



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

ESTUDIO DE LA VARIABILIDAD DEL SUELO DE PIURA A TRAVÉS DEL SPT PARA LA VALORACIÓN DEL F.S.

Denisse Dianet Campos Muñoz

Piura, 09 de Abril de 2011

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil



Esta obra está bajo una [licencia](#)
[Creative Commons Atribución-](#)
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA



**“Estudio de la variabilidad del suelo de Piura a través del SPT para la
valoración del F.S”**

**Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil**

Denisse Dianet Campos Muñoz

Asesor: Dr. José Guillermo Sandoval Ocaña

Piura, Febrero 2011

***A Dios, a mis amados padres
por el ejemplo de vida y el
apoyo incondicional en todo
momento, a mis hermanas
por su sincera amistad y
motivación.***

Prólogo

El incremento notable de las aplicaciones de los métodos probabilísticos en la ingeniería geotécnica en los últimos 10 años ha hecho que la normativa de países europeos aplique y ordene cierta valoración a la seguridad en las estructuras en base a estudios estadísticos.

Los ingenieros geotécnicos y geólogos tratan con materiales cuyas propiedades y distribución espacial son poco conocidas y con problemas, en que la carga y la resistencia se relacionan, definiendo un coeficiente de seguridad para la evaluación de las estructuras. Históricamente, la profesión geotécnica se ha ocupado de la incertidumbre en proyectos importantes mediante el uso de la “observación”, lo que es perfectamente compatible con métodos basados en la fiabilidad.

Actualmente, nos encontramos con aplicaciones de la fiabilidad en el diseño, problemas de construcción práctica y publicaciones de investigación avanzada. Sin embargo, a nivel ingenieril surge cierta preocupación ante la significancia y alcance de esta nueva línea de estudio.

En nuestro país, el coeficiente de seguridad recomendado por la norma E.050 del Reglamento Nacional de edificaciones considera un valor constante en función de la importancia y uso de la estructura, pero no obedece a un análisis específico de la variabilidad del suelo sobre el que va a estar cimentada.

En este contexto, se plantea la valoración del coeficiente de seguridad en distintos cálculos geotécnicos a partir del estudio de la variabilidad del suelo. Para este caso, se ha usado el suelo típico de Piura conocido por las exploraciones SPT que se realizan en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción (LEMC) de la Universidad de Piura.

Con esta información, ha sido posible calcular una probabilidad de falla al coeficiente de seguridad, basada en la desviación estándar de los parámetros del suelo. Con la probabilidad de falla del coeficiente de seguridad se puede valorar su suficiencia en base a datos reales de nuestra ciudad sin ser conservadores.

Agradezco de manera muy especial a mi asesor Dr. José Guillermo Sandoval Ocaña, catedrático de esta casa de estudios por el apoyo, información proporcionada e incentivo constante durante el periodo de investigación y elaboración de esta tesis.

Por último, también agradezco al Ing. José Ordinola E., Jefe del laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción, al personal que labora en el mismo y aquellas personas que de alguna manera aportaron al desarrollo de esta investigación.

Resumen

El objetivo principal de esta tesis es estudiar la variabilidad del suelo de Piura a través de los registros del SPT. A partir de estos datos se obtuvo el comportamiento del N y N_1 a lo largo de la profundidad, útil para realizar la evaluación estadística de los parámetros del suelo involucrados en los cálculos geotécnicos.

La desviación estándar de cada parámetro se empleó como variable en el método simplificado de Taylor, que consiste en la combinación de las desviaciones estándar de los parámetros involucrados en el cálculo geotécnico para obtener el coeficiente de seguridad más probable, su coeficiente de variación y con éstos un índice de fiabilidad (β). El índice de fiabilidad se distribuye normalmente y hace posible calcular la probabilidad de falla del coeficiente de seguridad.

Con esta probabilidad de falla se puede opinar si es suficiente, insuficiente o excesivo cada coeficiente de seguridad. Para el caso del distrito de Piura, la probabilidad de falla es baja cuando existe menos variabilidad del N del SPT, esto aporta confianza al coeficiente de seguridad utilizado en los diseños geotécnicos.

Índice General

Introducción	1
Capítulo 1	3
El suelo de la ciudad de Piura	3
1.1 Geología y Geomorfología de la ciudad de Piura	3
1.1.1 Geología y geomorfología Regional.....	3
1.1.2 Geología y geomorfología local	6
1.2 Sismicidad de la ciudad de Piura.....	6
Capítulo 2	11
Propiedades geotécnicas básicas de las arenas eólicas	11
2.1 Densidad	11
2.1.1 Densidad real	11
2.1.2 Densidad aparente.....	12
2.1.3 Densidad relativa	13
2.2 Permeabilidad y drenaje	14
2.3 Resistencia al esfuerzo de corte.....	17
2.3.1 Ecuación de falla de Coulomb.....	17
2.3.2 Curvas típicas en arenas densas y sueltas.....	19
2.4 Potencial de licuación.....	21
2.4.1 Licuación y movilidad cíclica.....	21
2.4.2 Suelos susceptibles a licuar	22
2.4.3 Método de Seed e Idriss	24
Capítulo 3	25
Método de ensayo de penetración estándar	25
3.1 Especificaciones del equipo	25
3.2 Procedimiento en campo	28
3.3 Correcciones que se aplican al N de campo del SPT	31
3.3.1 Pérdida de energía a la barra (CE).....	31
3.3.2 Pérdida de energía de reflexión (CR)	34
3.3.3 Diámetro de las perforaciones (CB).....	35
3.3.4 Diámetro interno del sacamuestras (CS)	35
3.3.5 Resumen de correcciones	36
3.4 Variables que afectan el valor de N del SPT.....	37
3.5 Caracterización del terreno a partir del N del SPT.....	39
3.6 Aplicabilidad de los resultados del SPT.....	41

3.6.1	Capacidad de carga – