de falla a corte en el suelo

La falla al corte se produce cuando la capacidad última de carga es alcanzada, y esta se presenta formando una superficie de deslizamiento claramente definida bajo la fundación que progresa hacia uno o ambos lados y finalmente a la superficie del terreno. La falla será repentina y con frecuencia se acompañará de inclinaciones drásticas que ocasionará el colapso final hacia un lado.

Observaciones detalladas del comportamiento de fundaciones reales y modelos de fundaciones han permitido identificar tres modos diferentes de falla del suelo en fundaciones superficiales bajo cargas estáticas, las cuales son:

Falla por corte general

Para entender el concepto, se considera el caso de una fundación rectangular larga (es decir, una cuya longitud es teóricamente infinita) de ancho B , localizada sobre la superficie de arena densa o suelo arcilloso rígido como se muestra en la figura 2

Ahora, si la carga " q " se aplica gradualmente a la fundación, el asentamiento se incrementa de la misma manera.

En cierto punto, cuando la carga por unidad de área " q " iguala a la capacidad de carga última de la fundación " q_u " se produce el asentamiento " S_u " para el cual, el suelo que soporta a la fundación sufrirá una falla repentina al corte y la zona de falla en el suelo de uno o de ambos lados de la fundación se extenderá hasta la superficie del terreno, y se podrá notar un abombamiento considerable de la superficie del suelo alrededor de la fundación.

La relación carga-asentamiento describirá una curva como se muestra en la figura 10 donde se presenta claramente un valor pico de " q " igual a la capacidad última de carga de la fundación " q_u "

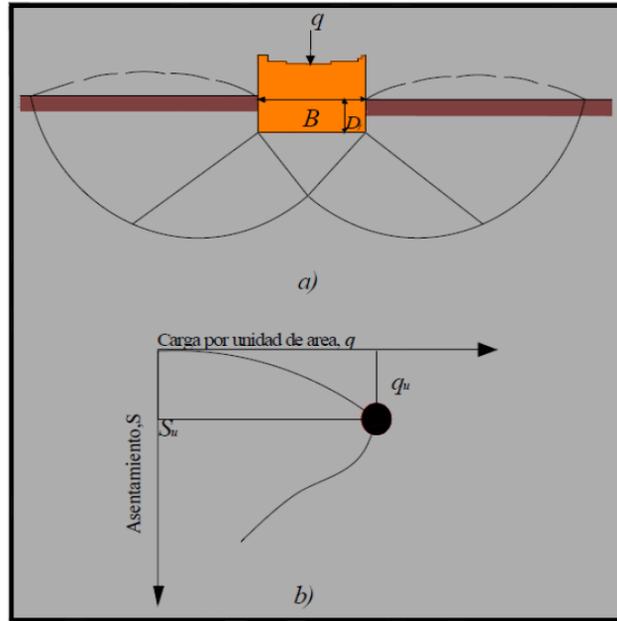


Figura 10: Falla de corte general de un suelo

Fuente: (BRAJA M, 2010)

Falla al corte local

Este tipo de falla se presenta cuando la fundación superficial, descansa sobre suelo arenoso o sobre un suelo arcilloso medianamente compactado.

En la gráfica de carga-aseptamiento, se observa que a medida que se va incrementando la carga "q" sobre la fundación también será acompañado por un incremento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla desarrollada en el suelo se extenderá gradualmente hacia fuera desde la fundación, como muestra las líneas continuas en la figura 11, cuando la carga por área unitaria sobre la fundación es igual a "qu", (denominado carga primera de falla), el movimiento de la fundación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la fundación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como muestra la línea discontinúa en la figura 11)

Si la carga continúa incrementándose la gráfica de q vs. S., se hará mucho más empinada e irregular como muestra las líneas quebradas en la figura 12, cuando "q" iguala el valor de "qu" denominado capacidad de carga última, la superficie de falla

del suelo alcanza la superficie del terreno. Más allá de este punto, una mayor carga estará acompañada de grandes incrementos en los asentamientos de la fundación. La principal característica de esta falla es que nunca se observará un valor máximo de “ q ”.

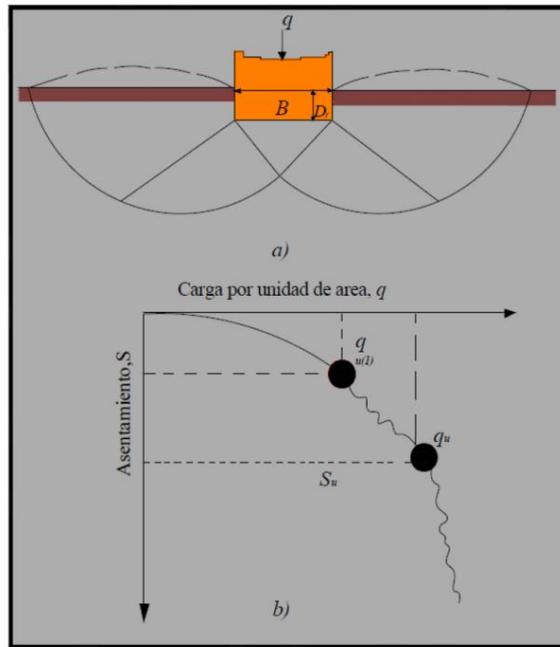


Figura 11: Falla de corte local del suelo

Fuente: (BRAJA M, 2010)

Falla al corte por punzonamiento

Para este caso la fundación en consideración, será soportada por un suelo de arena bastante suelta o sobre un suelo arcilloso blando. Para este tipo de falla, la gráfica carga-asentamiento.

En este caso la fundación se hunde cortando el terreno con un desplazamiento aproximadamente vertical y afectando poco al terreno adyacente, es decir que la superficie de falla del suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno y al igual que el caso anterior, aquí nunca se observará un valor de carga pico, ya que más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica carga-asentamiento se inclinará y será prácticamente lineal.

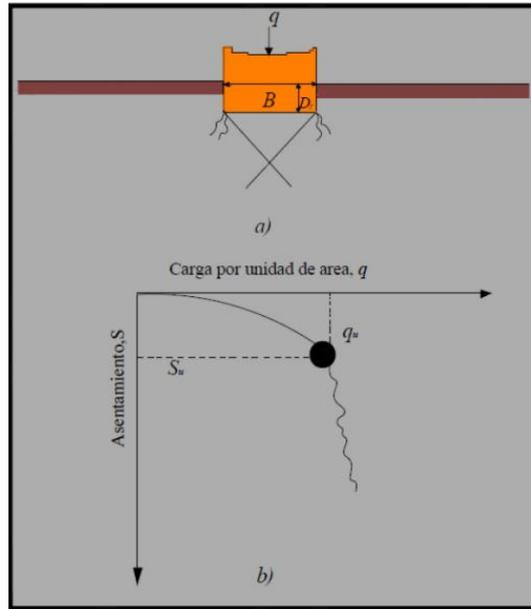


Figura 12: Falla al corte por punzonamiento de un suelo

Fuente: (BRAJA M, 2010)

Presenta algunos criterios, que resultan ser útiles al momento de establecer cuál de estos tres tipos de falla se presentará en una determinada circunstancia.

Estos criterios son:

Fundaciones emplazadas sobre roca o arcillas no drenadas son gobernadas por el caso de falla general al corte.

- Fundaciones emplazadas en arenas densas cuya densidad relativa R_D es mayor que 67% son gobernadas por el caso de falla general al corte.
- Fundaciones emplazadas en limos blandos y arenas sueltas a medianamente densas, es decir, para $30\% < R_D < 67\%$, son probablemente gobernadas por la falla al corte local.
- Fundaciones emplazadas en arenas muy sueltas, es decir, $R_D < 30\%$, son gobernadas por fallas al corte por punzonamiento.

Para entender mejor el concepto de capacidad de carga, se debe tomar en cuenta que este puede ser un problema a corto o largo plazo dependiendo de las siguientes características:

Condición a corto plazo.- Esta condición se presenta cuando la carga es aplicada durante el periodo de construcción, es decir durante un periodo corto de tiempo.

Una condición a corto plazo será crítica solo para el caso en que la fundación sea emplazada en un suelo arcilloso, ya que esto produce una condición no drenada.

Una condición no drenada se presenta cuando el suelo tiene muy baja permeabilidad, entonces, se considera que el volumen permanece constante y se ha generado un exceso de presión de poros igual al cambio de esfuerzo total $\Delta u = \Delta \sigma$. Debe recalcar que para la condición no drenada en suelos arcillosos debe trabajarse con parámetros de esfuerzos totales.(ORTIGAO, 1993)

Condición a largo plazo.- Esta condición se presenta cuando la carga máxima es aplicada a la fundación después de un cierto periodo de tiempo del final de la construcción.

Una condición a largo plazo reúne las características de una condición drenada, tanto para el caso de suelos arcillosos como para el caso de suelos granulares.

Para poder desarrollar las ecuaciones de capacidad de carga del suelo es necesario conocer algunos conceptos referentes al tema.

Presión total de sobrecarga inicial q_0 .- Es la presión existente del suelo sobre el nivel de fundación antes de la construcción.

Presión bruta q .- Es la presión bruta total impartida al terreno después de la construcción, que incluye:

- El peso de la fundación W .
- El peso del suelo sobre el nivel de fundación.
- La carga generada por el descenso de cargas de la estructura, impartida por la columna de la fundación P y dividida por el área de la fundación.

Capacidad última de carga q_u .- Es el valor de la presión de carga que produce falla de corte en el suelo, y es determinado mediante diferentes ecuaciones de capacidad última de carga.

Capacidad máxima admisible de carga q_a .- Es el valor de la presión de apoyo para el cual el riesgo de falla al corte es mínimo. Esta es igual a la capacidad última de carga dividida por un factor de seguridad adecuado.

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \dots\dots(1)$$

Entonces la capacidad máxima admisible de carga se refiere a la máxima carga o presión que soporta el suelo que asegura que no habrá falla al corte y los asentamientos serán tolerables.(BRAJA M, 2010)

Métodos semi-empíricos para determinar la capacidad última de carga

Los métodos analíticos utilizados en la actualidad para la determinación de la capacidad última de carga son métodos semi-empíricos cuyo principal objetivo es analizar la falla por capacidad de carga en fundaciones continuas y poder realizar un diseño que evite tales fallas.

Para esto es necesario entender la relación entre capacidad de apoyo, carga, dimensiones de la fundación y propiedades del suelo. Con afán de entender esta relación han sido utilizados modelos a escala reducida de fundaciones, debido a que el costo de estos modelos es mucho menor que el de ensayos realizados a escala real.(SANZ LLANO , 1975)

Teoría de la capacidad de carga según Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última en fundaciones superficiales rugosas.

La ecuación de Terzaghi fue desarrollada para una fundación corrida (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la fundación tiende a cero ($B/L = 0$)).

Las principales suposiciones realizadas por Terzaghi son las siguientes:

La profundidad de fundación D_f es menor o igual que el ancho de la fundación B es decir, menor que la dimensión menor de la fundación $D_f \leq B$.

Ocurre una falla al corte general, es decir que cuando el valor de “ q_u ” es alcanzado la falla por capacidad última ocurre y el suelo de uno o de ambos lados de la fundación se extenderá hasta la superficie del terreno.

El ángulo α de la cuna ACD es igual al ángulo de fricción del suelo ϕ .

El peso del suelo que se encuentra sobre la fundación puede suponerse remplazado por una sobrecarga equivalente $q = \gamma \cdot D_f$ (γ = peso específico del suelo). Ver figura 5

Terzaghi consideró que la zona de falla bajo la fundación puede separarse en tres partes

Inmediatamente debajo de la fundación una zona de cuña que permanece intacta y que se mueve descendentemente con la fundación, zona ACD.

Una zona de corte radiales ADF y CDE, se extiende a ambos lados de la cuña, donde los planos de corte toman la forma de espirales logarítmicas, arco DF.

Finalmente, la otra zona es la de corte lineal en la cual el cortante del suelo se produce a lo largo de superficies planas, línea EG y FH.

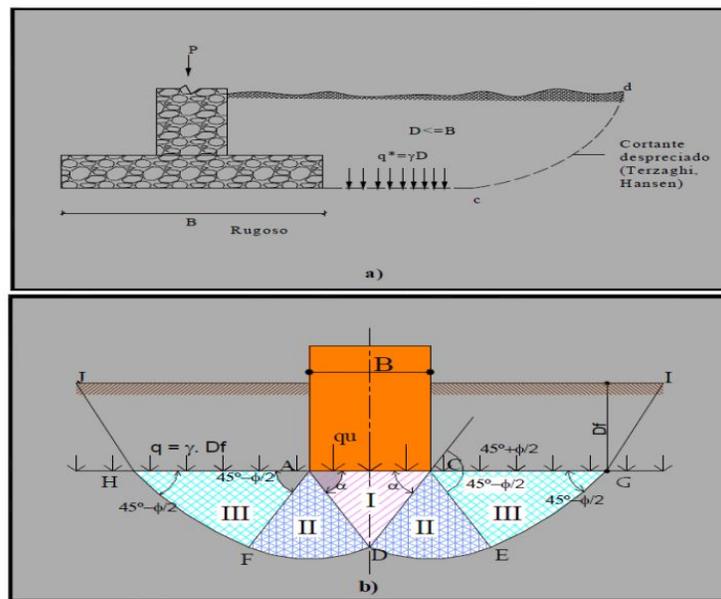


Figura 13: Falla por capacidad de carga en el suelo bajo una fundación corrida, rígida y rugosa (Método de Terzaghi)

Fuente: "Braja M. Das" 2010

γ = Peso específico del suelo, c' = Cohesión, ϕ = Ángulo de fricción

Terzaghi terminó las zonas de corte en un nivel uniforme de la fundación, es decir, en el plano HA y GC de la figura. Esto significa que él consideró al suelo

comprendido entre la superficie y la profundidad de la fundación solo como una sobrecarga equivalente. q , que no ofrece resistencia al corte (es decir que la resistencia cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla HJ y GI fue despreciada). Esta es la suposición más conservadora de este método y es la principal razón para que el mismo esté relativamente limitado a fundaciones superficiales.

Terzaghi usando el análisis del equilibrio. Expresó la capacidad última de carga de la fundación mediante las ecuaciones siguientes:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \dots \dots \dots (2)$$

$$N_c = \cot\phi \left[\frac{a^3}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi(N_q - 1)$$

Donde:

$$a = e^{\left(\frac{3\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \tan\phi$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_p \cdot \gamma}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

Factores de forma de Terzaghi para fundaciones:

	Continua	Circular	Cuadrada
s_c	1,0	1,3	1,3
s_γ	1,0	0,6	0,8

Entonces para estimar la capacidad de carga de la carga última en fundación o cimentaciones cuadradas o circulares, la ecuación (2) puede modificarse a:

$$q_u = 1,3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Fundacion cuadrada } B = L)$$

$$q_u = 1,3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Fundacion circular } B = \text{diametro})$$

Donde:

γ = Peso específico del suelo.

q_u = Capacidad última de carga.

c' = Cohesion.

B = Ancho de zapata.

$q = \gamma \cdot D_f$ Sobrecarga del suelo

$N_c \cdot N_q \cdot N_\gamma$

= Factores de capacidad de carga adimensionales que estan unicamente en funcion del angulo ϕ de friccion del suelo.

K_p = Coeficiente de empuje pasivo.

Fuente: "Braja M. Das" 2010

Terzaghi no explicó de una manera clara como obtuvo los valores de K_{γ} y es por tal razón que Kumb Hojkar presentó una serie de valores de γ N que resultan ser la mejor aproximación a valores obtenidos por Terzaghi.

A continuación en la tabla 6 se presenta los valores de los factores de capacidad de carga de Terzaghi; para una serie de ángulos de fricción ϕ .

Tabla 6: Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi

Φ	N_c	N_q	N_{γ}	Φ	N_c	N_q	N_{γ}
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,11	0,01	27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,34
20	17,69	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08	50	347,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34				

Fuente: "(BRAJA M, 2010)

Donde: $\Phi = ^\circ C$

Para fundaciones que presentan el modo de falla por corte local en suelos, Terzaghi sugirió las siguientes modificaciones:

$$q_u = \frac{2}{3}c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + \frac{1}{2}\gamma \cdot B \cdot N'_y \text{(Fundacioncorrida) (3)}$$

$$q_u = 0,867 \cdot c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_y \text{(Fundacioncuadrada) (4)}$$

$$q_u = 0,867 \cdot c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_y \text{(Fundacioncuadrada) (5)}$$

Donde N'_c , N'_q , N'_y , son factores de capacidad de carga modificados. Estos se pueden calcular a partir de las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (N_c , N_q , N_γ respectivamente). Reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1} (2/3 \tan \phi)$. La variación de N'_c , N'_q y N'_y con el ángulo ϕ de fricción del suelo se da en la siguiente tabla.

Tabla 7: Factores modificados de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi.

Φ	N'c	N'q	N'γ	Φ	N'c	N'q	N'γ
0	5,70	1,00	0,00	26	15,53	6,05	2,59
1	5,90	1,07	0,005	27	16,30	6,54	2,88
2	5,10	1,14	0,02	28	17,13	7,07	3,29
3	6,30	1,22	0,04	29	18,03	7,66	3,76
4	6,51	1,30	0,055	30	18,99	8,31	4,38
5	6,74	1,39	0,074	31	20,03	9,03	4,83
6	6,97	1,49	0,10	32	21,16	9,82	5,51
7	7,22	1,59	0,128	33	22,39	10,69	6,32
8	7,47	1,70	0,16	34	23,72	11,67	7,22
9	7,74	1,82	0,20	35	25,18	12,75	8,35
10	8,02	1,94	0,24	36	26,77	13,97	9,41
11	8,32	2,08	0,30	37	28,51	15,32	10,90
12	8,63	2,22	0,35	38	30,43	16,85	12,75
13	8,96	2,38	0,42	39	32,53	18,56	14,71
14	9,31	2,55	0,48	40	34,87	20,50	17,22
15	9,67	2,73	0,57	41	37,45	22,70	19,75
16	10,06	2,92	0,67	42	40,33	25,21	22,50
17	10,47	3,13	0,76	43	43,54	28,06	26,25
18	10,90	3,36	0,88	44	47,13	31,34	30,40
19	11,36	3,61	1,03	45	51,17	35,11	36,00
20	11,85	3,88	1,12	46	55,73	39,48	41,70
21	12,37	4,17	1,35	47	60,91	44,45	49,30
22	12,92	4,48	1,55	48	66,80	50,46	59,25
23	13,51	4,82	1,74	49	73,55	57,41	71,45
24	14,14	5,20	1,97	50	81,31	65,60	85,75
25	14,80	5,60	2,25				

Fuente: "Braja M. Das" 2010

Donde: $\Phi = ^\circ\text{C}$

Teoría de la capacidad de carga según Meyerhof.

Meyerhof (1951-1963) propuso una ecuación de capacidad última de carga similar a la de Terzaghi. Donde la principal característica de la ecuación de Meyerhof es la inclusión del factor de forma S_q , factores de profundidad d_i y además los factores de inclinación I_i , para el caso en que la carga aplicada a la fundación se encuentre inclinada en el ángulo θ respecto a la vertical. (BRAJA M, 2010)

Las diferencias básicas entre ambas ecuaciones son las siguientes:

Meyerhof toma en cuenta la resistencia al corte del suelo por encima de la base de la zapata (es decir toma en cuenta la resistencia cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla DI) figura 14.

Asume que la superficie de falla se extiende hasta la superficie del terreno. Para la determinación de q_u .

La ecuación de Meyerhof puede ser aplicada a fundaciones rugosas tanto superficiales como profundas

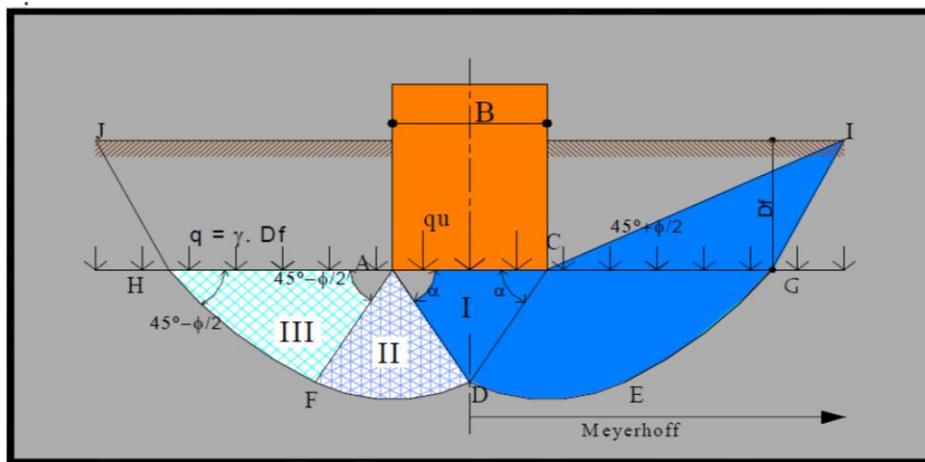


Figura 14: Método de Meyerhof Dass

Fuente: (LAMBE & WHITMAN, 2010)

La ecuación propuesta por Meyerhof, así como los factores utilizados por este autor, se presentan a continuación:

Ecuación de Meyerhof

Ecuación inclinada

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Carga vertical:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

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

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan\phi}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi)$$

Factores de forma

Para $\phi = 0$

$$s_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B}{L} \right) s_q = s_\gamma = 1$$

Para $\phi \geq 10^\circ$

$$s_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Factores de Profundidad

Para $\phi = 0$

$$d_c = 1 + 0,2 \left(\frac{D_f}{L} \right) d_q = d_\gamma = 1$$

Para $\phi \geq 10^\circ$

$$d_c = 1 + 0,2 \left(\frac{D_f}{L} \right)$$

$$d_q = 1 + 0,1 \left(\frac{D_f}{L} \right) \cdot \sqrt{\tan^2 \cdot \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

Factores de inclinación

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

$$i_\gamma = i_q \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2 \text{ Donde } \theta = \text{inclinación de la carga respecto a la vertical}$$

Fuente: (BRAJA M, 2010)

En las formulas anteriores se incluyen tanto los factores de forma “s”, los factores de profundidad “d” y los factores de inclinación “i”.

Los factores de inclinación “i” son determinados para cargas inclinadas que forman un ángulo θ con la vertical y se aplica en la dirección del ancho de la zapata

Tabla 8: Factores de Capacidad de Carga de Meyerhof $N_{\gamma} = (Nq-1) \cdot \tan(1.4\phi)$

Φ	N_{γ}	Φ	N_{γ}	Φ	N_{γ}	Φ	N_{γ}
0	0,00	14	0,92	28	11,19	42	139,32
1	0,002	15	1,13	29	13,24	43	171,14
2	0,01	16	1,38	30	15,67	44	211,41
3	0,02	17	1,66	31	18,56	45	262,74
4	0,04	18	2,00	32	22,02	46	328,73
5	0,07	19	2,40	33	26,17	47	414,32
6	0,11	20	2,87	34	31,15	48	526,44
7	0,15	21	3,42	35	37,15	49	674,91
8	0,21	22	4,07	36	44,43	50	873,84
9	0,28	23	4,82	37	53,27	51	1143,93
10	0,37	24	5,72	38	64,07	52	1516,05
11	0,47	25	6,77	39	77,33	53	2037,26
12	0,60	26	8,00	40	93,69		
13	0,74	27	9,46	41	113,99		

Fuente: “Braja M. Das” 2010

Donde: $\Phi = ^\circ C$

Teoría de la capacidad de carga según Hansen.

Hansen (1970) propuso una ecuación general de capacidad última de carga. La ecuación de Hansen es una extensión al trabajo de Meyerhoff, siendo la principal diferencia con las ecuaciones anteriores lo siguiente: **Fuente:** (BRAJA M, 2010)

Además toma en cuenta el factor g_i que considera el caso en que la fundación está siendo soportada por la superficie de un talud que se encuentra formando un ángulo β con la horizontal.

Al igual que la ecuación de Meyerhof, la ecuación de Hansen puede ser utilizada tanto para fundaciones superficiales como profundas, ya que está incluido un factor de profundidad d_i .

Ecuación de Hansen

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

Para $\phi = 0$

$$q_u = 5,14 \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q$$

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

$$N_q = \tan \phi^2 \cdot \left(45 + \frac{\phi}{3} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

Fuente: (BRAJA M, 2010)

Presenta las ecuaciones para la determinación de los factores de forma, profundidad, inclinación de carga, inclinación de la superficie de fundación y finalmente el factor que considera el efecto que produce cuando una fundación es emplazada sobre un talud.

Para su utilización se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

Usar s_c , d_c , solo para $\phi = 0$

Las dimensiones efectivas de B' y L' son utilizadas para el caso de cargas excéntricas y cargas inclinadas como se observa en la figura 15. Estas dimensiones efectivas son utilizadas para el cálculo de los factores de forma pero no para el cálculo de los factores de profundidad. Cuando solo existe excentricidad en la dirección L , el valor de B' en el término N_γ es igual a B .

La variable c_a representa la adhesión de la base y es igual a $(0.6 - 1.0) \times$ Cohesión de la base.

La identificación de los ángulos η y β es realizada a partir de la presentada a continuación. La posición de H_i (H_B o H_L) puede también causar excentricidad. Se debe notar que V es la fuerza normal a la base y no la resultante R . Esta última resulta de la combinación de H_i y V .

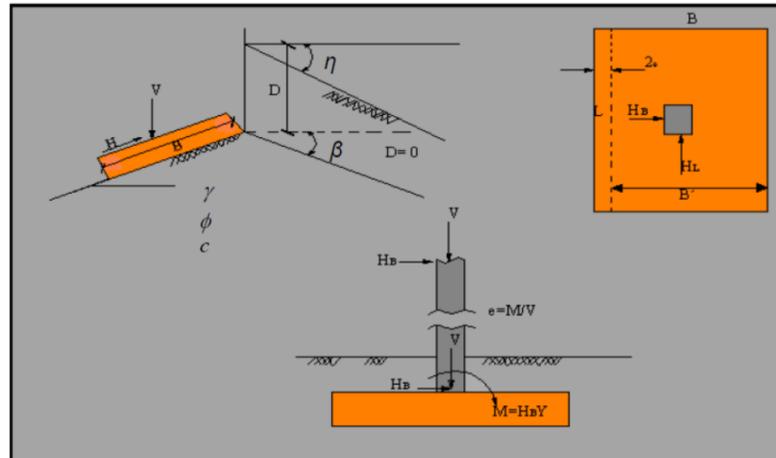


Figura 15: Ecuación de Hansen

Fuente: (BRAJA M, 2010)

Factores para la ecuación general de Hansen

$$s_c = 0,2 \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{Para } \phi = 0$$

Para todo ϕ

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$
$$s_c = 1$$

Para continua

$$s_{qH} = 1 + \frac{B'}{T'} \text{sen}\phi \quad s_{qV} = 1 + \frac{B'}{T'} \text{sen}\phi$$

Factores de profundidad

Para $D_f/B \leq 1$

$$d_c = 0,4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_c = 1 + 0,4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_\gamma = 1$$

Para $D_f/B > 1$

Donde el factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ radianes

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Factores de terreno

$$g_c = \frac{\beta}{147^\circ} \phi = 0$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ}$$

$$g_q = g_y = (1 - 0,5 \cdot \tan \beta)^5$$

Fuente: (BRAJA M, 2010)

Hansen (1970) dio una ecuación para el cálculo de i_c Cuando $\phi > 0$. La ecuación presentada es de Hansen (1961). También usada por Vesic.

Para la determinación del factor de inclinación i en la ecuación de Hansen debe tomarse en cuenta que la componente horizontal de la carga, H y la componente vertical, V son perpendiculares y paralelas, a la base respectivamente. Luego, para el caso general de cargas inclinadas se tiene:

Usar H_i como H_B si la carga horizontal es paralela a B o H_i como H_L si la carga paralela a L o ambos si existe carga horizontal en ambas direcciones.

Cuando H es paralelo a la dimensión B , $H_i = H$. Para el caso en que $H_B = 0$, H se tiene:

$$i_{c,B}, i_{q,B}, i_{\gamma,b} = 1$$

Cuando H es paralelo a la dimensión L , $H_i = H_L$. Para el caso en que $H_L = 0$ se tiene:

$$i_{c,L}, i_{q,L}, i_{\gamma,L} = 1$$

Estos valores de H_i son utilizados para el cálculo de los factores de inclinación. Una vez calculados los factores de inclinación, los factores de forma son calculados a través de las ecuaciones que se presentan a continuación:

Determinados los factores de forma, estos deben ser remplazados en la ecuación de capacidad de carga de Hansen, que adaptada para el caso general de carga inclinada, tienen la siguiente forma:

Ecuación general de Hansen para el caso de carga inclinada

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_{c,B} \cdot d_{c,B} \cdot i_{c,B} \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_{q,B} \cdot d_{q,B} \cdot i_{q,B} \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y \cdot s_{y,B} \cdot d_{y,B} \cdot i_{y,B} \cdot g_y \cdot b_y \text{ Ec. (9)}$$

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_{c,L} \cdot d_{c,L} \cdot i_{c,L} \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_{q,L} \cdot d_{q,L} \cdot i_{q,L} \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y \cdot s_{y,L} \cdot d_{y,L} \cdot i_{y,L} \cdot g_y \cdot b_y \text{ Ec. (10)}$$

Finalmente el valor de q_u es el < entre los dos valores obtenidos entre (9) y (10)

Factores de Hansen para el caso general de carga inclinada

$$s_{c,B} = 0,2 \left(\frac{B' i_{c,B}}{L'} \right) \text{ Para } \phi = 0$$

$$s_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B' i_{c,B}}{L'}$$

$$s_{q,B} = 1 + \text{sen } \phi \cdot \frac{B' i_{c,B}}{L'}$$

$$s_{y,B} = 1 - 0,4 \cdot \frac{B' i_{c,B}}{L'}$$

$$s_{c,L} = 0,2 \left(\frac{L' i_{c,B}}{B} \right) \text{ Para } \phi = 0$$

$$s_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{L' i_{c,B}}{B'}$$

$$s_{q,B} = 1 + \text{sen } \phi \cdot \frac{L' i_{c,B}}{B'}$$

$$s_{y,B} = 1 - 0,4 \cdot \frac{L' i_{c,B}}{B' i_{c,B}}$$

Nota.- el valor de $s_{y,j}$ debe ser mayor o igual a 0,6, es decir, $s_{y,i} \geq 0,6$
Si este valor es menor a 0,6 entonces usar 0,6

Fuente: (BRAJA M, 2010)

Teoría de la capacidad de carga según Vesic

Las ecuaciones propuestas por Vesic (1973) son esencialmente igual a la propuesta por el método de Hansen (1961), salvo la introducción de algunos cambios que se especifica a continuación:

El término N_γ tiene una ecuación ligeramente diferente.

Los factores de inclinación de carga i_i , inclinación de la superficie de fundaciones b_i , y el factor de fundación emplazada sobre un talud g_i son calculados de manera diferente

Ecuación general de Vesic

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$
$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$
$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$
$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi$$

Fuente: (BRAJA M, 2010)

Se presenta las ecuaciones propuestas por Vesic para la determinación de los factores de inclinación de carga, inclinación de la superficie de fundación y finalmente el factor que considera el efecto que se produce cuando una fundación es emplazada sobre un talud.

Las consideraciones a tomar para el uso de estas ecuaciones son las mismas que las realizadas en el método de Hansen, salvo que Vesic a diferencia de Hansen, para el caso de carga inclinada, no toma en cuenta la determinación de los nuevos factores de forma es decir a los factores de inclinación.

Para Vesic el exponente m incluye la inclinación de la carga, la ecuación de Vesic no es adaptada para el caso de carga inclinada, y en este caso, el valor B' en el término N_γ es igual a la menor dimensión lateral real, incluso cuando $H_i = H_L$.

Por lo tanto cuando $H_B = H_i$, entonces $m = m_B$. Luego, $m = m_L$ cuando $H_i = H_L$.

En caso de que $H_B \neq 0$ y $H_L \neq 0$, usar $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Recordar que debe usarse las dimensiones de B y L, y no así las dimensiones de B' y L'. Para el caso de cargas excéntricas e inclinadas usar B' y L' en la determinación de los factores de forma. Finalmente cuando $\phi = 0$ y $\beta \neq 0$, usar $N_\gamma = -2 \text{sen}(\pm \beta)$

Factores para la ecuación general de Vesic

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L} s_c = 1$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L} \geq 0,6$$

Para $D_f/B \leq$

$$d_c = 1 + 0,4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

Para $D_f/B > 1$

Donde el factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ radianes

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$$

$d_\gamma = 1$ Para todo ϕ

Factores de terreno

$$g_c = \frac{\beta}{5,14} \phi = 0 \beta: \text{Radianes } g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5,14 \tan \phi} \phi > 0^\circ$$

$$g_q = g_y = (1 - \tan \beta)^2$$

Factores de inclinación

$$b_c = g_c \phi = 0$$

$$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5,14 \tan \phi}$$

$$b_q = b_y = (1 - \eta \tan \phi)^2 \quad \text{Donde } \eta \text{ está en radianes}$$

$$i_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f \cdot c_a \cdot N_c} \quad \text{Donde } c_a \text{ es el factor de adherencia Para } \phi = 0$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \text{ Para } \phi > 0^\circ$$

$$i_q = 1 - \left[\frac{H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^m \quad i_y = 1 - \left[\frac{H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 - B/L} \quad m = m_L = \frac{2 + B/L}{1 - B/L}$$

Fuente: "Braja M. Das" 2010

Criterios para la elección de la ecuación adecuada en la determinación de la capacidad última de carga

Para la elección de ecuaciones tomar en cuenta el criterio escrito en la Tabla 9 sin embargo, por lo general, es buena práctica usar al menos dos métodos y comparar los resultados obtenidos con cada método. Si los valores obtenidos son muy diferentes se aconseja utilizar un tercer método. Otra buena práctica es utilizar un valor promedio de los valores obtenidos.(PECK & REED, 1993)

Tabla 9: Criterios para la elección de ecuaciones

Ecuación	Mejor para
Terzaghi	Suelos muy cohesivos donde $D_f/B \leq 1$ sobre todo cuando se quiere una estimación rápida q_u . No debe ser usada para casos que se presenten las zapatas sometidas a momentos o fuerzas horizontales, o para zapatas fundadas en bases inclinadas o en superficies de un talud.
Hansen, Meyerhof y Vesic	Pueden ser usadas en cualquier situación dependiendo de la familiaridad que tenga el usuario con cualquiera de los métodos.
Hansen, Vesic	Cuando la zapata es fundada en una base inclinada o en la superficie de un talud o cuando $D_f/B > 1$

Fuente Braja M Dass.

Coefficiente de Balasto

La ingeniería de fundaciones, al igual que otras ramas de la ingeniería civil posee en la actualidad más recursos de diseño, debido principalmente al avance de la tecnología en lo que se refiere a programas computacionales. Estos son exactos en sus soluciones, pero su eficiencia depende de la calidad y correcto ingreso de los datos. Tal es el caso del coeficiente de balasto K el cual deberá ser correctamente obtenido y utilizado para ser ingresado en un programa computacional.

Por lo expuesto anteriormente se precisa de un investigación del coeficiente de balastos K que proporcione mayores luces sobre su obtención e influencia en la economía y seguridad del diseño de fundaciones.

Definición del coeficiente de balasto

El coeficiente de balasto está definido como el valor obtenido del cociente entre el incremento de presión de contacto (q) y el desplazamiento (δ), como se ve en la figura 16

$$K_s = \frac{q}{\delta}$$

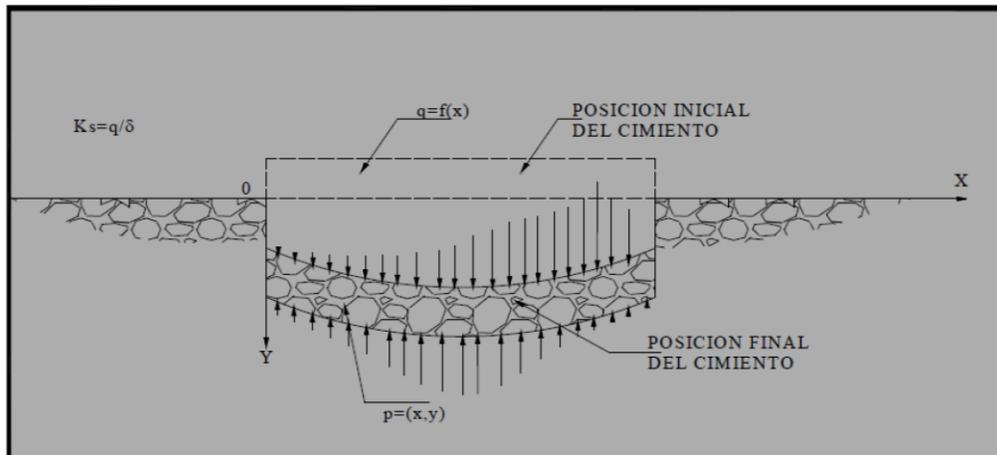


Figura 16: Relación entre la presión y deformación del suelo

Fuente: “Braja M. Das” 2010

Entonces el coeficiente de balasto es una relación conceptual entre la presión y la deformación del suelo que es muy usada en el análisis estructural de fundaciones, generalmente para zapatas continuas, vigas, losas de fundación y varios tipos de pilotes.

Factores de corrección por sobrecarga en arenas

Ábaco que transmite el esfuerzo a una cimentación superficial de una pila de puente.

La cimentación está enterrada y no es visible en la figura.

Esquema que muestra donde se aplican las cimentaciones superficiales (más baratas) y las cimentaciones profundas. Muchas veces en terrenos malos hay que optar siempre por la cimentación profunda, incluso para construcciones de poco peso, como una casa pequeña. Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En este tipo de cimentación, la carga se reparte en un plano de apoyo horizontal.

En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

Cimentaciones ciclópeas.

Zapatas.

Zapatas aisladas.

Zapatas corridas.

Zapatas combinadas.

Losas de cimentación.

La profundidad del plano de apoyo se fija basándose en el informe geotécnico, sin alterar el comportamiento del terreno bajo el cimiento, a causa de las variaciones del nivel freático o por posibles riesgos debidos a las heladas. Es conveniente llegar a una profundidad mínima por debajo de la cota superficial de 50 u 80 cm en aquellas zonas afectadas por estas variables. En el caso en que el edificio tenga una junta estructural con soporte duplicado (dos pilares), se efectúa una sola zapata para los dos soportes. Conviene utilizar hormigón de consistencia plástica, con áridos de tamaño alrededor de 40 mm. En la ejecución, y antes de echar el hormigón, disponer en el fondo una capa de hormigón pobre de aproximadamente 10 cm de espesor (hormigón de limpieza), antes de colocar las armaduras, las zapatas tienen hormigón. (Medina Sánchez, 2008)

Zapatas corridas: se emplean para cimentar muros portantes, o hileras de pilares. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas. Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que pretendemos los asientos en el terreno. También este tipo de cimentación hace de arriostamiento, puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en el terreno. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

Las zapatas corridas se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno. Por practicidad se adopta una altura mínima

para los cimientos de hormigón de 3 dm aproximadamente. Si las alturas son mayores se les da una forma escalonada teniendo en cuenta el ángulo de reparto de las presiones.

En el caso de que la tierra tendiese a desmoronarse o el cimiento deba escalonarse, se utilizarán encofrados. Si los cimientos se realizan en hormigón apisonado, pueden hormigonarse sin necesidad de los mismos.

Si los trabajos de cimentación debieran interrumpirse, se recomienda cortar en escalones la junta vertical para lograr una correcta unión con el tramo siguiente. Asimismo colocar unos hierros de armadura reforzará esta unión.

Cimentaciones profundas:

Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Deben ubicarse más profundamente, para poder distribuir sobre una gran área, un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga. Algunos métodos utilizados en cimentaciones profundas son:

Pilotes: son elementos de cimentación esbeltos que se hincan (pilotes de desplazamiento prefabricados) o construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno (pilotes de extracción ejecutados in situ). Antiguamente eran de madera, hasta que en los años 1940 comenzó a emplearse el hormigón.

Pantallas: es necesario anclar el muro al terreno.

Pantallas isostáticas: con una línea de anclajes

Pantallas hiperestáticas: dos o más líneas de anclajes

Según la relación entre el ancho del cimiento y la profundidad del plano de apoyo.
(Burmister , 1956)

Requerimientos de una cimentación

Debe de situarse de un modo adecuado para impedir los daños producidos por heladas, cambios de volumen, socavaciones, movimientos del nivel freático, daños producidos por futuras construcciones, etc.

Debe de ser estable: vuelco, deslizamiento, hundimiento, estabilidad general del conjunto, diseño estructural adecuado.

Los movimientos y vibraciones deben de limitarse para que no desfigure o dañe la estructura o instalaciones.

Debe ofrecer una seguridad aceptable y suficiente al menor coste posible.

Estos requisitos deben considerarse en el orden indicado. Los tres requisitos últimos pueden establecerse con una exactitud razonable por los métodos de la mecánica de suelos, pero el primero implica a muchos factores diferentes, algunos de los cuales no pueden ser evaluados analíticamente, por lo que debe determinarse a juicio del proyectista.

Cargas admisibles en arenas en función del ensayo SPT

De entre las distintas correlaciones existentes entre el índice N del ensayo estándar de penetración SPT y la presión vertical de cimentación se describe, a continuación, la propuesta por Meyerhof (1956).

La presión vertical admisible en arenas, de manera que se tenga una seguridad adecuada frente al hundimiento y de manera que el asiento sea inferior a una pulgada (25,4 mm.), es:

$$P_{v.adm} = 6N \left(1 + \frac{D}{3B^*}\right) \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{para } B < 1,2 \text{ m}$$

$$P_{v.adm} = 4N \left(1 + \frac{D}{3B^*}\right) \cdot \left(\frac{B^* + 0,3}{B^*}\right)^2 \quad \text{KN/m}^2 \quad \text{para } B > 1,2 \text{ m}$$

D = profundidad del plano de cimentación.

B* = ancho equivalente del cimientto.

Ambas dimensiones deben medirse en metros de manera que los términos entre paréntesis resulten adimensionales.

El índice N del SPT a utilizar en esta expresión debe ser el valor medio obtenido en la zona comprendida entre el plano de cimentación y una profundidad $1,5 B^*$ bajo dicho plano. (Meigh, 1987)

Como quiera que los valores del índice N del SPT dependen de la sobrecarga efectiva de tierras al nivel del ensayo, tales valores deben referirse a una presión normalizada de 100 KPa (1 Kg/cm^2). Los factores de corrección a utilizar se indican en el cuadro siguiente:

Tabla 10: Factor de corrección del índice “N” del SPT por el efecto de la sobrecarga efectiva de las tierras

Presión vertical efectiva al nivel el ensayo (Kpa)	Factor de corrección, f $N(\text{corregido})=f \cdot N$
0	2,0
25	1,5
50	1,2
100	1,0
200	0,8
400 ó mayor	0,5

Fuente: (Herrera, 2011)

Para valores intermedios se puede interpolar linealmente entre los datos indicados.

En cualquier caso el valor del índice N del SPT que se introduce en las expresiones anteriores después de corregido, no debe ser nunca superior a 50.

La profundidad de cimentación D a utilizar en los cálculos, no debe ser nunca mayor que el ancho equivalente de cimentación, B^* .

Las ecuaciones anteriores se consideran aplicables para cimentaciones superficiales de hasta unos 5 metros de anchura, como máximo. (Herrera, 2011)

Zapatas

La zapata es una cimentación superficial aislada, en la mayoría de los casos, que da sostén a la obra en terrenos homogéneos y en edificios resistentes. Se conforma de concreto y se ubica por debajo de los pilares, derivando y transmitiendo así las tensiones de la estructura hacia el terreno, característica fundamental en zonas de climas extremos y zonas sísmicas.

Las Zapatas Aisladas son un tipo de Cimentación Superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite.

Las zapatas aisladas van arriostradas con riostras de hormigón armado de sección inferior a la zapata.

Pueden ejecutarse de hormigón en masa, es decir sin armar, si las mismas tienen un canto considerable (son las denominadas zapatas macizas).

Armado de la parte inferior: Se realiza un mallazo conformado por barras cruzadas; la separación entre barras no ha de superar los 30 cm.

Recubrimiento para evitar corrosiones: Separación de las armaduras, entre 5 a 10 cm. del borde y del fondo de la zapata, dependiendo del tipo de hormigón utilizado y de las características del terreno.

Barras: Se recomienda utilizar diámetros de barras grandes, mínimo del 12, ante posibles corrosiones.

La armadura longitudinal del pilar llega hasta el mallazo, por lo cual se colocan armaduras de espera iguales que las de los pilares.

Solape mínimo: Considerar 30 veces el diámetro de la barra más gruesa del pilar.

Normativa referida a zapata aislada de hormigón en masa o armado como cimiento de soportes verticales:

Las zapatas anclan la estructura al terreno, al igual que lo hacen los pilotes y las losas de cimentación en construcciones de terrenos acuosos o heterogéneos. A pesar de su homogeneidad en funciones, hay diversos tipos de zapatas empleadas en las obras residenciales y comerciales por igual

Tipos de Zapatas

Zapatas aisladas: Las zapatas aisladas son las que recaen en un mismo y único pilar, transmitiendo así las tensiones y cargas al terreno. Son las utilizadas en obras con

juntas de dilatación (como en edificios), y su principal característica es no necesitar de juntas térmicas, pues no se ve afectada por este rigor.

Las hay en diversos tipos, a partir de su relación entre el canto y el vuelo de la estructura, pudiendo ser:

Rígidas o poco deformables,

Flexibles o deformables,

Centradas (de esfuerzo vertical)

Excéntricas (de esfuerzo vertical)

Irregulares (de esfuerzo vertical)

Zapatas aisladas descentradas y combinadas: Este tipo de zapatas reciben y soportan las cargas en forma descentrada, utilizadas mayormente en medianeras y esquinas. Se ubican debajo de dos pilares, separados a una distancia máxima de 5 metros, siendo conocidas como “zapatas combinadas” en estos casos, mientras que las “zapatas asociadas” son las que reciben la carga de dos soportes mucho más cercados, de un máximo de 3 metros de separación.

Zapatas colindantes o combinadas: Reciben esta denominación las estructuras cimentadas en las que el pilar no logra apoyarse al centro de la zapata, sino que se apoya de manera excéntrica, como sucede en pilares perimetrales. Para resolver la posibilidad de vuelco de la zapata se la combina con la más próxima mediante vigas de atado, evitando que la cimentación se gire o vuelque.

Iones químicos que intervienen en los agregados

Alguno Iones que perjudican la composición química de una Roca (agregados grueso y finos)

Ión Fosfato $(PO_4)_3^{3-}$

De los diversos ácidos que se forman cuando el compuesto del ácido fosfórico P_4O_{10} se disuelve con el agua el H_3PO_4 (ácido fosfórico) es el más importante porque forma muchas veces parte de las rocas en forma de Roca fosfata, éstas son atacadas por el ácido sulfúrico, debilitándose la estructura de dichas rocas formándose el ión

fosfato $(PO_4)_3^{3-}$, el cual actúa como un ión medianamente agresivo a las rocas que conforman los agregados.

Al mismo tiempo se forman otros ácidos como el $H_4P_2O_7$ (ácido piro fosfórico) y $(HPO_3)_m$ ácido metafosfórico, estos ácidos en contacto con el agua conforman los ácidos ortofosfóricos (H_3PO_4) que nuevamente por la acción del ácido nítrico, ácido sulfúrico de las aguas ácidas se transforman en ión ortofosfórico generando nuevamente los iones fosfatos $(PO_4)_3^{3-}$.

El ácido fosfórico en contacto con el agua puede cristalizar formando la fluorescencia en las construcciones que contienen sales de fosfatos, no es un ácido agresivo, pero si con el tiempo y en contacto con aguas ácidas ocasiona alguna agresividad al concreto.

Luego es un ácido débil que tiene una constante de solubilidad (K_s) entre $7,5 * 10^{-3}$ a $6,2 * 10^{-8}$ y su punto de fusión $42.3^\circ C$.

Aunque se han caracterizado numerosos fosfatos como: $Ca_3(PO_4)_2$, $Na_3(PO_4)$, $Mg_3(PO_4)_2$, estos reaccionan con el ácido sulfúrico (H_2SO_4) originando debilidad en los concretos y en algunos casos con la materia orgánica (carbón y lignito) y los siluatos generando reacciones de debilitamiento al agregado. (Nacronann, 2015)

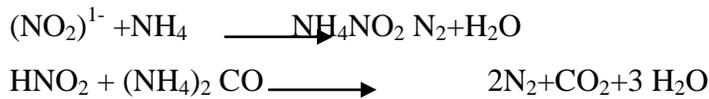
Reacciones



Ión Nitrito $(NO_2)^{1-}$

Los ácidos nitrosos en solución son inestables, su potencial de oxidación son capaces de reducir y oxidar debido a que el nitrógeno tiene diferentes estados de oxidación (la que puede formar diferentes compuestos siendo el más importante el ión nitrito (NO_2) , éste ión puede reaccionar con aguas residuales formándose el amoníaco (NH_3) que es un gas bastante contaminante en un medio ambiente, por lo tanto si los agregados contienen iones nitrito y las aguas que se utilizan se contaminan con aguas que contienen mucha materia orgánica, se forman los gases, debilitando la estructura de los agregados y forman fluorescencia con el tiempo. (DODD, 1990)

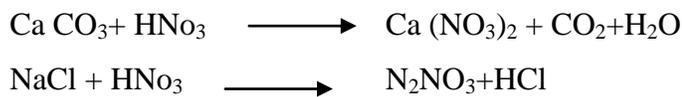
El Ión nitrito (NO_2)¹⁻ se pueden obtener del ácido nitroso (HNO_2) generando grados de contaminación



Ión Nitrato (NO_3)¹⁻

El ácido nítrico es un compuesto que proviene de las aguas ácidas que en contacto con los agregados que contienen sales diferentes formando sales agresivas que son componentes que generan el debilitamiento de los agregados formándose la fluorescencia, el ácido nítrico es un ácido fuerte lo cual se debe realizar los análisis de los agregados por si hay sales de calcio, magnesio de sodio, etc con el ácido nitrito reacciona generando su agresividad. (DODD, 1990)

Algunas reacciones



2.4 Marco Conceptual

Ensayos de laboratorio.

Localizado el lugar de la investigación es necesario conocer los diferentes tipos de materiales que forman el subsuelo a diferentes profundidades según el diagrama de presiones efectuándose de 3 a 5 metros de profundidad. (BRAJA M, 2010)

Los ensayos de laboratorio se pueden clasificar en:

Ensayos generales.

Nos permiten determinar las principales características de los suelos, para poder clasificarlos e identificarlos adecuadamente. (BRAJA M, 2010)

Son los siguientes:

Contenido de humedad (MTC E 108 - 2000).

Peso específico (MTC E 113 - 2000 y MTC E 206-2000, NTP 400.021).

Análisis granulométrico (MTC E 107 - 2000).

Límites de consistencia. Entre éstos tenemos:

Límite líquido (MTC E 110 - 2000).

Límite plástico (MTC E 111 - 2000).

Contenido de humedad.

El contenido de humedad en una masa de suelo es la cantidad de agua presente en dicha masa en términos de su peso en seco. (Villalaz, 1980)

Peso Específico.

El peso específico de un suelo se define como la relación en peso, en el aire, de las partículas sólidas y el peso en el agua destilada, considerando un mismo volumen y una misma temperatura. (Mott, 1996)

Licuefacción de Suelos

La licuefacción de suelo describe el comportamiento de suelos que, estando sujetos a la acción de una fuerza externa (carga), en ciertas circunstancias pasan de un estado sólido a un estado líquido (Lambe & Whitman, 2001)

Análisis Granulométrico.

Llamado también Análisis Mecánico y consistente en la determinación de la distribución de las partículas de un suelo en cuanto a su tamaño, pudiendo obtener así los porcentajes de piedra, grava, arena, limos y arcilla.

2.5 Definición de términos Básicos

Límites de Consistencia

Entiéndase por consistencia el grado de cohesión de las partículas de un suelo y su resistencia a aquellas fuerzas exteriores que tienden a deformar o destruir su estructura. (Villalaz, 1980)

Límite Líquido (LL)

Es el contenido de humedad del material en el límite superior de su estado plástico. (Villalaz, 1980)

Límite Plástico (LP)

Es el contenido de humedad que corresponde al límite arbitrario entre los estados de consistencia plástico y semisólido de un suelo. (Villalaz, 1980)

Índice de Plasticidad (IP)

Es el valor numérico de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. (Villalaz, 1980)

$$IP = LL - LP$$

Cimentaciones

Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. (Graux & Sanz LLano , 1975)

Ensayo de Penetración Estándar

Es un tipo de ensayo de penetración dinámica que mediante sondeos determina el número de golpes que permite establecer la resistencia del terreno. (Fernandez, 2015)

Corte Directo

Este ensayo determina las propiedades físicas de los suelos como son: el ángulo de fricción interna y la cohesión, que nos permite determinar la capacidad portante del suelo (Fernandez, 2015)

CAPÍTULO III

PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis

La diferencia en la precisión de medición de la capacidad portante de los suelos de fundación de ciudad Universitaria UNC mediante el ensayo especial de SPT varía en un 30% respecto al ensayo especial de Corte Directo.

3.2 Variables

3.2.1. Variable Independiente: Métodos de medición.

3.2.2. Variable Dependiente: Capacidad Portante

3.3 Operacionalización de variables

Tabla 11: Operacionalización de Variables

DEFINICIÓN OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES/CATEGORÍAS			
VARIABLES CATEGORÍAS	DEFINICIÓN DE VARIABLES	DIMENSIONES/ FACTORES	FUENTE O INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN
<u>Métodos de medición</u>		(%)	
Límites de Attemberg	El suelo es el producto final de la influencia del tiempo y combinado con el clima, topografía, organismos (flora, fauna y ser humano), de materiales parentales (rocas y minerales originarios).	(%)	Exploración Geotécnica
- Contenido de humedad		°	
- Ángulo de fricción interna – Cohesión		Kg/cm2	
-Se basa en las normas ASTM (American Society for Testing and Materials)			
<u>Capacidad Portante</u>	Es la resistencia que tiene cada tipo de suelo para soportar las cargas aplicadas sobre él.	Kg/cm2	Perforación
Corte Directo		N° de golpes	
SPT			

CAPÍTULO IV

MARCO METODOLÓGICO

4.1. Ubicación Geográfica

La presente investigación se realizó en la Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca Distrito, provincia y Departamento de Cajamarca siendo sus coordenadas geográficas:

Latitud $17^{\circ} 59' 38''$,

Longitud $70^{\circ} 14' 22''$ y

Altitud 2780 m.s.n.m.

4.2. Diseño de la investigación

Fase de Campo

Para la ejecución del presente trabajo de investigación se seleccionó el área libre y todas las edificaciones que se encuentran en deterioro de la Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca, donde se limitó las zonas de ejecución de los 08 Ensayos SPT, consecuentemente de la extracción de las muestras se realizaron 08 Ensayos Especiales de Corte Directo.

Ensayos SPT

Luego de haber delimitado la zona donde se realizaron las perforaciones de Penetración Estándar a 10 m se extrajeron las muestras de suelos las que se llevaron a Laboratorio de Suelos (equipos debidamente calibrados). Así mismo a diferentes profundidades de 2, 4, 6 y 8 m se extrajeron muestras para la determinación del Ensayo de Corte Directo, igualmente se extrajeron 2 muestras para las pruebas de Análisis Químicos de sulfatos, cloruros y materia orgánica.

En todos los Ensayos de Penetración Estándar se tuvo cuidado con la extracción de las muestras de arenas especialmente la Napa Freática para establecer los cálculos de licuefacción de suelos.

Los cálculos de la capacidad Portante se realizaron por las fórmulas empíricas descritas en el marco teórico. Lo que respecta al Ensayo de Corte Directo donde se

determinó el ángulo de fricción interna y la cohesión determinando la capacidad portante mediante la fórmula de: Terzaghi y Peck, Meyerhof, Terzaghi, Parry y Bowles

Fase de Laboratorio

En esta fase todos los ensayos estarán basados por las normas ASTM y el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú

Investigaciones geotécnicas

Los trabajos de investigaciones geotécnicas ejecutados en el presente Estudio de Suelos, comprendieron una serie de actividades de campo y laboratorio que seguidamente se detallan,

Excavación de Calicatas

Se ejecutó 08 calicatas mediante excavaciones, manualmente a cielo abierto, en el área de estudio mencionado anteriormente y 08 sondajes de SPT,

Elaboración del Perfil Estratigráfico de Suelos

En el campo se efectuó el estudio y reconocimiento geotécnico de los suelos identificados en las calicatas excavadas; elaborando un perfil de descripción de los tipos de suelos que describe el color, el grado de contenido de humedad natural, módulo de finura y principales características físicas – mecánicas de cada una de las muestras,

Muestreo de suelos

Se ejecutó el muestreo de suelos en las paredes de las calicatas, poniendo especial atención en aquella donde se verificó cambio del tipo de suelo investigado dentro del terreno, Las muestras de los suelos fueron obtenidas al estado disturbado en un total de 1 muestra por calicata con las mismas características físicas mecánicas, todas ellas se obtuvieron en cantidad suficiente para efectuar ensayos estándar en laboratorio para la Identificación de la clasificación SUCS y AASHTO

4.3. Métodos de la investigación

En la tabla 12 se determinó el método de investigación según el criterio y su tipo

Tabla 12: Método de investigación

CRITERIO	TIPO DE INVESTIGACIÓN
Finalidad	Aplicada
Objetivos	Descriptiva - Correlacional
Fuente	Primaria
Diseño	No Experimental
Temporalidad	Diacrónica
Contexto	Laboratorio, campo

Fuente: (Morone, 2002)

4.4. Población, muestra, unidad de análisis y unidad de observación

Se ha ubicado en el plano maestro de la Universidad Nacional de Cajamarca, y los puntos de Penetración Estándar (SPT) así como los puntos de Corte directo (CD) en coordinación con la Oficina General de Servicios y Medio ambiente, y la Oficina General de Planificación las nuevas construcciones que se van a realizar, así como también de acuerdo a las evaluaciones realizadas a los edificios que necesitan mejoramiento estructural en las cimentaciones, tales como:

Tabla 13: Ubicación de puntos en coordenadas UTM.

PUNTO SPT/CD	NORTE	ESTE	ESTRUCTURAS	OBSERVACION
1	9206831	776242	Fac. Medicina	Por construir
2	9206914	776426	Ing. Sistemas	Por construir
3	9206870	776408	Ing. Minas	Por construir
4	9206860	776463	Ing. Hidráulica	Por construir
5	9206753	776655	Ing. Forestal	Deteriorada
6	9207037	776583	Pabellón 1B	Deteriorada
7	9207080	776632	Pabellón 1 ^a	Deteriorada
8	9207135	776625	Escuela de Post Grado	Por construir
9	9207041	776681	Pabellón 1G Educación	Deteriorada
10	9206936	776897	Obstetricia	Por construir

Población: 13.8 has

Muestra: 7 has

4.5. Técnicas para el procesamiento de la información

La recolección de datos se realizó mediante los cuadros de doble entrada, gráficos formatos de ensayos de laboratorio como se adjunta en los respectivos anexos.

- Para el cálculo de la capacidad portante de los suelos de fundación se utilizó las fórmulas: Terzaghi y Peck, Meyerhof, Terzaghi, Parry y Bowles
- Para la zonificación geotécnica se realizó un reconocimiento del terreno, ubicación de calicatas y SPT según el área y de acuerdo con la Dirección de infraestructura y Planificación de la Universidad Nacional de Cajamarca para las próximas construcciones a realizarse.
- Se determinó cada 50 cm la Capacidad Portante, por los diferentes autores.

4.6. Técnicas de recopilación la información

Para el procesamiento de información se consideró

- Revisión de material Bibliográfico
- Muestreo de suelos en las exploraciones

Se presentan los formatos, hojas de cálculo que se utilizaron en los diferentes tipos de Suelos de las perforaciones de los ensayos especiales de (SPT), como son Granulometría, límites de Atterberg, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, Proctor Modificado, contenido de humedad, peso unitario. Corte directo, Formato de SPT y Cálculos de los Ensayos Especiales

4.7. Equipo, materiales

Materiales

Material Cartográfico

Fichas de Registro para los Ensayos

Materiales de escritorio:

Equipos

Indicador de dial de penetración graduación rango: 0-1''. Marca: rex

Fijador, rex

Cronometro. Rex

Bandejas para horno.

Probeta Graduada de 500ML.

Mallas 3", 2 1/2", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8", 1/4", N°4, N°8, N°10, N°12, N°16, N°20, N°30, N°50, N°60, N°80, N°100, N°200 marca Tamiequipos y Forner.

Calibrador bernier de 8'' marca: Miyuyo.

Equipo para densidades en bronce, Marca Tamiz equipos Ltda

Prensa para ensayo CBR Marshall marca: Tamiz equipos procedencia - modelo: TCP420 serie. 305.

Juego para pruebas de equivalente de arena con estuche marca Forney,

Cocina eléctrica de 02 hornillas, resistencia protegida,

Molde para prueba de Compactación CBR,

Juego para pruebas de equivalente de arena con estuche marca forney,

Horno eléctrico marca HACEB.

Humedometro (speedy) marca: Forney.

Equipo de Límite Líquido, Cazuela de Casagrande, incluye ranurador. Marca Forner.

Horno eléctrico de 60 litros, material aluminio

Equipo de Límite Plástico, incluye placa de vidrio esmerilado, limite plástico, probeta 25 cc, capsula porcelana, pesafiltros, espátula marca ele internacional, marca tamiequipos

Balanza mecánica de 2610 g de capacidad, 0.1 g procedencia usa, marca Ohaus

Balanza digital Ohaus de 300g de capacidad, 0.01 g procedencia usa,

Balanza electrónica de mesa cap.15 kg x 0.5g modelo eb15 marca Ohaus
procedencia usa

Placa de expansión para CBR marca Horney

Tripode de expansión para CBR con dial, marca Horney

Martillo de Compactación Marshall Marca Horney

Molde de Compactación Marshall Marca Horney

Molde cilíndrico de concreto, Marca Horney

Corte Directo Digital Electric Strand Direct Shear serie

GPS Smap 60CSx Marca Garmin

4.8. Matriz de Consistencia

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES/ CATEGORÍAS	INDICADORES/ CUALIDADES
¿Cuál es la diferencia en la precisión de medición de la capacidad portante de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria entre el método Ensayo de Penetración Estándar y el método de Ensayo de Corte Directo?	Objetivo General Determinar la precisión de medida de la capacidad portante de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria utilizando dos métodos, el método de ensayo de Corte Directo y el método de ensayo de SPT – Universidad Nacional de Cajamarca 2014.		Capacidad Portante.	Corte Directo SPT
	Objetivos Específicos Medir la capacidad Portante de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria – UNC mediante el método SPT.	La diferencia en la precisión de medición de la capacidad portante de los suelos de fundación de ciudad Universitaria UNC mediante el ensayo especial de SPT varía en un 30% respecto al ensayo especial de Corte Directo.	Métodos de medición	-Límites de Atterberg - Contenido de humedad - Ángulo de fricción interna - Cohesión - Se basa en las normas ASTM (American Society for testing and materials) %, °, Kg/cm ²
	Medir la capacidad Portante de los suelos de fundación mediante el método de Corte Directo.			
	Determinar las características físicas y mecánicas de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria- UNC.			
	Zonificar geotécnicamente los suelos de la Ciudad Universitaria- UNC.			
Propuesta de diseño para las cimentaciones				

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1 Presentación de resultados

Trabajo de campo

5.1.1 Calicatas

Mediante un programa de exploración de suelos se realizaron un total de 8 calicatas manualmente, en pozo a cielo abierto, distribuida convenientemente en el área del estudio, se identificó con la nomenclatura C-1, C-2 C - 8 con una profundidad de 3 m.

5.1.2 Ensayo de Penetración Estandar SPT

Para este ensayo se ha realizado 08 ensayos Especiales de SPT a 10m de profundidad

El procedimiento del Ensayo de Penetración Estándar está indicado en la norma ASTM D-1586. Este ensayo consiste en hincar en el terreno un muestreador de caña partida, cuyo extremo inferior está unido a un anillo cortante (zapata) y el superior a una válvula y pieza de conexión a la línea (tubería) de perforación. El muestreador tiene un diámetro externo de 51 mm y un diámetro interno de 35 mm. Para la penetración se utiliza la energía de un martillo de 63,5 Kg. de peso que cae libremente de una altura de 760 mm. El ensayo de penetración estándar, siendo usados para la determinación de las propiedades y su respectiva clasificación cuyas características principales se resumen en las siguientes tablas.

Tabla 14: Ubicación de puntos en coordenadas UTM. Corte Directo y SPT

PUNTO SPT/CD	NORTE	ESTE	ESTRUCTURAS	OBSERVACION
1	9206831	776242	Fac. Medicina	Por construir
2	9206914	776426	Ing. Sistemas	Por construir
3	9206870	776408	Ing. Minas	Por construir
4	9206860	776463	Ing. Hidráulica	Por construir
5	9206753	776655	Ing. Forestal	Deteriorada
6	9207037	776583	Pabellón 1B	Deteriorada
7	9207080	776632	Pabellón 1 ^a	Deteriorada
8	9207135	776625	Escuela de Post Grado	Por construir
9	9207041	776681	Pabellón 1G Educación	Deteriorada
10	9206936	776897	Obstetricia	Por construir

De los valores obtenidos en el laboratorio se determinó la consistencia de los diferentes suelos, para lo cual se usó el sistema recomendado por (Terzaghi y Peck), así como la clasificación del material.

5.2 Ensayos de Laboratorio

Los ensayos de laboratorio que se efectuaron a las muestras obtenidas durante la ejecución de calicatas y los ensayos de penetración estándar (SPT), consisten en la determinación de granulometría, límites de consistencia (Líquido, plástico e índice de plasticidad), humedad natural. Para la ejecución de los ensayos antes señalados se aplicaron los siguientes procedimientos normalizados por la American Standard of Testing Materials (ASTM), no se encontró nivel freático en ninguna de las excavaciones, dentro de los trabajos de campo.

Ensayos Estándar

- Análisis granulométrico : Norma ASTM-D422
- Límite Líquido : Norma ASTM-D423
- Límite Plástico : Norma ASTM-D424
- Humedad Natural : Norma ASTM-D2216
- Clasificación de suelos : Norma ASTM-D2487
- Corte Directo : Norma ASTM D-3080

- Ensayo de SPT : Norma ASTM D-1586

Los resultados de todos los ensayos de laboratorio son mostrados en el Anexo I de Suelos.

5.2.1 Clasificación de Suelos

Las muestras ensayadas en laboratorio se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y AASTHO. (Ver Anexo 1)

Las características de las calicatas C1, C2...C8 son arcillas de media alta plasticidad con un índice de plasticidad que varía entre 14,74% hasta 19,91%, y un contenido de humedad que varía entre 14,8 % hasta 20,74%, como se muestra en la tabla siguiente

Tabla 15: Clasificación de suelos

CALICATA N°	C – 1	C – 2	C -3	C –4
Muestras	M – 1	M – 1	M – 1	M – 1
Profundidad (m)	00-3,00	00-3,00	00-3,00	00-3,00
% pasa Tamiz N° 3/8"	100	100	100	100
% pasa Tamiz N° 4	98,9	99,8	100	99,5
% pasa Tamiz N° 10	97,6	99,0	100	98,8
% pasa Tamiz N° 40	90,8	92,9	88,8	92,1
% pasa Tamiz N° 100	67,6	64,6	72,4	71,5
% pasa Tamiz N° 200	62,6	60	65,1	63,3
Limite Líquido.	40,47	35,82	37,16	38,92
Limite Plástico.	24,52	19,45	22,31	22,19
Índice de Plasticidad	15,95	16,37	14,85	16,73
Clasificación SUCS.	CL	CL	CL	CL
Clasificación AASTHO	A-7-6(8)	A-6(7)	A-6(8)	A-6(9)
CONTENIDO HUMEDAD	17,17	16,46	20,74	17,76

CALICATA N°	C – 5	C – 6	C -7	C –8
Muestras	M – 1	M – 1	M – 1	M – 1
Profundidad (m)	00-3,00	00-3,00	00-3,00	00-3,00
% pasa Tamiz N° 3/8"	100	100	100	100
% pasa Tamiz N° 4	99,1	99,5	100	99,7
% pasa Tamiz N° 10	96,8	98,5	99,3	98,2
% pasa Tamiz N° 40	86,6	90,6	91,2	92,4
% pasa Tamiz N° 100	72,8	67	63,5	73,2
% pasa Tamiz N° 200	66,1	53,4	54,7	65,8
Limite Líquido.	45,33	33,78	33,47	35,15
Limite Plástico.	25,42	18,48	17,45	20,41
Índice de Plasticidad	19,91	15,30	16,02	14,74
Clasificación SUCS.	CL	CL	CL	CL
Clasificación AASTHO	A-7,6(12)	A-6(5)	A-6(6)	A-6(8)
CONTENIDO HUMEDAD	18,41	14,38	17,79	15,08

Se muestran los resultados de la Carga Admisible en función del Ensayo SPT1- SPT8
(Anexo 2)

En la figura 17 se muestra los asentamientos inmediatos del SPT 1, se realizó la comparación de la carga Admisible a profundidades de 1,225 a 10,225m de las ecuaciones de los diferentes investigadores como:

- Terzaghi y Peck (1948): Su variación se da entre 1,08 y 3,24 kg/cm²
- Meyerhof (1956): Su variación se da entre 1,52 y 3,25 kg/cm²
- Terzaghi: Su variación se da entre 1,08 y 3, 25 kg/cm²
- Parry: Su variación se da entre 2,70 y 8,10 kg/cm²

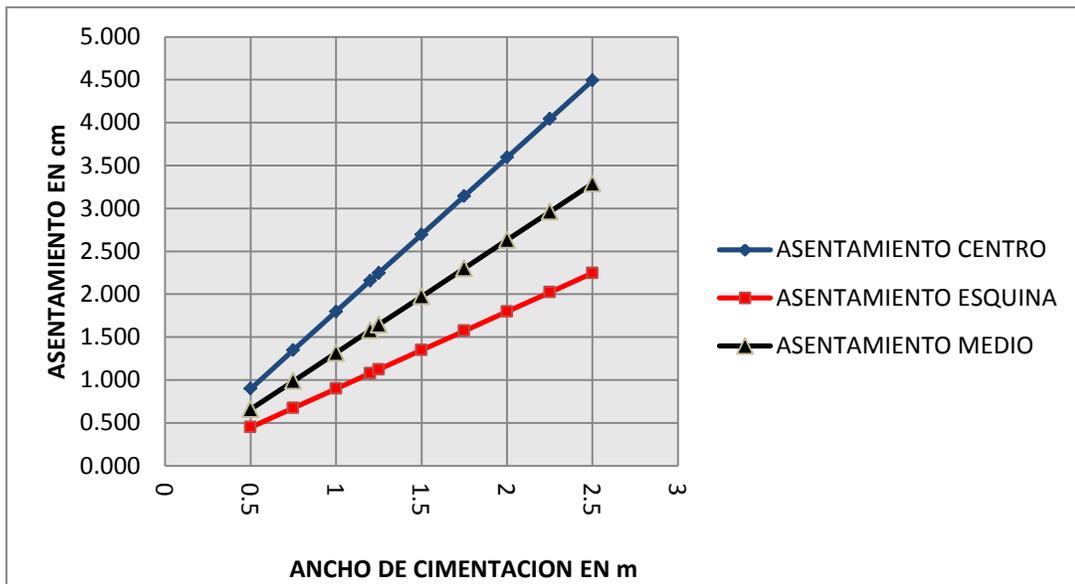


Figura 17: Asentamientos SPT 1

En la figura 18 se muestra los asentamientos inmediatos del SPT 2, se realizó la comparación de la carga Admisible a profundidades de 1,225 a 10,225m de las ecuaciones de los diferentes investigadores como:

- Terzaghi y Peck (1948): Su variación se da entre 0,72 y 2,76 kg/cm²
- Meyerhof (1956): Su variación se da entre 1,01 Y 3,88 kg/cm²
- Terzaghi: Su variación se da entre 0,72 y 2,77 kg/cm²
- Parry: Su variación se da entre 1,80 Y 6,90kg/cm²

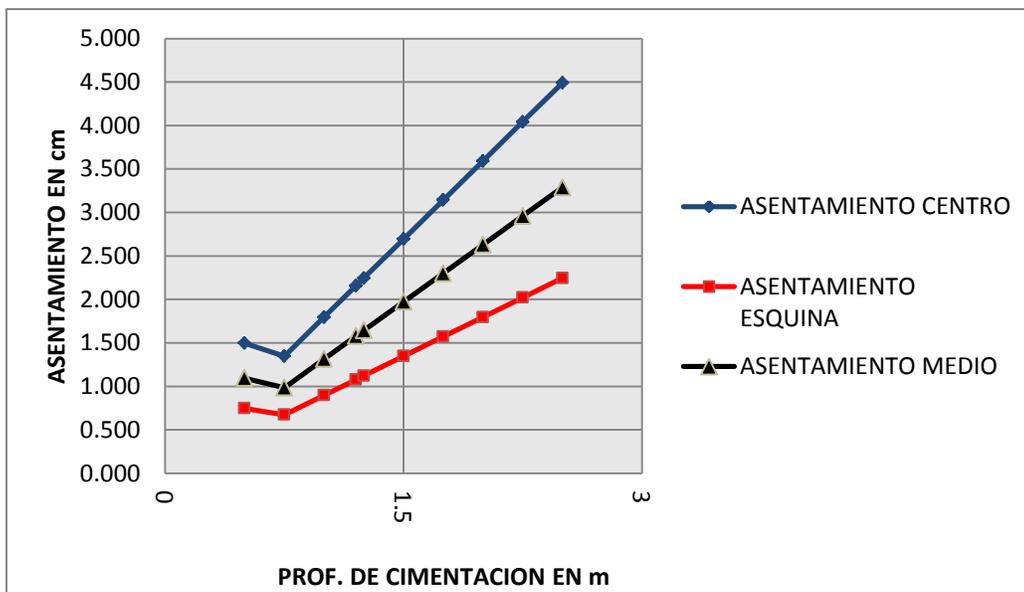


Figura 18: Asentamientos SPT 2

En la figura 19 se muestra los asentamientos inmediatos del SPT 3, se realizó la comparación de la carga Admisible a profundidades de 1,225 a 10,225m de las ecuaciones de los diferentes investigadores como:

- Terzaghi y Peck (1948): Su variación se da entre 1,08 y 6 kg/cm²
- Meyerhof (1956): Su variación se da entre 1,52 y 8,43 kg/cm²
- Terzaghi: Su variación se da entre 1,08 y 3,6 kg/cm²
- Parry: Su variación se da entre 2,70 y 15 Kg/cm²

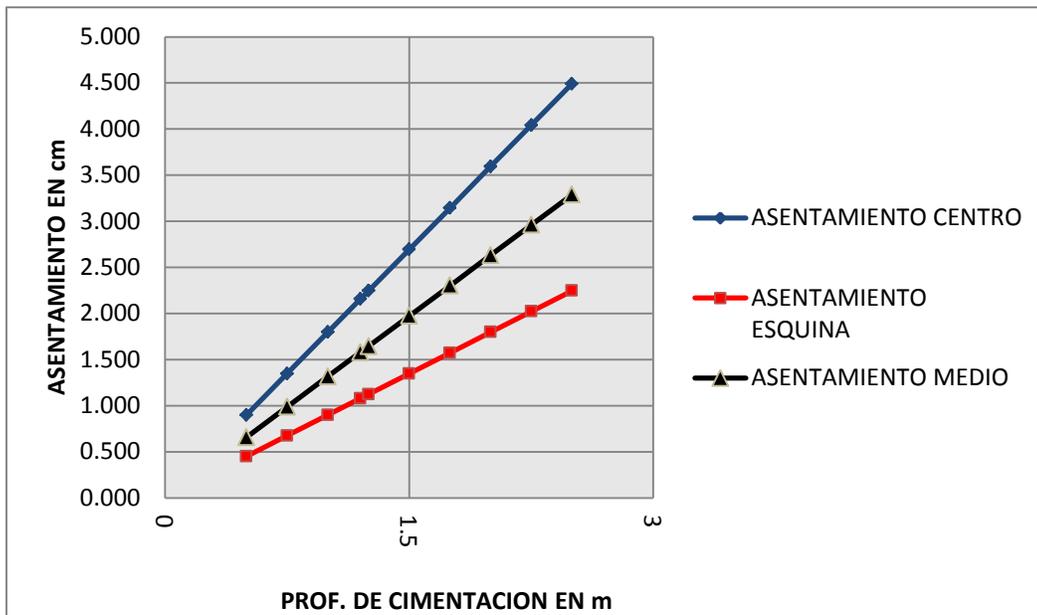


Figura 19: Asentamientos SPT 3

En la figura 20 se muestra los asentamientos inmediatos del SPT 4, se realizó la comparación de la carga Admisible a profundidades de 1,225 a 10,225m de las ecuaciones de los diferentes investigadores como:

- Terzaghi y Peck (1948): Su variación se da entre 1,8 y 2,28 kg/cm²
- Meyerhof (1956): Su variación se da entre 1,52 y 3,88 kg/cm²
- Terzaghi: Su variación se da entre 1,08 y 3,25 kg/cm²
- Parry: Su variación se da entre 2,70 y 8,10 kg/cm²

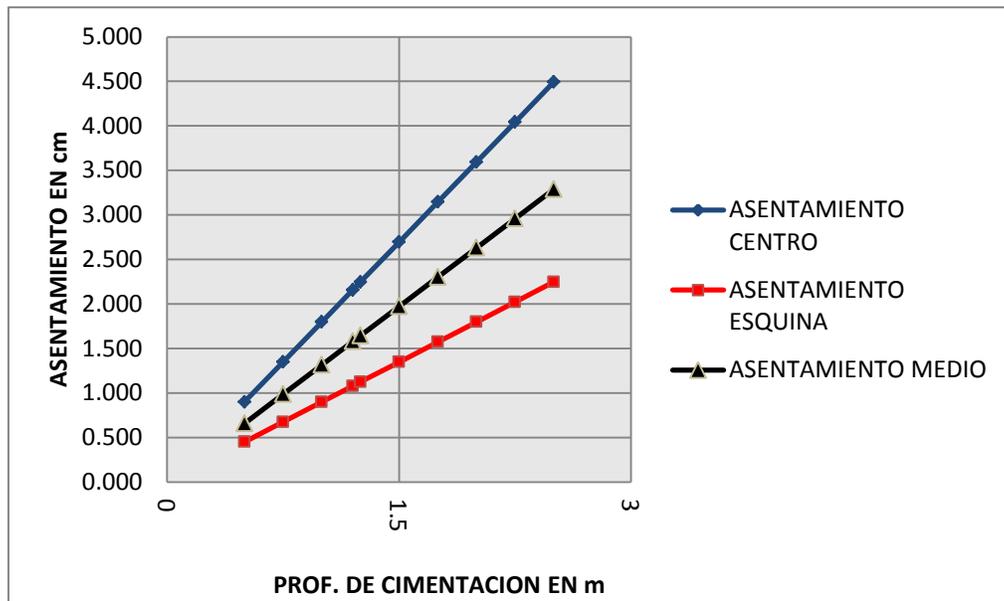


Figura 20: Asentamientos SPT 4

En la figura 21 se muestra los asentamientos inmediatos del SPT 5, se realizó la comparación de la carga Admisible a profundidades de 1,225 a 10,225m de las ecuaciones de los diferentes investigadores como:

- Terzaghi y Peck (1948): Su variación se da entre 0,6 y 3,12 kg/cm²
- Meyerhof (1956): Su variación se da entre 0,84 y 5,06 kg/cm²
- Terzaghi: Su variación se da entre 0,60 y 3,61 kg/cm²
- Parry: Su variación se da entre 1,00 y 9,00kg/cm²

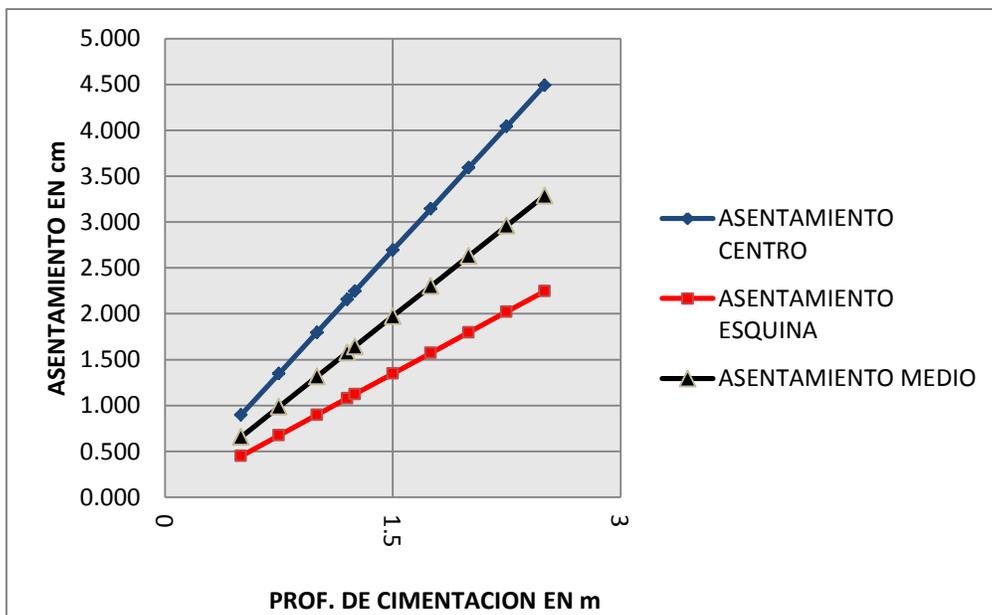


Figura 21: Asentamientos SPT 5

En la figura 22 se muestra los asentamientos inmediatos del SPT 6, se realizó la comparación de la carga Admisible a profundidades de 1,225 a 10,225m de las ecuaciones de los diferentes investigadores como:

- Terzaghi y Peck (1948): Su variación se da entre 0,96 y 2,16 kg/cm²
- Meyerhof (1956): Su variación se da entre 1,35 y 3,03 kg/cm²
- Terzaghi: Su variación se da entre 0,96 y 2,17 kg/cm²
- Parry: Su variación se da entre 2,40 y 5,40 kg/cm²

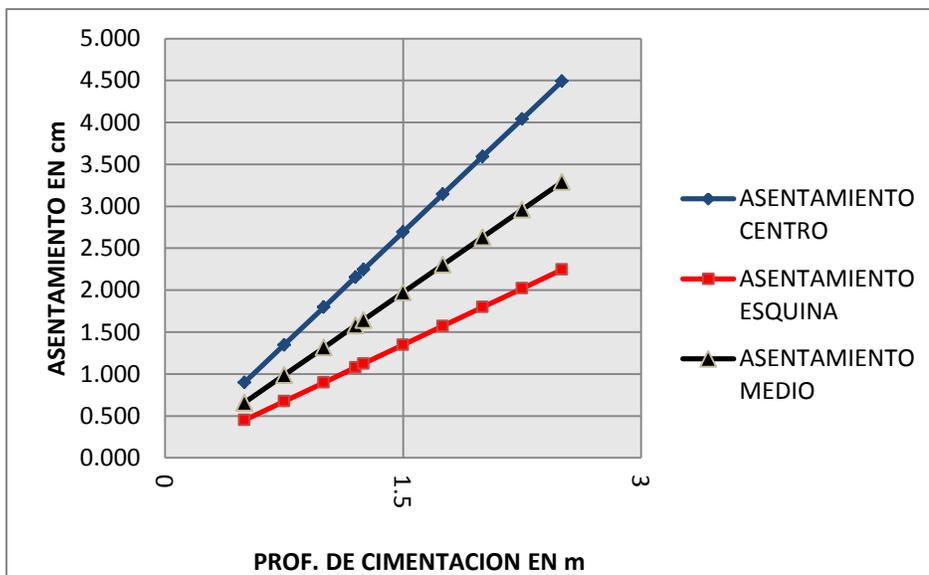


Figura 22: Asentamientos SPT 6

En la figura 23 se muestra los asentamientos inmediatos del SPT 7, se realizó la comparación de la carga Admisible a profundidades de 1,225 a 10,225m de las ecuaciones de los diferentes investigadores como:

- Terzaghi y Peck (1948): Su variación se da entre 0,48 y 1,32 kg/cm²
- Meyerhof (1956): Su variación se da entre 0,67 y 2,53 kg/cm²
- Terzaghi: Su variación se da entre 0,48 y 1,81 kg/cm²
- Parry: Su variación se da entre 1,20 y 4,50 Kg/cm²

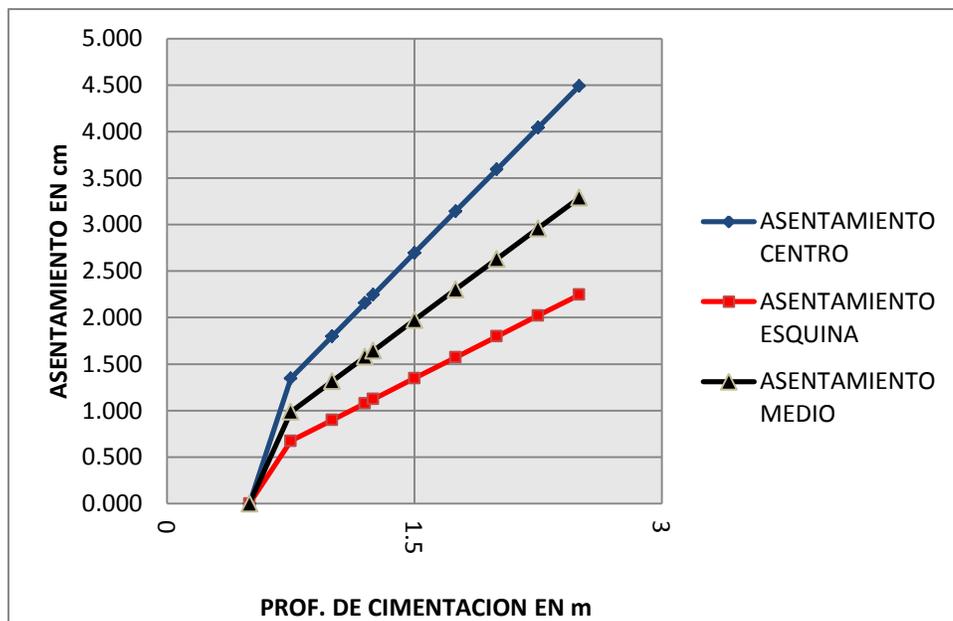


Figura 23: Asentamientos SPT 7

En la figura 24 se muestra los asentamientos inmediatos del SPT 8, se realizó la comparación de la carga Admisible a profundidades de 1,225 a 10,225m de las ecuaciones de los diferentes investigadores como:

- Terzaghi y Peck (1948): Su variación se da 1,44 y 2,64kg/cm²
- Meyerhof (1956): Su variación se da entre 2,02 y 4,21 kg/cm²
- Terzaghi: Su variación se da entre 1,44 y 3,01kg/cm²
- Parry: Su variación se da entre 3,60 y 7,50kg/cm²

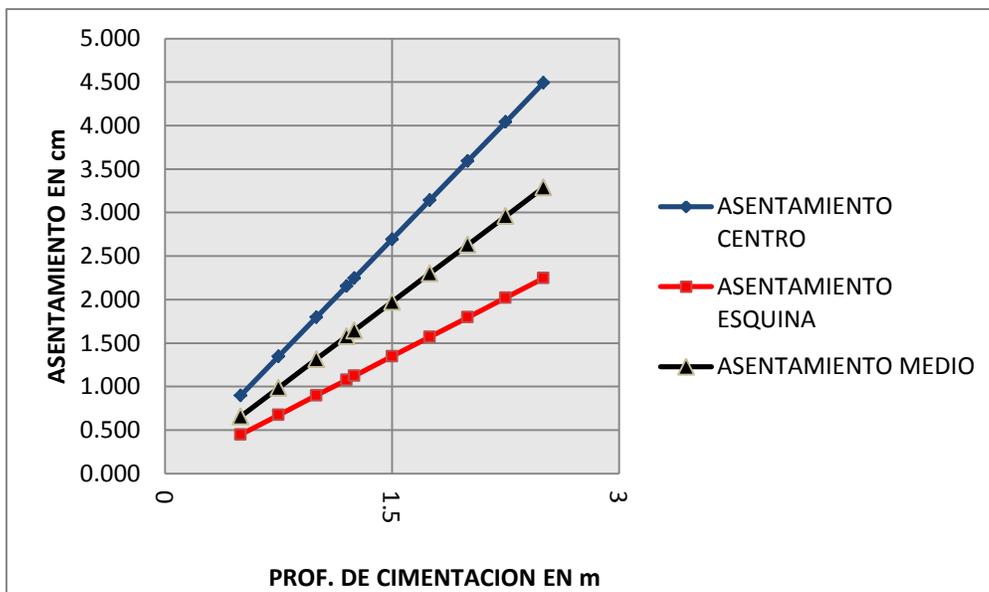


Figura 24: Asentamientos SPT 8

En la tabla 16 se observa: Los asentamientos inmediatos varían en el SPT 1: en el Centro de 0,90 cm hasta 4,49cm, en la esquina varía entre 0,45 hasta 2,25 cm y un valor medio que varía entre 0,66 y 3,29 cm,

Los asentamientos inmediatos varían en el SPT 2: en el centro de 1,35 cm hasta 4,49 cm, en la esquina varía entre 0,90 hasta 2,25 cm y un valor medio que varía entre 0,99 y 3,29 cm,

Los asentamientos inmediatos varían en el SPT 3: en el centro de 0,90 cm hasta 4,49 cm, en la esquina varía entre 0,45 hasta 2,25cm y un valor medio que varía entre 0,66 y 3,29 cm,

Los asentamientos inmediatos varían en el SPT 4: en el Centro de 0,90 cm hasta 4,49 cm, en la esquina varía entre 0,90 hasta 2,25 cm y un valor medio que varía entre 0,66 hasta 3,29cm,

Los asentamientos inmediatos varían en el SPT 5: en el Centro de 0,82 cm hasta 6,18 cm, en la esquina varía entre 0,21 hasta 3,09 cm y un valor medio que varía entre 0,30 y 4,52 cm,

Los asentamientos inmediatos varían en el SPT 6: en el Centro de 1,01 cm hasta 5,17cm, en la esquina varía entre 0,50 hasta 2,59 cm y un valor medio que varía entre 0,60 y 4,52 cm,

Los asentamientos inmediatos varían en el SPT 7: en el Centro de 0,53 cm hasta 7,93 cm, en la esquina varía entre 0,26 hasta 3,96 cm y un valor medio que varía entre 0,30 y 4,52 cm,

Los asentamientos inmediatos varían en el SPT 8: en el Centro de 1,06 cm hasta 6,64 cm, en la esquina varía entre 0,53 hasta 3,32 cm y un valor medio que varía entre 0,78 y 2,33 cm

Tabla 16: Resumen de asentamientos de SPT.

PROF m	SPT1			SPT2			SPT3			SPT4		
	CENTRO (cm)	ESQUINA (cm)	VALOR MEDIO (cm)	CENTRO (cm)	ESQUINA (cm)	VALOR MEDIO (cm)	CENTRO (cm)	ESQUINA (cm)	VALOR MEDIO (cm)	CENTRO (cm)	ESQUINA (cm)	VALOR MEDIO (cm)
1,225	0,90	0,45	0,66	1,50	0,75	1,10	0,90	0,45	0,66	0,90	0,45	0,66
2,225	1,35	0,67	0,99	1,35	0,67	0,99	1,35	0,67	0,99	1,35	0,67	0,99
3,225	1,80	0,90	1,32	1,80	0,90	1,32	1,80	0,90	1,32	1,80	0,90	1,32
4,225	2,16	1,08	1,58	2,16	1,08	1,58	2,16	1,08	1,58	2,16	1,08	1,58
5,225	2,25	1,12	1,64	2,25	1,12	1,64	2,25	1,12	1,64	2,25	1,12	1,64
6,225	2,69	1,35	1,97	2,69	1,35	1,97	2,69	1,35	1,97	2,69	1,35	1,97
7,225	3,14	1,57	2,30	3,14	1,57	2,30	3,14	1,57	2,30	3,14	1,57	2,30
8,225	3,59	1,80	2,63	3,59	1,80	2,63	3,59	1,80	2,63	3,59	1,80	2,63
9,225	4,04	2,02	2,96	4,04	2,02	2,96	4,04	2,02	2,96	4,04	2,02	2,96
10,225	4,49	2,25	3,29	4,49	2,25	3,29	4,49	2,25	3,29	4,49	2,25	3,29

PROF,(m)	SPT5			SPT6			SPT7			SPT8		
	CENTRO (cm)	ESQUINA (cm)	VALOR MEDIO (cm)									
1,225	0,82	0,41	0,60	1,01	0,50	0,60	0,53	0,26	0,60	1,06	0,53	0,78
2,225	1,61	0,80	1,18	1,08	0,54	1,18	1,43	0,71	1,18	1,20	0,60	0,88
3,225	0,41	0,21	0,30	1,29	0,65	0,30	0,85	0,42	0,30	1,28	0,64	0,93
4,225	1,78	0,89	1,30	2,41	1,21	1,30	2,03	1,01	1,30	1,53	0,77	1,12
5,225	1,34	0,67	0,98	1,98	0,99	0,98	1,85	0,92	0,98	2,13	1,06	1,56
6,225	3,09	1,55	2,26	1,72	0,86	2,26	2,22	1,11	2,26	3,19	1,59	2,33
7,225	4,33	2,16	3,17	3,02	1,51	3,17	3,33	1,66	3,17	2,79	1,40	2,04
8,225	4,12	2,06	3,02	5,17	2,59	3,02	4,23	2,11	3,02	2,55	1,28	1,87
9,225	4,82	2,41	3,53	5,17	2,59	3,53	5,23	2,62	3,53	5,26	2,63	3,85
10,225	6,18	3,09	4,52	4,67	2,34	4,52	7,93	3,96	4,52	6,64	3,32	4,86

En la tabla 17 se observa: Los diferentes tipos de suelos encontrados en la investigación geotécnica son arcillas de media alta plasticidad y arenas arcillosas desde 1,23 hasta 10,23 m, no se encontró napa freática, por lo que no hay peligro de licuefacción de los suelos, el número de golpes varía entre 9 y 27 respectivamente; y una carga admisible que varía entre 4,32 hasta 9,72 Kg/cm²

Son constantes el módulo de elasticidad con un valor 118, el Módulo de Poissonde0,3 Kg/cm², el coeficiente de Balastro con un valor de 11 Kg/cm³, factor de seguridad 3 con una profundidad mínima de 3 m y el tipo de cemento a utilizar Tipo I que son especiales contra sulfatos; finalmente la capacidad portante del terreno con un valor mínimo de 1,08 a 3,24 Kg/cm² respectivamente

Tabla 17: Resumen del Ensayo SPT 1.

PROF, (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kglcm ²	PROF, MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1,23	CL	-	12,00	4,32	118	0,3	11	3	1,44	3,00	TIPO I
2,23	CL		23,00	8,28		0,3		3	2,76		
3,23	CL		21,00	7,56		0,3		3	2,52		
4,23	CL		9,00	3,24		0,3		3	1,08		
5,23	CL		27,00	9,72		0,3		3	3,24		
6,23	CL		13,00	4,68		0,3		3	1,56		
7,23	CL		15,00	5,40		0,3		3	1,80		
8,23	SC		18,00	6,48		0,3		3	2,16		
9,23	CL		14,00	5,04		0,3		3	1,68		
10,23	CL		22,00	7,92		0,3		3	2,64		

En la tabla 18 se observa, los diferentes tipos de suelos encontrados en la investigación geotécnica son arcillas de media alta plasticidad y arenas arcillosas desde 1,23 hasta 10,23 m, no se encontró napa freática, por lo que no hay peligro de licuefacción de los suelos, el número de golpes varía entre 10 y 23 respectivamente; y una carga admisible que varía entre 2,16 hasta 8,28 Kg/cm².

Son constantes el módulo de elasticidad con un valor 80, el Módulo de Poisson de 0,3 Kg/cm², el coeficiente de Balastro con un valor de 8 Kg/cm³, factor de seguridad 3 con una profundidad mínima de 3 m y el tipo de cemento a utilizar Tipo I que son especiales contra sulfatos; finalmente la capacidad portante del terreno con un valor mínimo de 0,72 y 2,76 Kg/cm² respectivamente.

Tabla 18: Resumen del Ensayo SPT 2.

PROF, (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF, MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1,23	CL		23,00	8,28		0,3		3	2,76		
2,23	CL		11,00	3,96		0,3		3	1,32		
3,23	CL		19,00	2,16		0,3		3	0,72		
4,23	CL		15,00	2,16		0,3		3	0,72		
5,23	CL		15,00	5,40		0,3		3	1,80		
6,23	SC	-	12,00	4,32	80	0,3	8	3	1,44	3,00	TIPO I
7,23	SC		10,00	3,60		0,3		3	1,20		
8,23	SC		14,00	5,04		0,3		3	1,68		
9,23	SC		16,00	5,76		0,3		3	1,92		
10,23	SC		14,00	5,04		0,3		3	1,68		

En la tabla 19 se observa, los diferentes tipos de suelos encontrados en la investigación geotécnica son arcillas de media alta plasticidad y arenas arcillosas desde 1,23 hasta 10,23 m, no se encontró napa freática, por lo que no hay peligro de licuefacción de los suelos, el número de golpes varía entre 9 y 50 respectivamente; y una carga admisible que varía entre 3,24 hasta 18,00 Kg/cm².

Son constantes el módulo de elasticidad con un valor 165, el Módulo de Poisson de 0,3 Kg/cm², el coeficiente de Balastro con un valor de 14 Kg/cm³, factor de seguridad 3 con una profundidad mínima de 3 m y el tipo de cemento a utilizar Tipo I que son especiales contra sulfatos; finalmente la capacidad portante del terreno con un valor mínimo de 1,08 y 6,00 Kg/cm² respectivamente.

Tabla 19: Resumen del Ensayo SPT 3.

PROF, (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF, MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1,23	CL		9,00	3,24		0,3		3	1,08		
2,23	CL		29,00	10,44		0,3		3	3,48		
3,23	CL		19,00	6,84		0,3		3	2,28		
4,23	CL		9,00	3,24		0,3		3	1,08		
5,23	CL	-	22,00	7,92	165	0,3	14	3	2,64	3,00	TIPO I
6,23	CL		50,00	18,00		0,3		3	6,00		
7,23	CL		17,00	6,12		0,3		3	2,04		
8,23	SC		32,00	11,52		0,3		3	3,84		
9,23	CL		30,00	10,80		0,3		3	3,60		
10,23	CL		25,00	9,00		0,3		3	3,00		

En la tabla 20 se observa, los diferentes tipos de suelos encontrados en la investigación geotécnica son arcillas de media alta plasticidad y arenas arcillosas desde 1,23 hasta 10,23 m, no se encontró napa freática, por lo que no hay peligro de licuefacción de los suelos, el número de golpes varía entre 8 y 20 respectivamente; y una carga admisible que varía entre 2,88 hasta 6,48 Kg/cm².

Son constantes el módulo de elasticidad con un valor 109, el Módulo de Poisson de 0,3 Kg/cm², el coeficiente de Balastro con un valor de 10 Kg/cm³, factor de seguridad 3 con una profundidad mínima de 3 m y el tipo de cemento a utilizar Tipo I que son especiales contra sulfatos; finalmente la capacidad portante del terreno con un valor mínimo de 0,96 hasta 2,40 Kg/cm² respectivamente.

Tabla 20: Resumen del Ensayo SPT4.

PROF, (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF, MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1,23	CL		19,00	3,24		0,3		3	2,28		
2,23	CL		16,00	3,24		0,3		3	1,92		
3,23	CL		11,00	3,96		0,3		3	1,32		
4,23	CL		15,00	5,40		0,3		3	1,80		
5,23	CL	-	20,00	7,20	109	0,3	10	3	2,40	3,00	TIPO I
6,23	CL		8,00	2,88		0,3		3	0,96		
7,23	CL		18,00	6,48		0,3		3	2,16		
8,23	SC		15,00	5,40		0,3		3	1,80		
9,23	CL		18,00	6,48		0,3		3	2,16		
10,23	CL		20,00	7,20		0,3		3	2,40		

En la tabla 21 se observa, los diferentes tipos de suelos encontrados en la investigación geotécnica son arcillas de media alta plasticidad y arenas arcillosas desde 1,23 hasta 10,23 m, no se encontró napa freática, por lo que no hay peligro de licuefacción de los suelos, el número de golpes varía entre 8 y 20 respectivamente; y una carga admisible que varía entre 1,80 hasta 10,80 Kg/cm².

Son constantes el módulo de elasticidad con un valor 148, el Módulo de Poisson de 0,3 Kg/cm², el coeficiente de Balastro con un valor de 14 Kg/cm³, factor de seguridad 3 con una profundidad mínima de 3 m y el tipo de cemento a utilizar Tipo I que son especiales contra sulfatos; finalmente la capacidad portante del terreno con un valor mínimo de 0,60 y 3,60 Kg/cm² respectivamente.

Tabla 21:Resumen del Ensayo SPT 5.

PROF, (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF, MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1,23	CL		19,00	6,84		0,3		3	2,40		
2,23	CL		16,00	6,84		0,3		3	3,12		
3,23	CL		11,00	1,80		0,3		3	0,60		
4,23	CL		15,00	6,48		0,3		3	2,16		
5,23	CL		20,00	4,68	148	0,3	14	3	1,56	3,00	TIPO I
6,23	CL		8,00	9,00		0,3		3	3,00		
7,23	CL		18,00	10,80		0,3		3	3,60		
8,23	SC		15,00	9,00		0,3		3	3,00		
9,23	CL		18,00	9,36		0,3		3	3,12		
10,23	CL		20,00	10,80		0,3		3	3,60		

En la tabla 22 se observa, los diferentes tipos de suelos encontrados en la investigación geotécnica son arcillas de media alta plasticidad y arenas arcillosas desde 1,23 hasta 10,23 m, no se encontró napa freática, por lo que no hay peligro de licuefacción de los suelos, el número de golpes varía entre 5 y 30 respectivamente; y una carga admisible que varía entre 2,69 hasta 13,47 Kg/cm².

Son constantes el módulo de elasticidad con un valor 85, el Módulo de Poisson de 0,3 Kg/cm², el coeficiente de Balastro con un valor de 8 Kg/cm³, factor de seguridad 3 con una profundidad mínima de 3 m y el tipo de cemento a utilizar Tipo I que son especiales contra sulfatos; finalmente la capacidad portante del terreno con un valor mínimo de 0,90 y 4,49 Kg/cm² respectivamente.

Tabla 22: Resumen del Ensayo SPT 6.

PROF, (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF, MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1,23	CL		20,00	2,69		0,3		3	0,90		
2,23	CL		26,00	4,04		0,3		3	1,35		
3,23	CL		5,00	5,39		0,3		3	1,80		
4,23	CL		18,00	6,47		0,3		3	2,16		
5,23	CL	-	13,00	6,74	85	0,3	8	3	2,25	3,00	TIPO I
6,23	CL		25,00	8,08		0,3		3	2,69		
7,23	CL		30,00	9,43		0,3		3	3,14		
8,23	SC		25,00	10,78		0,3		3	3,59		
9,23	CL		26,00	12,13		0,3		3	4,04		
10,23	CL		30,00	13,47		0,3		3	4,49		

En la tabla 23 se observa, los diferentes tipos de suelos encontrados en la investigación geotécnica son arcillas de media alta plasticidad y arenas arcillosas desde 1,23 hasta 10,23 m, no se encontró napa freática, por lo que no hay peligro de licuefacción de los suelos, el número de golpes varía entre 7 y 15 respectivamente; y una carga admisible que varía entre 1,80 hasta 5,40 Kg/cm².

Son constantes el módulo de elasticidad con un valor 58, el Módulo de Poisson de 0,3 Kg/cm², el coeficiente de Balastro con un valor de 5 Kg/cm³, factor de seguridad 3 con una profundidad mínima de 3 m y el tipo de cemento a utilizar Tipo I que son especiales contra sulfatos; finalmente la capacidad portante del terreno con un valor mínimo de 0,60 hasta 1,80 Kg/cm² respectivamente.

Tabla 23: Resumen del Ensayo SPT 7.

PROF, (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF, MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1,23	CL		14,00	1,80		0,3		3	0,60		
2,23	CL		10,00	3,24		0,3		3	1,08		
3,23	CL		9,00	1,44		0,3		3	0,48		
4,23	CL		8,00	2,88		0,3		3	0,96		
5,23	CL	-	7,00	2,52	58	0,3	5	3	0,84	3,00	TIPO I
6,23	CL		7,00	2,52		0,3		3	0,84		
7,23	CL		9,00	3,24		0,3		3	1,08		
8,23	SC		10,00	3,60		0,3		3	1,20		
9,23	CL		11,00	3,96		0,3		3	1,32		
10,23	CL		15,00	5,40		0,3		3	1,80		

En la tabla 24 se observa, los diferentes tipos de suelos encontrados en la investigación geotécnica son arcillas de media alta plasticidad y arenas arcillosas desde 1,23 hasta 10,23 m, no se encontró napa freática, por lo que no hay peligro de licuefacción de los suelos, el número de golpes varía entre 12 y 25 respectivamente; y una carga admisible que varía entre 4,32 hasta 9,00 Kg/cm².

Son constantes el módulo de elasticidad con un valor 115, el Módulo de Poisson de 0,3 Kg/cm², el coeficiente de Balastro con un valor de 11 Kg/cm³, factor de seguridad 3 con una profundidad mínima de 3 m y el tipo de cemento a utilizar Tipo I que son especiales contra sulfatos; finalmente la capacidad portante del terreno con un valor mínimo de 1,44 y 3,00 Kg/cm² respectivamente.

Tabla 24: Resumen del Ensayo SPT 8.

PROF, (m)	CLASIFICACION SUCS	NAPA FREATICA (m)	Nº DE GOLPES SPT	CARGA ADMISIBLE Kg/cm ²	MODULO DE ELASTICIDAD E Kg/cm ²	MODULO DE POISSON μ	COEFICIENTE DE BALASTO K Kg/cm ³	FACTOR DE SEGURIDAD	CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO Kg/cm ²	PROF, MINIMA DE CIMENTACION RECOMENDADA (m)	TIPO DE CEMENTO A UTILIZAR
1,23	CL		20,00	7,20		0,3		3	2,40		
2,23	CL		15,00	5,40		0,3		3	1,80		
3,23	CL		12,00	4,32		0,3		3	1,44		
4,23	CL		12,00	4,32		0,3		3	1,44		
5,23	CL	-	16,00	5,76	115	0,3	11	3	1,92	3,00	TIPO I
6,23	CL		20,00	7,20		0,3		3	2,40		
7,23	CL		15,00	5,40		0,3		3	1,80		
8,23	SC		12,00	4,32		0,3		3	1,44		
9,23	CL		22,00	7,92		0,3		3	2,64		
10,23	CL		25,00	9,00		0,3		3	3,00		

En la Tabla 25 se observa, que los ensayos SPT 1, SPT 2 al SPT 8 se realizaron a profundidades a 1,225 hasta 10,225 donde en el SPT 1 la capacidad portante varía entre 1.81 kg/cm² hasta 3, 53 kg/cm², en el SPT 2 la capacidad Portante del suelo varía entre 1,03 kg/cm² hasta 2,47 kg/cm², en el ensayo SPT 3 varía entre 1,47 kg/cm² a 6,84kg/cm², en el SPT 4 varía entre 1,47 kg/cm² hasta 4.47 kg/cm², en el SPT 5 varía de 0,84 kg/cm² a 3,72 kg/cm², en el SPT 6 varía 1,26 kg/cm² hasta 2,41 kg/cm², en el SPT 7 0,68 kg/cm² a 2,14kg/cm², en el SPT 8 varía entre 1,60 kg/cm² a 3,09 kg/cm² respectivamente

Tabla 25: Capacidad Portante de los Ensayos SPT

ENSAYO SPT	PROF, DE ENSAYO	CAPACIDAD PORTANTE	ENSAYO SPT	CAPACIDAD PORTANTE	ENSAYO SPT	CAPACIDAD PORTANTE	ENSAYO SPT	CAPACIDAD PORTANTE
SPT1	1,225	1,81	SPT2	2,47	SPT3	1,47	SPT4	1,47
	2,225	3,07		1,61		4,15		4,15
	3,225	2,84		1,03		2,87		2,87
	4,225	1,46		1,03		1,59		1,59
	5,225	3,53		2,07		3,25		3,25
	6,225	1,92		1,72		6,84		6,84
	7,225	2,15		1,49		2,61		2,61
	8,225	2,50		1,95		4,54		4,54
	9,225	2,04		2,18		4,28		4,28
	10,225	2,96		1,95		3,64		3,64
ENSAYO SPT	PROF, DE ENSAYO	CAPACIDAD PORTANTE	ENSAYO SPT	CAPACIDAD PORTANTE	ENSAYO SPT	CAPACIDAD PORTANTE	ENSAYO SPT	CAPACIDAD PORTANTE
SPT5	1,225	2,57	SPT6	1,95	SPT7	0,80	SPT8	2,52
	2,225	3,26		1,49		1,26		1,94
	3,225	0,84		1,38		0,68		1,60
	4,225	2,34		1,95		1,14		1,60
	5,225	1,76		1,61		1,03		2,06
	6,225	3,14		1,26		1,03		2,52
	7,225	3,72		1,72		1,26		1,94
	8,225	3,14		2,41		1,37		1,60
	9,225	3,26		2,18		1,49		2,75
	10,225	3,72		1,84		2,14		3,09

En la tabla 26 se observa: que en los ensayos de SPT el coeficiente de Balasto varía entre el mínimo y un máximo de 5 y 14 kg/cm³ respectivamente, y el módulo elasticidad de 58 y 165 kg/cm² respectivamente,

Tabla 26: Coeficiente de Balasto (K) y Módulo de Elasticidad (E)

N° DE ENSAYO	RESUMEN DEL COEFICIENTE DE BALASTO (K) Y MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)	
	K (kg/cm ³)	E (kg/cm ²)
SPT 1	11	118
SPT2	8	83
SPT 3	14	165
SPT 4	10	109
SPT 5	14	148
SPT 6	8	122
SPT 7	5	58
SPT 8	11	136

En la tabla 27 se observa que en exploraciones geotécnicas el ángulo de fricción interna (ϕ) varía entre 13,10 y 15,30° y una cohesión que varía entre 0, 21 y 0,30Kg/cm² y una Capacidad Portante del terreno que fluctúa entre 1,11 hasta 1, 41Kg/cm² respectivamente

Tabla 27: Capacidad Portante de Corte Directo

CALICATA N°	ϕ	C Kg/cm ²	CAPACIDAD PORTANTE Kg/cm ²
1	14,40	0,25	1,24
2	14,80	0,27	1,32
3	14,00	0,26	1,23
4	15,30	0,26	1,41
5	13,90	0,30	1,34
6	13,10	0,26	1,15
7	13,90	0,29	1,29
8	15,30	0,21	1,11

En la tabla 28 se observa que en los ensayos SPT, el número de golpes varía entre 15 y 48 golpes, a una profundidad de 3m con una capacidad portante de terreno de 0,67 Kg/cm² no se encontraron Napa freática

Tabla 28: Capacidad Portante mediante el ensayo SPT

SPT	N° DE GOLPES	PROFUNDIDAD (m)	NAPA FREÁTICA	CAPACIDAD PORTANTE Kg/cm²
1	15	3	NP	1,58
2	26	3	NP	0,85
3	48	3	NP	1,04
4	46	3	NP	1,09
5	31	3	NP	1,09
6	48	3	NP	0,98
7	48	3	NP	0,67
8	46	3	NP	0,85

Fuente: Resultados de los Ensayos de SPT en laboratorio

5.3 Análisis, interpretación y discusión de resultados

Las calicatas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8 según la muestra 1 presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras , con pequeñas gravillas de clasificación SUCS CL, con profundidad de 3,00 de color marrón claro amarillento con partes blanquecinas, estos suelos son muy impermeable, con resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante media, susceptibilidad al agrietamiento de mediano a alta y a la licuación de mediana a alta si mal compactados, manejabilidad pobre, el nivel freático no se encontró

SPT 1 sondaje muestra 1, 2,3,4,5,6,7, 9,10 presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras, con pequeñas gravillas de clasificación SUCS CL, con profundidad de 1 – 7m, de color marrón claro amarillento, con partes blanquecinas, estos suelos son muy impermeable, con resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante media, susceptibilidad al agrietamiento de mediano a alta y a la licuación de mediana a alta si mal compactados, manejabilidad pobre

Los sondajes 7,8 muestra 1 presentan arenas arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla, de clasificación SUCS (SC) de color marrón claro amarillento con partes blanquecinas con profundidad de 7,45 a 8,45m presentan suelos impermeables, con

resistencia a la tubificación alta, y a la cortante de alta a media, la comprensibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4) si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la comprensibilidad de finos, con susceptibilidad al agrietamiento de mediana a baja susceptibilidad a la licuación es muy baja si mal compactados, manejabilidad es de buena a correcta,

SPT 2 Sondaje muestra 1,2,3,4,5 presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras, con pequeñas gravillas de clasificación SUCS CL, con profundidad de 1 – 5,45m, de color marrón claro amarillento, con partes blanquecinas, estos suelos son muy impermeable, con resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante media, susceptibilidad al agrietamiento de mediano a alta y a la licuación de mediana a alta si mal compactados, manejabilidad pobre

Sondajes 5, 6, 7, 8, 9, 10 muestra 1 presentan arenas arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla, de clasificación SUCS (SC) de color marrón claro amarillento con partes blanquecinas con profundidad de 5 a 10,45m,, presentan suelos impermeables, con resistencia a la tubificación alta, y a la cortante de alta a media, la comprensibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4) si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la comprensibilidad de finos, con susceptibilidad al agrietamiento de mediana a baja susceptibilidad a la licuación es muy baja si mal compactados, manejabilidad es de buena a correcta, el nivel freático no se encontró

SPT 3 sondaje muestra 1,2,3,4,5,6,7,9,10 presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras, con pequeñas gravillas de clasificación SUCS CL, con profundidad de 1 – 7,45m,y 9,45 a 10,45 de color marrón claro amarillento, con partes blanquecinas, estos suelos son muy impermeable, con resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante media, susceptibilidad al agrietamiento de mediano a alta y a la licuación de mediana a alta si mal compactados, manejabilidad pobre

Sondajes 7, 8 muestra 1 presentan arenas arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla, de clasificación SUCS (SC) de color marrón claro amarillento con partes blanquecinas con profundidad de 7 a 8,45m., presentan suelos impermeables, con resistencia a la tubificación alta, y a la cortante de alta a media, la comprensibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4) si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la comprensibilidad de finos, con susceptibilidad al agrietamiento de mediana a baja susceptibilidad a la licuación es muy baja si mal SPT 4 muestra 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10 presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras, con pequeñas gravillas de clasificación SUCS CL, con profundidad de 1 – 7,45m, de color marrón claro amarillento, con partes blanquecinas, estos suelos son muy impermeable, con resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante media, susceptibilidad al agrietamiento de mediano a alta y a la licuación de mediana a alta si mal compactados, manejabilidad pobre

Sondajes 8 muestra 1 presentan arenas arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla, de clasificación SUCS (SC) de color marrón claro amarillento con partes blanquecinas con profundidad de 7 a 8,45, presentan suelos impermeables, con resistencia a la tubificación alta, y a la cortante de alta a media, la comprensibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4) si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la comprensibilidad de finos, con susceptibilidad al agrietamiento de mediana a baja susceptibilidad a la licuación es muy baja si mal compactados, manejabilidad es de buena a correcta, el nivel freático no se encontró,

SPT 5 muestra 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10 presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras, con pequeñas gravillas de clasificación SUCS CL, con profundidad de 1 – 7,45m y 9,45 a 10,45 de color marrón claro amarillento, con partes blanquecinas, estos suelos son muy impermeable, con resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante media, susceptibilidad al

agrietamiento de mediano a alta y a la licuación de mediana a alta si mal compactados, manejabilidad pobre

Sondajes 8 muestra 1 presentan arenas arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla, de clasificación SUCS (SC) de color marrón claro amarillento con partes blanquecinas con profundidad de 7 a 8,45m, presentan suelos impermeables, con resistencia a la tubificación alta, y a la cortante de alta a media, la comprensibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4) si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la comprensibilidad de finos, con susceptibilidad al agrietamiento de mediana a baja susceptibilidad a la licuación es muy baja si mal compactados, manejabilidad es de buena a correcta, el nivel freático no se encontró,

SPT 6 muestra 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10 presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras, con pequeñas gravillas de clasificación SUCS CL, con profundidad de 1 - 7,45m y 9,45 a 10,45 de color marrón claro amarillento, con partes blanquecinas, estos suelos son muy impermeable, con resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante media, susceptibilidad al agrietamiento de mediano a alta y a la licuación de mediana a alta si mal compactados, manejabilidad pobre

Sondajes 8 muestra 1 presentan arenas arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla, de clasificación SUCS (SC) de color marrón claro amarillento con partes blanquecinas con profundidad de 7 a 10,45m,, presentan suelos impermeables, con resistencia a la tubificación alta, y a la cortante de alta a media, la comprensibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4) si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la comprensibilidad de finos, con susceptibilidad al agrietamiento de mediana a baja susceptibilidad a la licuación es muy baja si mal compactados, manejabilidad es de buena a correcta, el nivel freático no se encontró,

SPT 7 muestra 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10 presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras, con pequeñas gravillas de clasificación SUCS CL, con profundidad de 1 - 7,45m y 9,45 a 10,45, de color marrón

claro amarillento, con partes blanquecinas, estos suelos son muy impermeable, con resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante media, susceptibilidad al agrietamiento de mediano a alta y a la licuación de mediana a alta si mal compactados, manejabilidad pobre

Sondajes 8 muestra 1 presentan arenas arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla, de clasificación SUCS (SC) de color marrón claro amarillento con partes blanquecinas con profundidad de 7 a 8,45m, presentan suelos impermeables, con resistencia a la tubificación alta, y a la cortante de alta a media, la compresibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4) si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos, con susceptibilidad al agrietamiento de mediana a baja susceptibilidad a la licuación es muy baja si mal compactados, manejabilidad es de buena a correcta,

Nota, El nivel freático no se encontró,

SPT 8 muestra 1 ,2,3,4, 5, 6, 7, 9, 10 presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras , con pequeñas gravillas de clasificación SUCS CL, con profundidad de 1 – 7,45 y 9,45 a 10,45m, de color marrón claro amarillento, con partes blanquecinas, estos suelos son muy impermeable, con resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante media, susceptibilidad al agrietamiento de mediano a alta y a la licuación de mediana a alta si mal compactados, manejabilidad pobre

Sondajes 8 muestra 1 presentan arenas arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla, de clasificación SUCS (SC) de color marrón claro amarillento con partes blanquecinas con profundidad de 4 a 10,45m, presentan suelos impermeables, con resistencia a la tubificación alta, y a la cortante de alta a media, la compresibilidad es baja si más del 60% del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4) si el material contiene menos del 35% de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos, con susceptibilidad al agrietamiento de mediana a baja susceptibilidad a la licuación es muy baja si mal compactados, manejabilidad es de buena a correcta, el nivel freático no se encontró,

En el ensayo de penetración estándar SPT 1 con un $N_{30} = 15$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t = 2,84 \text{ kg/cm}^2$.

En el ensayo de penetración estándar SPT 2 con un $N_{30} = 26$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t = 1,03 \text{ kg/cm}^2$.

En el ensayo de penetración estándar SPT 3 con un $N_{30} = 48$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t = 2,87 \text{ kg/cm}^2$.

En el ensayo de penetración estándar SPT 4 con un $N_{30} = 46$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t = 1,56 \text{ kg/cm}^2$.

En el ensayo de penetración estándar SPT 5 con un $N_{30} = 49$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t = 0,84 \text{ kg/cm}^2$.

En el ensayo de penetración estándar SPT 6 con un $N_{30} = 31$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t = 1,38 \text{ kg/cm}^2$.

En el ensayo de penetración estándar SPT 7 con un $N_{30} = 48$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t = 0,68 \text{ kg/cm}^2$.

En el ensayo de penetración estándar SPT 8 con un $N_{30} = 46$ golpes se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t = 1,60 \text{ kg/cm}^2$.

Y para los ensayos especiales de corte directo se determinó las siguientes resistencias de los suelos.

En el ensayo de laboratorio de corte directo con un $\Phi = 14,40^\circ$ y una cohesión $c = 0,25 \text{ kg/cm}^2$ se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t = 1,24 \text{ kg/cm}^2$.

En el ensayo de laboratorio de corte directo con un $\Phi = 14,80^\circ$ y una cohesión $c = 0,27 \text{ kg/cm}^2$ se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t = 1,32 \text{ kg/cm}^2$.

En el ensayo de laboratorio de corte directo con un $\Phi = 14,00^\circ$ y una cohesión $c=0,26$ kg/cm^2 se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t=1,23\text{kg/cm}^2$.

En el ensayo de laboratorio de corte directo con un $\Phi = 15,30^\circ$ y una cohesión $c=0,26$ kg/cm^2 se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t=1,41$ kg/cm^2 .

En el ensayo de laboratorio de corte directo con un $\Phi = 13,90^\circ$ y una cohesión $c=0,30$ kg/cm^2 se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t=1,34$ kg/cm^2 .

En el ensayo de laboratorio de corte directo con un $\Phi = 13,10^\circ$ y una cohesión $c=0,26$ kg/cm^2 se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t=1,15$ kg/cm^2 .

En el ensayo de laboratorio de corte directo con un $\Phi = 13,90^\circ$ y una cohesión $c=0,29$ kg/cm^2 se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t=1,29$ kg/cm^2 .

En el ensayo de laboratorio de corte directo con un $\Phi = 15,30^\circ$ y una cohesión $c=0,21$ kg/cm^2 se verificó que la capacidad portante a 3 metros de profundidad fue de $\sigma_t=1,11$ kg/cm^2 .

En la Tabla 29 se observa que a tres metros de profundidad para ambos ensayos especiales que el ensayo de SPT es un 81% en su valor menor que el ensayo de Corte Directo; validándose la hipótesis propuesta.

Tabla 29: Comparación de la capacidad Portante de los Ensayos Especiales

SPT /CALICATA N°	CAPACIDAD PORTANTE CORTE DIRECTO Kg/cm ²	CAPACIDAD PORTANTE SPT Kg/cm ²	%
1	1,24	1,58	127,42
2	1,32	0,85	64,39
3	1,23	1,04	84,55
4	1,41	1,09	77,30
5	1,34	1,09	81,34
6	1,15	0,98	85,22
7	1,29	0,67	51,94
8	1,11	0,85	76,58
PROMEDIO			81,09

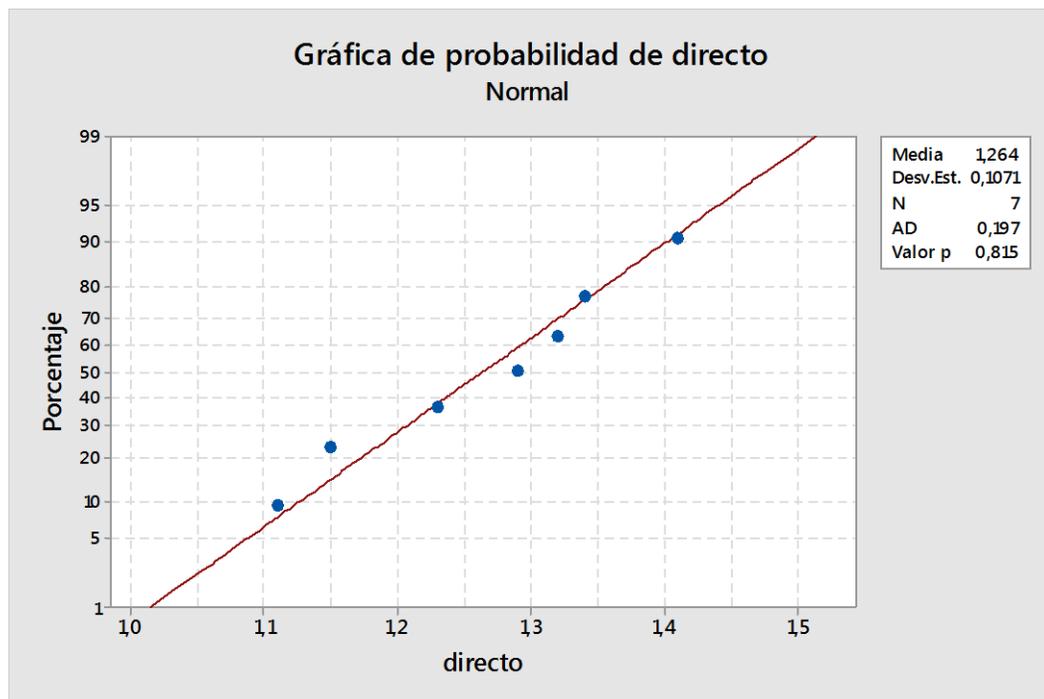


Figura 25: Gráfica de Probabilidad de Corte Directo

La gráfica 25 representa una ecuación de línea recta, donde se ha realizado una comparación de una hipótesis nula (H_0) que corresponden a datos que siguen una distribución normal y la hipótesis alternativa (H_a), donde los datos no siguen una distribución normal.

Se muestra que P tiene un valor menor a 0.05, por lo tanto se rechaza H_0

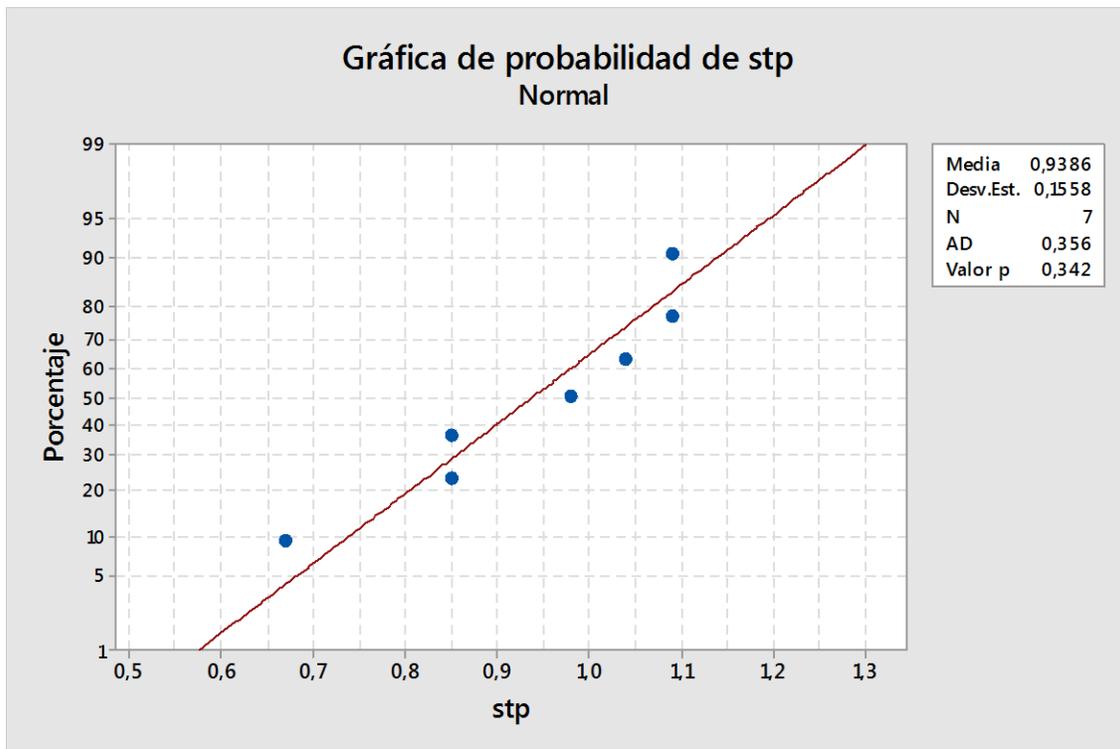


Figura 26: Gráfica de Probabilidad de SPT

La gráfica 26 representa una ecuación de línea recta, donde se ha realizado una comparación de una hipótesis nula (H_0) que corresponden a datos que siguen una distribución normal y la hipótesis alternativa (H_a), donde los datos no siguen una distribución normal.

Se muestra que P tiene un valor menor a 0.05, por lo tanto se rechaza H_0

Por tanto hay evidencias significativas que la diferencia de los métodos Corte Directo menos SPT es mayor a 0,20 que representa el 20,3% aproximadamente.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA DE CIMENTACIÓN

6.1. Propuesta

En la Ciudad Universitaria de la UNC, uno de los objetivos principales después de haber analizado, evaluado con rigurosidad y con exhaustiva paciencia en la determinación de las exploraciones geotécnicas y los ensayos de penetración estándar uno a 3m de profundidad y el otro a 10m respectivamente determinando sus características, físicas, químicas y mecánicas cuyos resultados se encuentran en la presente tesis, damos como propuesta para la cimentaciones en la zona I y zona II, considerando que el asentamiento diferencial no debe ser mayor a 2.5 cm, donde presentamos para la zonificación I, con tipos de suelos arcillas de media a alta plasticidad y con parámetros geotécnicos de un ángulo de fricción interna de 14.40° , cohesión $0,19 \text{ Kg/cm}^2$, con peso específico de $1,67 \text{ g/cm}^3$, con un factor de seguridad igual a 3, con un coeficiente de Poisson de 0,25 y un módulo de elasticidad de 750 Tn/m^2 , con un coeficiente de balasto de $6,72 \text{ kg/cm}^3$ y un asentamiento de 0,37cm.

En la zonificación II se propone una cimentación con tipo de suelos arcillas de media alta plasticidad con parámetros geotécnicos de un ángulo de fricción interna de $13,50^\circ$, cohesión $0,23 \text{ Kg/cm}^2$, con un peso específico de $1,59 \text{ g/cm}^3$, con un factor de seguridad igual a 3, con un coeficiente de Poisson de 0,25 y un módulo de elasticidad de 675 Tn/m^2 , con un coeficiente de balasto de $6,05 \text{ kg/cm}^3$ y un asentamiento de 2,13cm.

Se propone también un mejoramiento de suelo para evitar la ascensión capilar y expansividad de las arcillas en tiempo de lluvia que pueden ocasionar un asentamiento diferencial excesivo que pueden hacer colapsar a la estructura ocasionando diferentes tipos de fallas estructurales así como se describe: la primera capa un material de Over con un espesor max 6'' con un espesor de 0,30 m debidamente compactado, la segunda capa con un material y afirmado de un espesor de 0,20m debidamente compactado al 95% de la MDS del Proctor Modificado y la siguiente capa con un solado de 0,20 m con un concreto de $f_c=140 \text{ Kg/cm}^2$

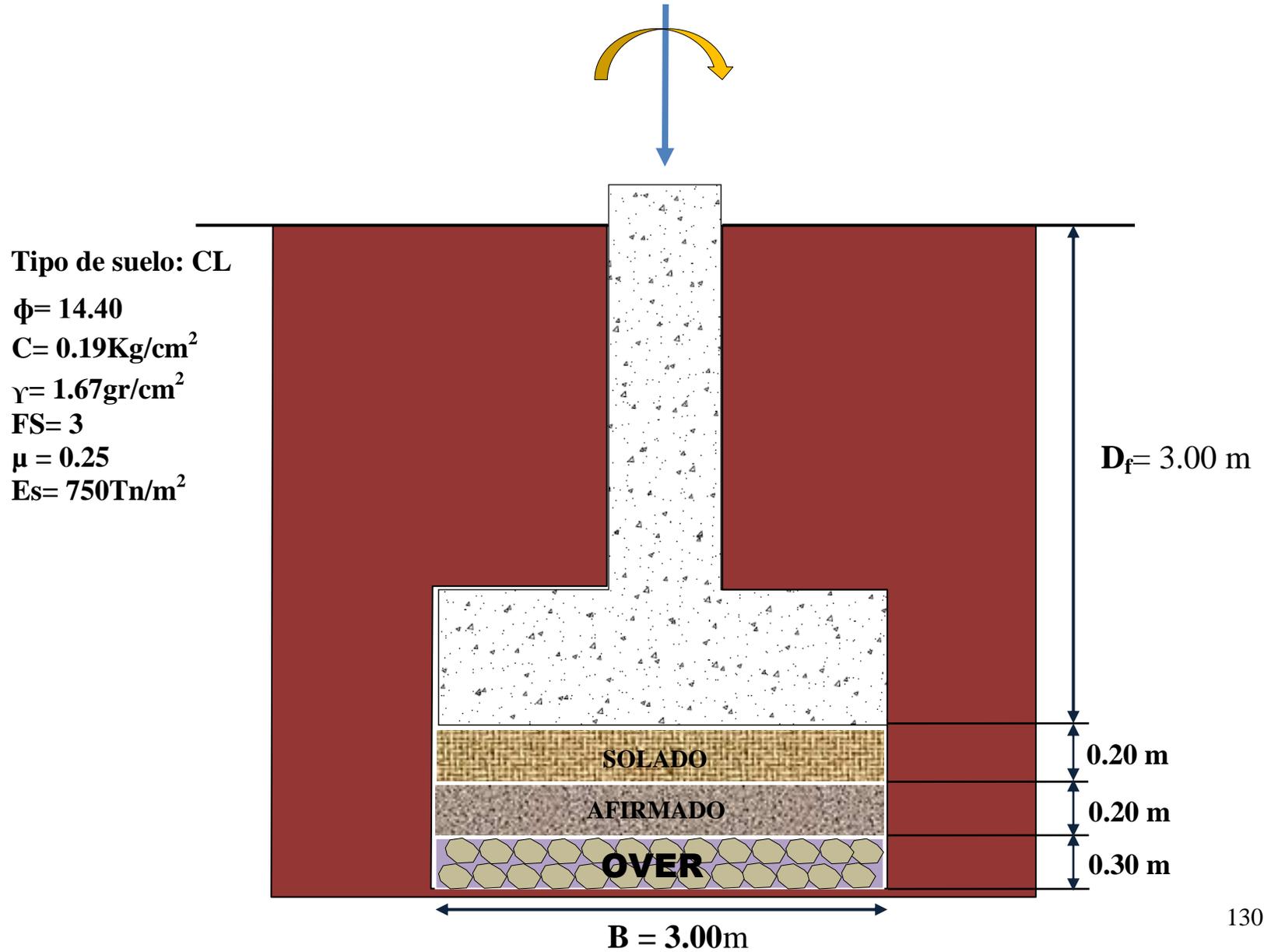
Químicamente se propone que en las construcciones que se realicen en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca se tenga en consideración además de los sulfatos, cloruros y PH los iones que se son medianamente agresivos como:

Ión Fosfato $(PO_4)_3^{3-}$

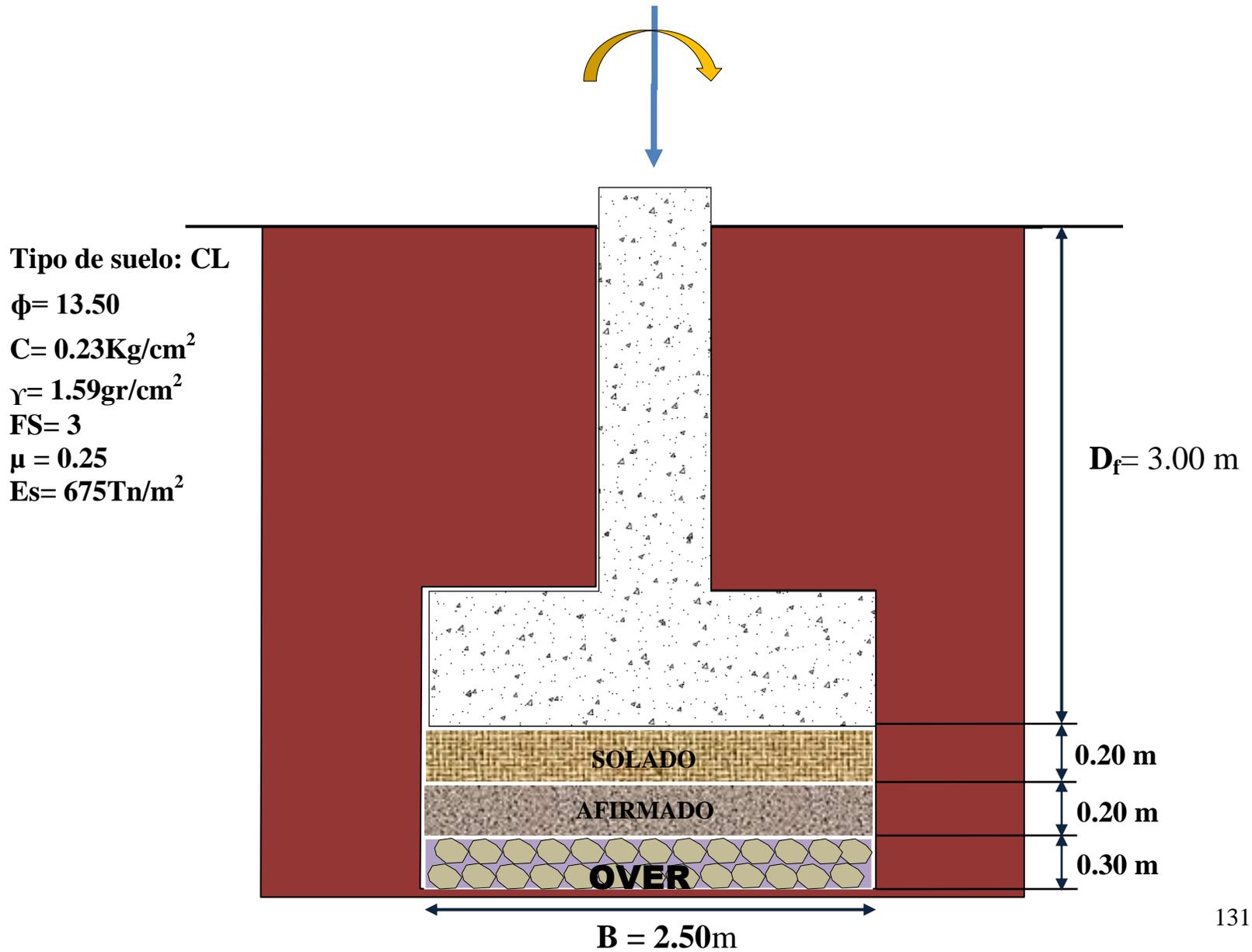
Ión Nitrito $(NO_2)^{1-}$

Ión Nitrato $(NO_3)^{1-}$

PROPUESTA DE ZONIFICACIÓN I



PROPUESTA DE ZONIFICACIÓN II



6.2. Costo de implementación de la propuesta

El costo es variable de acuerdo al tipo de la estructura, edificación, niveles, Se ha considerado la propuesta a 3m de profundidad como puede considerarse a 10m de profundidad, no se puede generalizar un costo para toda la estructura porque depende de la capacidad portante del suelo y de la zona a tomarse.

6.3. Beneficios que aporta la propuesta

Al haber ejecutado exploraciones geotécnicas y Ensayos de Penetración Estándar que nos han permitido conocer las características físicas, químicas y mecánicas de los suelos de fundación de la Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca cuyos resultados han determinado la propuesta que se muestra, los valores obtenidos de los ensayos son reales como el Ángulo de Fricción interna y la Cohesión que nos permitieron determinar la profundidad de desplante, el ancho de cimentación y los parámetros geotécnico que nos permitieron la obtención de la capacidad portante de los suelos por diferentes métodos así como un mejoramiento para todas las zapatas en las futuras construcciones, el beneficio es para nuestra Alma Mater porque minimizará los costos para las construcciones futuras.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. La capacidad portante mediante el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y Corte Directo a una profundidad de 3 m son de $\sigma_t=0,67 \text{ kg/cm}^2$ - $\sigma_t=1,58 \text{ Kg/cm}^2$ y $\sigma_t=1,11 \text{ kg/cm}^2$ - $\sigma_t= 1,41\text{kg/cm}^2$ respectivamente.
2. Los suelos de fundación a 3 metros de profundidad presentan arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas magras de clasificación CL y arenas arcillosas de clasificación SC. No se encontró Napa Freática por el sistema de percolación que ha escurrido en los canales de la parte superior que desembocan al río San Lucas y el otro en la parte inferior que limita con la Vía de Evitamiento Sur.

Según la correlación de los registros estratigráficos de los SPT, geológicamente existen depósitos cuaternarios por interperismo del tiempo, arrastre eólico y por descomposición de las rocas se han formado las lutitas y por ende las arcillas que son los suelos finos que parecen una capa que varía desde los 4.45m hasta los 7.45m . Como primer depósito en esta correlación; y por segunda capa aparecen suelos más estables como arenas arcillosas que varían desde 1.55m hasta 5.55 m.
3. Los parámetros geotécnicos considerados para la determinación de la resistencia del suelo son: $c=0,21 \text{ kg/cm}^2$, $\Phi=13,10^\circ$, coeficiente de poisson $\mu=0,3$, módulo de elasticidad $E= 165 \text{ kg/cm}^2$, coeficiente de balastok= 14 kg/cm^3 .
4. La comparación entre la Capacidad Portante de los suelos de fundación para cimentaciones superficiales en el ensayo de penetración estándar (SPT) presenta una capacidad portante 81% menor que el resultado obtenido en el ensayo de Corte Directo.
5. Se ha determinado 02 zonificaciones Geotécnicas de acuerdo a los ensayos especiales de Corte Directo y SPT, como se muestra en los Planos ZI y Z II; siendo la capacidad portante equivalente a $\sigma_t = 1.23 \text{ Kg/cm}^2$ y $\sigma_t=1.11 \text{ Kg/cm}^2$ respectivamente

RECOMENDACIONES

1. Realizar Ensayos Triaxial No Drenado No Consolidado UU para realizar la comparación con los Ensayos de Corte Directo.
2. Realizar ensayos geofísicos como Sondeos Eléctricos Verticales (SEV), Refracción Sísmica, Ensayo de permeabilidad, Lefrane y Leugeon, para comparar con el ensayo de Penetración Estándar SPT y obtener valores aproximados para cimentaciones profundas.
3. Utilizar cemento tipo MS para las futuras construcciones, si bien es cierto según los análisis químicos ejecutados en las exploraciones geotécnicas los límites o permisibles son normales para utilizar el cemento Portland tipo I pero los suelos de la Ciudad Universitaria contienen altos sulfuros que permiten que todas sus edificaciones tengan inflorescencias.
4. Realizar en cada una de las construcciones actuales de la Ciudad Universitaria exploraciones geotécnicas para determinar los tipos de fallas que han ocasionado su deterioro y sus asentamientos.
5. Los resultados obtenidos en campo y laboratorio permiten plantear estructuras para cimentaciones superficiales (Corte Directo) y profundas (Ensayo SPT) con sótanos y/o semisótanos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alfonso, J. (2007). Mecánica de suelos y ciencias afines aplicadas a obras hidráulicas. California: Universidad de California.
- Alva Hurtado, Jj. (1996). Terzaghi y la mecánica de suelos. Peru: Editorial UNI.
- Arenas Cruz , M. (1997). Hacia una teoría general del ensayo. Construcción del texto ensayístico. Cuenca: Ediciones de la Universidad de Castilla - La Mancha .
- Aullón de Haro, P. (1992). Teoría del Ensayo. Madrid: Verbum .
- Bjerrum , L. (1960). Some Notes on Terzaghi's Method of Working .New York : Jhon Wiley .
- Bozzo, I., & Barbat, A. (2000). Diseño sismorresistente de edificios .España: Editorial Reverte SA.
- Braja M, D. (2010). Geotechnical engineering handbook. California : j. Ross publishing series .
- Bunge , Mario;. (2000). La relación entre la Sociología y la Filosofía . Madrid : EDAF.
- Bunge, M. (2000). Epistemología . Buenos Aires : Siglo XXI.
- Bunge, Mario. (1997). Ciencia, Técnica y Desarrollo. Buenos Aires: Sudamerica.
- Burmister , D. (1956). Stress and Displacement Characteristics of a Two Layer Rigid Bases Soil System . Mexico : Highway Resarch Board .
- Campanella , R. (1982). Pore pressures during cone penetration testing and experience .Amsterdam: ASCE .
- Campanella, P. (1982). Recuperación de los suelos . Honduras : It Editorial.
- Caputo, H. P. (1983). Mecánica de los suelos y sus aplicaciones . Brasil : Editora Abdr.
- Cassan, M. (1982). Los ensayos in situ en la mecánica de suelos.España : Editores Tecnicos Asociados SA.
- Cerato, A., & Lutenegeger, A. (2006). Specimen size and scale effect of direct shear box tests of sands. London: Cbr Press/Balkema.
- Charles, G. (1902). Advanced Engineering Geology & Geotechnics. Boston: the Geological Society of America.
- Covarrubias, J. (1998). Tres docuemntos sobre la formación de los ingenieros. Mexico: Revista Ingenierías.

Crespo Villalaz, C. (2012). Problema resueltos de mecánica de suelos y de cimentaciones. México: Limusa Grupo Noriega.

Davis, o. (2001). El ensayo hispanoamericano del siglo XIX: Discurso hegemónico masculino. Madrid: Pliegos .

De Ureña Frances , J. (1999). Ingeniería civil o ingeniería del territorio. España: Graficas Izquierdo SRL.

Dodd, F. (1990). Química inorgánica experimental. Reverte SA E060, l. Reglamento nacional de edificaciones. Perú.

Feibleman , James . (1983). Pure science, applied science and technology. London: The Free Press.

Gonzales De Vallejo , L. (2004). Geotecnia y la mecánica de rocas . España Madrid: Prentice Hall.

Gonzales de Vallejo, L (2002). Geotecnia y la mecánica de rocas. Madrid: Prentice Hall.

Graux , D (1975). Proyecto de muros y cimentaciones. España: Editores Tecnicos Asociados .

Graux, D., & Sanz Llano , J. (1975). Fundamentos de mecánica de suelos, proyecto de muros y cimentaciones . barcelona : Editores Técnicos Asociados SA.

Harmsen, T. (2005). Diseños de estructuras de concreto armado . Perú: Fondo Editorial Pontificia Universidad Catolica Del Peru .

Hempel, C.(1997). La explicación científica. Buenos Aires : Paidós.

Herrera, F. (2011). Cimentaciones superficiales. Madrid: C/ Ponzano.

Jimenez Colala, D. (1 de julio de 2010). blogger. recuperado el junio de 2015, de <http://metodocientificoenlaingenieriaciv.blogspot.com/2010/07/epistemologia-en-la-ingenieria-civil.html>

Jabou-Matar, H., & Goble, G. (1997). Spt Dnamic Analysis and Measurements . Reston .

Jimenez Salas , J. (1993). Boletín geológico y minero vol 104-. España : Editorial España SA.

Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (1980). Fundamentos de la mecánica de suelos. México: Editorial Novaro.

Juarez Badillo, E. (2004). Mecánica de suelos- teoría y aplicaciones. México: limusa Noriega Editores.

Lambe, T., & Whitman, R. (2010). *Mecánica De Suelos*. Mexico: Limusa Noriega Editores.

Lambe, W., & Whitman, R. (2001). *Mecánica de Suelos*. Mexico : Limusa Noriega Editores.

Leonards, G. (1990). *Foundation Engineering*. Editoriales SA: Mexico .

Lyall, A. (1983). *Materiales para la construcción*. España : Editorial Reverté SA.

Mazo, C. O. (1982). *Cimentaciones profundas sometidas a esfuerzos dinámicos horizontales*. Barcelona : Editores Tecnicos Asociados .

Medina Sánchez. (2008). *Construcción de estructuras de hormigón armado*. Madrid : Jacaryan SA .

Meigh, A. (1987). *Cone penetration testing, methods and interpretation*. Great Britan: Ciria Butterworths .

Mitcham, C. (1994). *Thinking though technology. the path between engineering and philosophy*. Chicago: Chicago Press .

Mitcham, C., & Mackey, R. (2004). *Filosofía y tecnología*. Madrid : Editorial Encuentro.

Mitcham, Carl. (1989). *¿Que es la filosofía de la Tecnología?* Barcelona: Anthropolos.

Mohr, H. (1940). *Exploration of soil Conditions and Sampling Operations*. Harvard University Graduate School of Engineering: Soil Mechanics .

Moris A., P. (2005). *La Teoría del conocimiento de Jhon Locke*. ESPAÑA: Editorial Francisco Marroquin .

Morone, G. (2002). *Metodos de Investigación*. España: Editores SA.

Mott, R. (1996). *Mecánica de Fluidos aplicada*. Mexico : Prentice Hall.

Nacronann, J. (2015). *Análisis Cualitativo y Química Inorgánica*. C.E.S.C.A.

Ortigao, J. (1993). *Introduccion a la mecanica de suelos estados criticos*. Brasil: Libros Tecnicos y Cientificos Editora .

Padilla, P. (1970). *Cimentaciones y Estructuras de Hormigon Armado*. Barcelona: Editores Tecnicos Asociados SA.

Paredes Fernández, J. (1 de Julio de 2010). Blogger. Recuperado el Febrero de 2015, de Epistemología de la investigación científica : http://epistemologiadelaing.blogspot.com/2010_07_01_archive.html

Paredes, F. J. (JULIO de 2010). BLOGGER. Obtenido de Epistemología en la Ingeniería .

Peck, R. (1962). *Art and Science in Subsurface Engeneering, Geotechnique*. E. J Coording

Peck, R., & Reed, W. (1993). Engineering properties of Chicago subsoils. Chicago: Illinois Experimental Station.

Popper, K. (1987). La lógica de la investigación científica. Madrid: Tecnos.

Posser, H. (1998). On structural differences between science and engineering. Berlin: Phil & Tech.

Reimbert, M. (1978). Presiones y asentamientos de las cimentaciones superficiales. España: Editores Técnicos Asociados SA.

Reimbert, M., & Reimbert, A. (1978). Presiones y asentamientos de las cimentaciones. Barcelona: Editores Tecnicos Asociados SA.

Rico, A., & Castillo, H. (2005). La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Mexico: Limusa Noriega Editores.

Romero, I. (1975). Seminario en Honor Profesor Karl Terzaghi. Venezuela: Boletín de la Sociedad Venezolana.

Sanz Llano, J. (1975). Mecánica de Suelos. España: Editores Tecnicos Asociados.

Seed, B. (1985). Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations. ASCE.

Simons, N., & Menzies, B. (1977). A short course in Foundation Engineering. London: Butterworth.

Skempton, A. (1960). Significance of Terzaghi's concept of effective stress- theory to practice in soil mechanics. New York: John Wiley.

Terzaghi, K. (1955). Evaluation of coefficient of subgrade Reaction. Houston: John Wiley.

Terzaghi. (1958). "Consultants, Clients and Contractors", Journal of the Boston. Boston.

Terzaghi, K., Peck, R., & Terzaghi, K. (1973). Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica. IICSMFE.

Terzaghi, K., & Peck, R. (1967). Soil mechanics in engineering practices. California: J. Wiley and Sons.

Ventayol, A. (1999). Propuesta de corrección de Resultados de SPT y efectos de su utilización. Francia: ACESEG.

Ventayol, L. (2005). Medida del Ensayo SPT. Correcciones a aplicar. Barcelona: CFT Asociados.

Villalaz, C. (1980). Mecánica de Suelos y Cimentaciones . Mexico : Limusa SA.

ANEXO I

PANEL FOTOGRAFÍCO

Figura 27: Existencia de materia orgánica en pavimentos



Figura 28: Servicios Higiénicos del edificio 1C

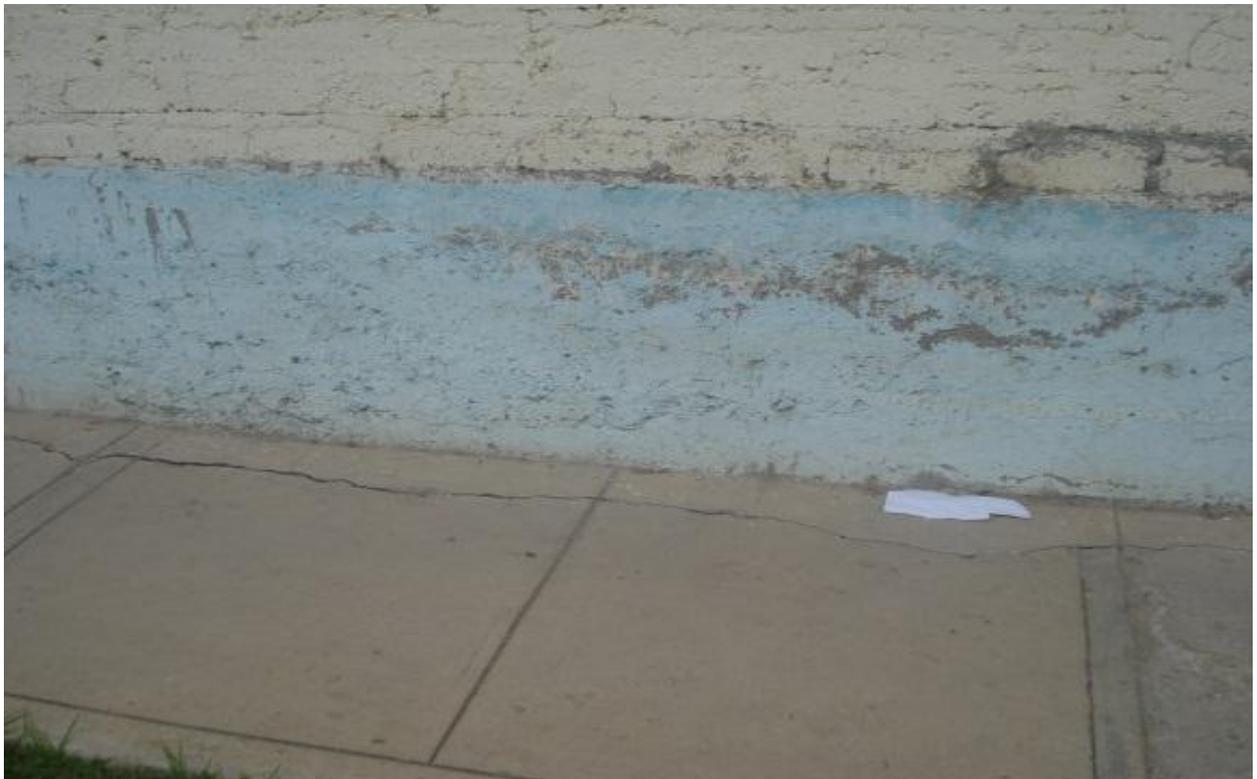


Figura 29: Parte exterior del Laboratorio de materiales de la Facultad de Ingeniería



Figura 30: Rajadura en paredes del Edificio 1F



Figura 31: Talud del canal con presencia de materia orgánica



Figura 32: Deterioro de muros en el centro Federado de Sociología



Figura 33: Veredas de Plataforma del Coliseo



Figura 34: Deterioro de escalera del edificio de Medicina



Figura 35: Cunetas en la UNC



Figura 36: Edificio del costado del coliseo



Figura 37: Ruptura de paredes en Pabellón 2A



Figura 38: Pabellón 1F se encuentra en mal estado debido a los asentamientos que ha sufrido la edificación.



Figura 39: Patología presente en el pabellón 1F,



Figura 40: Rajadura vertical y horizontal del edificio 1S,



Figura 41: Rajadura vertical en el edificio 1S,



Figura 42: Muestra el mal estado de las paredes del local 5D,



Figura 43: Mal estado de las paredes del local 5D,



Figura 44: Inadecuado mantenimiento de los servicios higiénicos del pabellón 1E,



Figura 45: Muestra las Patologías en el techo aligerado del edificio 1E (física)

ANEXO II

TABLAS

Tabla 30: Pabellones de la Universidad Nacional de Cajamarca

PABELLÓN	N° PISOS	ESTADO	INDICACIÓN
2H	3	Regular	Industrias Alimentarias
2G	3	Malo	Forestales
2C	2	Malo	Ciencias Agrarias
2 ^a	2	Malo	Ciencias Agrarias
2E	3	Regular	CC, Pecuarias
2B	2	Regular	Ciencias Agrarias
2D	2	Malo	Ciencias Agrarias
2F	3	Regular	Veterinaria
1°	3	Regular	Turismo y Hotelería
1F	1	Malo	Sindicato de Docentes
1G	2	Regular	Educación
6C	1	Malo	Educación
1H	3	Regular	Biblioteca General
1P	2	Malo	Admisión
6E	4	Malo	Medicina Humana
1S	3	Malo	Rectorado
1N	3	Regular	Contabilidad
1M	3	Regular	Economía
1 ^a	3	Malo	Ingeniería
1B	2	Malo	Ingeniería
1C	3	Malo	Ingeniería
5D	1	Malo	Transportes
5 ^a	1	Malo	Transportes
1E	2	Malo	Física
1D	2	Malo	Obstetricia
1Q	6	Regular	Escuela de Postgrado
1I	3	Regular	Salud
4F	3	Bueno	Derecho
4J	3	Bueno	Ingeniería Geológica

ANEXO III
CARGA ADMISIBLE

CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-1 EN SUELOS					
ASTM-D1586					
Densidad, γ_h :			1,42	Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):			1		
Ancho de cimentación B (m)			1,5		
Factor de seguridad E			3	Cohesivo	
Profundidad de la Napa Freática (m):			0	Granular	
Modulo de poisson μ			0,3		
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):			N		
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)			N		
Sismo M			7,5		
Altura de la arena H (m)			10,45		
Asientos máximos permisibles			1	pul	
Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/ Granular	Tipo de ensayo	Prof, Inicial (m)	Prof, Final (m)	$N_{30\text{ SPT}}$
1	C	SPT	1	1,45	12
2	C	SPT	2	2,45	23
3	C	SPT	3	3,45	21
4	C	SPT	4	4,45	9
5	C	SPT	5	5,45	27
6	C	SPT	6	6,45	13
7	C	SPT	7	7,45	15
8	C	SPT	8	8,45	18
9	C	SPT	9	9,45	14
10	C	SPT	10	10,45	22
Corrección por nivel Freático			Cw =		0,5
PROFUNDIDAD DE ENSAYO	Terzaghi y Peck (1948)	Meyerhof (1956)	Terzaghi	Parry	En gravas y arenas aprox, Bowles
	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²				
1,225	1,44	2,02	1,44	3,60	No aplica
2,225	2,76	3,88	2,77	6,90	No aplica
3,225	2,52	3,54	2,53	6,30	No aplica
4,225	1,08	1,52	1,08	2,70	No aplica
5,225	3,24	4,55	3,25	8,10	No aplica
6,225	1,56	2,19	1,57	3,90	No aplica
7,225	1,8	2,53	1,81	4,50	No aplica
8,225	2,16	3,03	2,17	5,40	No aplica
9,225	1,68	2,36	1,69	4,20	No aplica
10,225	2,64	3,71	2,65	6,60	No aplica

PROFUNDIDAD DE ENSAYO	En gravas o gravas y arenas (Meyerhof)	Aprox, en arcillas	En función del nivel freático	Modulo de deformaciones	Módulo de poisson μ
	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	Kg/cm2	Adimensional
1,225	No aplica	1,60	0,08	81,70	0,30
02,225	No aplica	3,06	0,15	156,59	0,30
3,225	No aplica	2,79	0,14	142,97	0,30
4,225	No aplica	1,20	0,06	61,27	0,30
5,225	No aplica	3,59	0,18	183,82	0,30
6,225	No aplica	1,73	0,09	88,51	0,30
7,225	No aplica	2,00	0,10	102,12	0,30
8,225	No aplica	2,39	0,12	122,55	0,30
9,225	No aplica	1,86	0,09	95,32	0,30
10,225	No aplica	2,93	0,15	149,78	0,30
PROMEDIO MODULO DE DEFORMACION				118,46	0,30

Asentamientos Inmediatos

$$S_i = \frac{qB(1-\mu^2)}{E_s} I_f$$

Ancho de cimentación	Centro		Esquina		Valor Medio
0,5	0,898	cm	0,449	cm	0,658
0,75	1,347	cm	0,674	cm	0,986
1	1,796	cm	0,898	cm	1,315
1,2	2,156	cm	1,078	cm	1,578
1,25	2,245	cm	1,123	cm	1,644
1,5	2,695	cm	1,347	cm	1,973
1,75	3,144	cm	1,572	cm	2,302
2	3,593	cm	1,796	cm	2,630
2,25	4,042	cm	2,021	cm	2,959
2,5	4,491	cm	2,245	cm	3,288

CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-2 EN SUELOS					
ASTM-D1586					
Densidad, γ_h :			1,42	Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):			1		
Ancho de cimentación B (m)			1,5	Cohesivo	
Factor de seguridad E			3		
Profundidad de la Napa Freática (m):			0	Granular	
Modulo de poisson μ			0,3		
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):			N		
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)			N		
Sismo M			7,5		
Altura de la arena H (m)			10,45		
Asientos máximos permisibles			1	pul	
Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof, Inicial (m)	Prof, Final (m)	N ₃₀ SPT
1	C	MRG	1	1,45	23
2	C	SPT	2	2,45	11
3	C	SPT	3	3,45	6
4	C	SPT	4	4,45	6
5	C	SPT	5	5,45	15
6	C	SPT	6	6,45	12
7	C	SPT	7	7,45	10
8	C	SPT	8	8,45	14
9	C	SPT	9	9,45	16
10	C	SPT	10	10,45	14
Corrección por nivel Freático			Cw =		0,5
PROFUNDIDAD DE ENSAYO	Terzaghi y Peck (1948)	Meyerhof (1956)	Terzaghi	Parry	En gravas y arenas aprox, Bowles
	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²				
1,225	2,76	3,88	2,77	6,90	No aplica
2,225	1,32	1,85	1,32	3,30	No aplica
3,225	0,72	1,01	0,72	1,80	No aplica
4,225	0,72	1,01	0,72	1,80	No aplica
5,225	1,8	2,53	1,81	4,50	No aplica
6,225	1,44	2,02	1,44	3,60	No aplica
7,225	1,2	1,69	1,20	3,00	No aplica
8,225	1,68	2,36	1,69	4,20	No aplica
9,225	1,92	2,70	1,93	4,80	No aplica
10,225	1,68	2,36	1,69	4,20	No aplica

PROFUNDIDAD DE ENSAYO	En gravas o gravas y arenas (Meyerhof)	Aprox, en arcillas	En función del nivel freático	Módulo de deformaciones	Módulo de poisson μ
	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²	Kg/cm ²	Adimensional
1,225	No aplica	3,06	0,15	93,95	0,30
2,225	No aplica	1,46	0,07	74,89	0,30
3,225	No aplica	0,80	0,04	40,85	0,30
4,225	No aplica	0,80	0,04	40,85	0,30
5,225	No aplica	2,00	0,10	102,12	0,30
6,225	No aplica	1,60	0,08	81,70	0,30
7,225	No aplica	1,33	0,07	68,08	0,30
8,225	No aplica	1,86	0,09	95,32	0,30
9,225	No aplica	2,13	0,11	108,93	0,30
10,225	No aplica	1,86	0,09	95,32	0,30
PROMEDIO MODULO DE DEFORMACION				80,20	0,30

Asentamientos Inmediatos

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

ANCHO DE CIMENTACION, m	Centro		Esquina		Valor Medio cm
0,5	1,497	cm	0,748	cm	1,096
0,75	1,347	cm	0,674	cm	0,986
1	1,796	cm	0,898	cm	1,315
1,2	2,156	cm	1,078	cm	1,578
1,25	2,245	cm	1,123	cm	1,644
1,5	2,695	cm	1,347	cm	1,973
1,75	3,144	cm	1,572	cm	2,302
2	3,593	cm	1,796	cm	2,630
2,25	4,042	cm	2,021	cm	2,959
2,5	4,491	cm	2,245	cm	3,288

**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-3 EN SUELOS
ASTM-D1586**

Densidad, γ_h :		1,45		Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):		1			
Ancho de cimentación B (m)		1,5			
Factor de seguridad E		3		Cohesivo	
Profundidad de la Napa Freática (m):		0		Granular	
Modulo de poisson μ		0,3			
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):		N			
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)		N			
Sismo M		7,5			
Altura de la arena H (m)		10,45			
Asientos máximos permisibles		1		Pul	
Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof,Inicial (m)	Prof, Final (m)	N₃₀ SPT
1	c	SPT	1	1,45	9
2	c	SPT	2	2,45	29
3	c	SPT	3	3,45	19
4	c	SPT	4	4,45	9
5	c	SPT	5	5,45	22
6	c	SPT	6	6,45	50
7	c	SPT	7	7,45	17
8	c	SPT	8	8,45	32
9	c	SPT	9	9,45	30
10	c	SPT	10	10,45	25
Corrección por nivel Freático			Cw =		0,5
PROFUNDIDAD DE ENSAYO	Terzaghi y Peck (1948)	Meyerhof (1956)	Terzaghi	Parry	En gravas y arenas aprox, Bowles
	CARGA ADMISIBLE kg/cm²				
1,225	1,08	1,52	1,08	2,70	No aplica
2,225	3,48	4,89	3,49	8,70	No aplica
3,225	2,28	3,20	2,29	5,70	No aplica
4,225	1,08	1,52	1,08	2,70	No aplica
5,225	2,64	3,71	2,65	6,60	No aplica
6,225	6	8,43	6,02	15,00	No aplica
7,225	2,04	2,86	2,05	5,10	No aplica
8,225	3,84	5,39	3,85	9,60	No aplica
9,225	3,6	5,06	3,61	9,00	No aplica
10,225	3	4,21	3,01	7,50	No aplica

PROFUNDIDAD DE ENSAYO	En gravas o gravas y arenas (Meyerhof)	Aprox, en arcillas	En función del nivel freático	Módulo de deformaciones	Módulo de poisson μ
	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	Kg/cm2	Adimensional
1,225	No aplica	1,20	0,06	61,27	0,30
2,225	No aplica	3,86	0,19	197,44	0,30
3,225	No aplica	2,53	0,13	129,36	0,30
4,225	No aplica	1,20	0,06	61,27	0,30
5,225	No aplica	2,93	0,15	149,78	0,30
6,225	No aplica	6,65	0,34	340,41	0,30
7,225	No aplica	2,26	0,11	115,74	0,30
8,225	No aplica	4,26	0,21	217,87	0,30
9,225	No aplica	3,99	0,20	204,25	0,30
10,225	No aplica	3,33	0,17	170,21	0,30
PROMEDIO MODULO DE DEFORMACION				164,76	0,30

Asentamientos Inmediatos

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

ANCHO DE CIMENTACION, m	Centro		Esquina		Valor Medio
	cm	cm	cm	cm	
0,5	0,898	cm	0,449	cm	0,658
0,75	1,347	cm	0,674	cm	0,986
1	1,796	cm	0,898	cm	1,315
1,2	2,156	cm	1,078	cm	1,578
1,25	2,245	cm	1,123	cm	1,644
1,5	2,695	cm	1,347	cm	1,973
1,75	3,144	cm	1,572	cm	2,302
2	3,593	cm	1,796	cm	2,630
2,25	4,042	cm	2,021	cm	2,959
2,5	4,491	cm	2,245	cm	3,288

**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-4 EN SUELOS
ASTM-D1586**

Densidad, γ_h :			1,45	Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):			1		
Ancho de cimentación B (m)			1,5		
Factor de seguridad E			3	Cohesivo	
Profundidad de la Napa Freática (m):			0	Granular	
Modulo de poisson μ			0,3		
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):			N		
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)			N		
Sismo M			7,5		
Altura de la arena H (m)			10,45		
Asientos máximos permisibles			1	pul	
Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/ Granular	Tipo de ensayo	Prof,Inicial (m)	Prof, Final (m)	N₃₀ SPT
1	C	SPT	1	1,45	19
2	C	SPT	2	2,45	16
3	C	SPT	3	3,45	11
4	C	SPT	4	4,45	15
5	C	SPT	5	5,45	20
6	C	SPT	6	6,45	8
7	C	SPT	7	7,45	18
8	C	SPT	8	8,45	15
9	C	SPT	9	9,45	18
10	C	SPT	10	10,45	20
Corrección por nivel Freático			Cw =		0,5
PROFUNDIDADDE ENSAYO	Terzaghi y Peck (1948)	Meyerhof (1956)	Terzaghi	Parry	En gravas y arenas aprox,Bowles
	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2
1,225	2,28	3,20	2,29	5,70	No aplica
2,225	1,92	2,70	1,93	4,80	No aplica
3,225	1,32	1,85	1,32	3,30	No aplica
4,225	1,8	2,53	1,81	4,50	No aplica
5,225	2,4	3,37	2,41	6,00	No aplica
6,225	0,96	1,35	0,96	2,40	No aplica
7,225	2,16	3,03	2,17	5,40	No aplica
8,225	1,8	2,53	1,81	4,50	No aplica
9,225	2,16	3,03	2,17	5,40	No aplica
10,225	2,4	3,37	2,41	6,00	No aplica

PROFUNDIDAD DE ENSAYO	En gravas o gravas y arenas (Meyerhof)	Aprox, en arcillas	En función del nivel freático	Módulo de deformaciones	Módulo de poisson μ
	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	Kg/cm2	Adimensional
1,225	No aplica	2,53	0,13	129,36	0,30
2,225	No aplica	2,13	0,11	108,93	0,30
3,225	No aplica	1,46	0,07	74,89	0,30
4,225	No aplica	2,00	0,10	102,12	0,30
5,225	No aplica	2,66	0,13	136,17	0,30
6,225	No aplica	1,06	0,05	54,47	0,30
7,225	No aplica	2,39	0,12	122,55	0,30
8,225	No aplica	2,00	0,10	102,12	0,30
9,225	No aplica	2,39	0,12	122,55	0,30
10,225	No aplica	2,66	0,13	136,17	0,30
PROMEDIO MODULO DE DEFORMACION				108,93	0,30

Asentamientos Inmediatos

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

ANCHO DE CIMENTACION,m	Centro		Esquina		Valor Medio
	cm	cm	cm	cm	
0,5	0,898	cm	0,449	cm	0,658
0,75	1,347	cm	0,674	cm	0,986
1	1,796	cm	0,898	cm	1,315
1,2	2,156	cm	1,078	cm	1,578
1,25	2,245	cm	1,123	cm	1,644
1,5	2,695	cm	1,347	cm	1,973
1,75	3,144	cm	1,572	cm	2,302
2	3,593	cm	1,796	cm	2,630
2,25	4,042	cm	2,021	cm	2,959
2,5	4,491	cm	2,245	cm	3,288

**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-5 EN SUELOS
ASTM-D1586**

Densidad, γ_h :			1,32	Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):			1		
Ancho de cimentación B (m)			1,5	Cohesivo	
Factor de seguridad E			3		
Profundidad de la Napa Freática (m):			0	Granular	
Modulo de poisson μ			0,3		
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):			N		
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)			N		
Sismo M			7,5		
Altura de la arena H (m)			10,45	Pul	
Asientos máximos permisibles			1		
Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/ Granular	Tipo de ensayo	Prof, Inicia l (m)	Prof, Final (m)	N₃₀ SPT
1	C	SPT	1	1,45	20
2	C	SPT	2	2,45	26
3	C	SPT	3	3,45	5
4	C	SPT	4	4,45	18
5	C	SPT	5	5,45	13
6	C	SPT	6	6,45	25
7	C	SPT	7	7,45	30
8	C	SPT	8	8,45	25
9	C	SPT	9	9,45	26
10	C	SPT	10	10,45	30
Corrección por nivel Freático			C_w =		0,5
PROFUNDIDAD E ENSAYO	Terzaghi y Peck (1948)	Meyerhof (1956)	Terzaghi	Parry	En gravas y arenas aprox, Bowles
	CARGA ADMISIBLE kg/cm²	CARGA ADMISIBLE kg/cm²	CARGA ADMISIBLE kg/cm²	CARGA ADMISIBLE kg/cm²	CARGA ADMISIBLE kg/cm²
1,225	2,4	3,37	2,41	6,00	No aplica
2,225	3,12	4,38	3,13	7,80	No aplica
3,225	0,6	0,84	0,60	1,50	No aplica
4,225	2,16	3,03	2,17	5,40	No aplica
5,225	1,56	2,19	1,57	3,90	No aplica
6,225	3	4,21	3,01	7,50	No aplica
7,225	3,6	5,06	3,61	9,00	No aplica
8,225	3	4,21	3,01	7,50	No aplica
9,225	3,12	4,38	3,13	7,80	No aplica
10,225	3,6	5,06	3,61	9,00	No aplica

PROFUNDIDAD DE ENSAYO	En gravas o gravas y arenas (Meyerhof)	Aprox, en arcillas	En función del nivel freático	Módulo de deformaciones	Módulo de poisson μ
	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	Kg/cm2	Adimensional
1,225	No aplica	2,66	0,13	136,17	0,30
2,225	No aplica	3,46	0,17	177,02	0,30
3,225	No aplica	0,67	0,03	34,04	0,30
4,225	No aplica	2,39	0,12	122,55	0,30
5,225	No aplica	1,73	0,09	88,51	0,30
6,225	No aplica	3,33	0,17	170,21	0,30
7,225	No aplica	3,99	0,20	204,25	0,30
8,225	No aplica	3,33	0,17	170,21	0,30
9,225	No aplica	3,46	0,17	177,02	0,30
10,225	No aplica	3,99	0,20	204,25	0,30
PROMEDIO MODULO DE DEFORMACION				148,42	0,30

Asentamientos Inmediatos

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

ANCHO DE CIMENTACION,m	Centro		Esquina		Valor Medio cm
	cm	cm	cm	cm	
0,5	0,898	cm	0,449	cm	0,658
0,75	1,347	cm	0,674	cm	0,986
1	1,796	cm	0,898	cm	1,315
1,2	2,156	cm	1,078	cm	1,578
1,25	2,245	cm	1,123	cm	1,644
1,5	2,695	cm	1,347	cm	1,973
1,75	3,144	cm	1,572	cm	2,302
2	3,593	cm	1,796	cm	2,630
2,25	4,042	cm	2,021	cm	2,959
2,5	4,491	cm	2,245	cm	3,288

**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-6 EN SUELOS
ASTM-D1586**

Densidad, γ_h :			1,42	Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie D (m):			1		
Ancho de cimentación B (m)			1,5		
Factor de seguridad E			3	Cohesivo	
Profundidad de la Napa Freática (m):			0	Granular	
Modulo de poisson μ			0,3		
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):			N		
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)			N		
Sismo M			7,5		
Altura de la arena H (m)			10,45		
Asientos máximos permisibles			1	Pul	
Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof, Inicial (m)	Prof, Final (m)	N₃₀ SPT
1	C	SPT	1	1,45	14
2	C	SPT	2	2,45	10
3	C	SPT	3	3,45	9
4	C	SPT	4	4,45	14
5	C	SPT	5	5,45	11
6	C	SPT	6	6,45	8
7	C	SPT	7	7,45	12
8	C	SPT	8	8,45	18
9	C	SPT	9	9,45	16
10	C	SPT	10	10,45	13
Corrección por nivel Freático			Cw =		0,5
PROFUNDIDAD DE ENSAYO	Terzaghi y Peck (1948)	Meyerhof (1956)	Terzaghi	Parry	En gravas y arenas aprox, Bowles
	CARGA ADMISIBLE kg/cm²				
1,225	1,68	2,36	1,69	4,20	No aplica
2,225	1,2	1,69	1,20	3,00	No aplica
3,225	1,08	1,52	1,08	2,70	No aplica
4,225	1,68	2,36	1,69	4,20	No aplica
5,225	1,32	1,85	1,32	3,30	No aplica
6,225	0,96	1,35	0,96	2,40	No aplica
7,225	1,44	2,02	1,44	3,60	No aplica
8,225	2,16	3,03	2,17	5,40	No aplica
9,225	1,92	2,70	1,93	4,80	No aplica
10,225	1,56	2,19	1,57	3,90	No aplica

PROFUNDIDAD DE ENSAYO	En gravas o gravas y arenas (Meyerhof)	Aprox, en arcillas	En función del nivel freático	Módulo de deformaciones	Módulo de poisson μ
	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	CARGA ADMISIBLE kg/cm2	Kg/cm2	Adimensional
1,225	No aplica	1,86	0,09	95,32	0,30
2,225	No aplica	1,33	0,07	68,08	0,30
3,225	No aplica	1,20	0,06	61,27	0,30
4,225	No aplica	1,86	0,09	95,32	0,30
5,225	No aplica	1,46	0,07	74,89	0,30
6,225	No aplica	1,06	0,05	54,47	0,30
7,225	No aplica	1,60	0,08	81,70	0,30
8,225	No aplica	2,39	0,12	122,55	0,30
9,225	No aplica	2,13	0,11	108,93	0,30
10,225	No aplica	1,73	0,09	88,51	0,30
PROMEDIO MODULO DE DEFORMACION				85,10	0,30

Asentamientos Inmediatos

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

ANCHO DE CIMENTACION,m	Centro		Esquina		Valor Medio
	cm	cm	cm	cm	
0,5	0,898	cm	0,449	cm	0,658
0,75	1,347	cm	0,674	cm	0,986
1	1,796	cm	0,898	cm	1,315
1,2	2,156	cm	1,078	cm	1,578
1,25	2,245	cm	1,123	cm	1,644
1,5	2,695	cm	1,347	cm	1,973
1,75	3,144	cm	1,572	cm	2,302
2	3,593	cm	1,796	cm	2,630
2,25	4,042	cm	2,021	cm	2,959
2,5	4,491	cm	2,245	cm	3,288

**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-7 EN SUELOS
ASTM-D1586**

Densidad, γ_h :			1,48	Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):			1		
Ancho de cimentación B (m)			1,5	Cohesivo	
Factor de seguridad E			3		
Profundidad de la Napa Freática (m):			0	Granular	
Modulo de poisson μ			0,3		
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):			N		
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)			N		
Sismo M			7,5		
Altura de la arena H (m)			10,45		
Asientos máximos permisibles			1	Pul	
Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/ Granular	Tipo de ensayo	Prof, Inicial (m)	Prof, Final (m)	N₃₀ SPT
1	C	SPT	1	1,45	5
2	C	SPT	2	2,45	9
3	C	SPT	3	3,45	4
4	C	SPT	4	4,45	8
5	C	SPT	5	5,45	7
6	C	SPT	6	6,45	7
7	C	SPT	7	7,45	9
8	C	SPT	8	8,45	10
9	C	SPT	9	9,45	11
10	C	SPT	10	10,45	15
Corrección por nivel Freático			C_w =		0,5
PROFUNDIDAD DE ENSAYO	Terzaghi y Peck (1948)	Meyerhof (1956)	Terzaghi	Parry	En gravas y arenas aprox, Bowles
	CARGA ADMISIBLE kg/cm²				
1,225	1,06	1,67	0,60	1,50	No aplica
2,225	1,08	1,52	1,08	2,70	No aplica
3,225	0,48	0,67	0,48	1,20	No aplica
4,225	0,96	1,35	0,96	2,40	No aplica
5,225	0,84	1,18	0,84	2,10	No aplica
6,225	0,84	1,18	0,84	2,10	No aplica
7,225	1,08	1,52	1,08	2,70	No aplica
8,225	1,2	1,69	1,20	3,00	No aplica
9,225	1,32	1,85	1,32	3,30	No aplica
10,225	1,8	2,53	1,81	4,50	No aplica

PROFUNDIDAD DE ENSAYO	En gravas o gravas y arenas (Meyerhof)	Aprox, en arcillas	En función del nivel freático	Módulo de deformaciones	Módulo de poisson μ
	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²	Kg/cm ²	Adimensional
1,225	No aplica	0,67	0,03	34,04	0,30
2,225	No aplica	1,20	0,06	61,27	0,30
3,225	No aplica	0,53	0,03	27,23	0,30
4,225	No aplica	1,06	0,05	54,47	0,30
5,225	No aplica	0,93	0,05	47,66	0,30
6,225	No aplica	0,93	0,05	47,66	0,30
7,225	No aplica	1,20	0,06	61,27	0,30
8,225	No aplica	1,33	0,07	68,08	0,30
9,225	No aplica	1,46	0,07	74,89	0,30
10,225	No aplica	2,00	0,10	102,12	0,30
PROMEDIO MODULO DE DEFORMACION				57,87	0,30

Asentamientos Inmediatos

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

ANCHO DE CIMENTACION, m	Centro		Esquina		Valor Medio
0,5	1,256	cm	1,123	cm	0,852
0,75	1,347	cm	0,674	cm	0,986
1	1,796	cm	0,898	cm	1,315
1,2	2,156	cm	1,078	cm	1,578
1,25	2,245	cm	1,123	cm	1,644
1,5	2,695	cm	1,347	cm	1,973
1,75	3,144	cm	1,572	cm	2,302
2	3,593	cm	1,796	cm	2,630
2,25	4,042	cm	2,021	cm	2,959
2,5	4,491	cm	2,245	cm	3,288

**CARGA ADMISIBLE EN FUNCION DEL ENSAYO SPT-8 EN SUELOS
ASTM-D1586**

Densidad, γ_h :			1,48	Cohesivo y granular	
Profundidad de desplante bajo la superficie, D (m):			1		
Ancho de cimentación B (m)			1,5	Cohesivo	
Factor de seguridad E			3		
Profundidad de la Napa Freatica (m):			0	Granular	
Modulo de poisson μ			0,3		
Arena fina bajo el nivel freático Si(s) o No (n):			N		
Corrección por profundidad en arenas Si(s) o No (n)			N		
Sismo M			7,5		
Altura de la arena H (m)			10,45	Pul	
Asientos máximos permisibles			1		
Forma de Zapata			Cuadrada		
Valores del Factor de forma IF (cm/m)			CENTRO	ESQUINA	MEDIO
			112	56	82
MUESTRA	Cohesivo/Granular	Tipo de ensayo	Prof, Inicia l (m)	Prof, Final (m)	N₃₀ SPT
1	C	SPT	1	1,45	20
2	C	SPT	2	2,45	15
3	C	SPT	3	3,45	12
4	C	SPT	4	4,45	12
5	C	SPT	5	5,45	16
6	C	SPT	6	6,45	20
7	C	SPT	7	7,45	15
8	C	SPT	8	8,45	12
9	C	SPT	9	9,45	22
10	C	SPT	10	10,45	25
Corrección por nivel Freático			Cw =		0,5
PROFUNDIDAD DE ENSAYO	Terzaghi y Peck (1948)	Meyerhof (1956)	Terzaghi	Parry	En gravas y arenas aprox, Bowles
	CARGA ADMISIBLE kg/cm²				
1,225	2,4	3,37	2,41	6,00	No aplica
2,225	1,8	2,53	1,81	4,50	No aplica
3,225	1,44	2,02	1,44	3,60	No aplica
4,225	1,44	2,02	1,44	3,60	No aplica
5,225	1,92	2,70	1,93	4,80	No aplica
6,225	2,4	3,37	2,41	6,00	No aplica
7,225	1,8	2,53	1,81	4,50	No aplica
8,225	1,44	2,02	1,44	3,60	No aplica
9,225	2,64	3,71	2,65	6,60	No aplica
10,225	3	4,21	3,01	7,50	No aplica

PROFUNDIDAD DE ENSAYO	En gravas o gravas y arenas (Meyerhof)	Aprox, en arcillas	En función del nivel freático	Módulo de deformaciones	Módulo de poisson μ
	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²	CARGA ADMISIBLE kg/cm ²	Kg/cm ²	Adimensional
1,225	No aplica	2,66	0,13	136,17	0,30
2,225	No aplica	2,00	0,10	102,12	0,30
3,225	No aplica	1,60	0,08	81,70	0,30
4,225	No aplica	1,60	0,08	81,70	0,30
5,225	No aplica	2,13	0,11	108,93	0,30
6,225	No aplica	2,66	0,13	136,17	0,30
7,225	No aplica	2,00	0,10	102,12	0,30
8,225	No aplica	1,60	0,08	81,70	0,30
9,225	No aplica	2,93	0,15	149,78	0,30
10,225	No aplica	3,33	0,17	170,21	0,30
PROMEDIO MODULO DE DEFORMACION				115,06	0,30

Asentamientos Inmediatos

$$S_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

ANCHO DE CIMENTACION, m	Centro		Esquina		Valor Medio
	cm	cm	cm	cm	
0,5	0,898	cm	0,449	cm	0,658
0,75	1,347	cm	0,674	cm	0,986
1	1,796	cm	0,898	cm	1,315
1,2	2,156	cm	1,078	cm	1,578
1,25	2,245	cm	1,123	cm	1,644
1,5	2,695	cm	1,347	cm	1,973
1,75	3,144	cm	1,572	cm	2,302
2	3,593	cm	1,796	cm	2,630
2,25	4,042	cm	2,021	cm	2,959
2,5	4,491	cm	2,245	cm	3,288

ANEXO IV

**ESTUDIO DE
MECÁNICAS SUELOS,
FÍSICOS Y QUÍMICOS**

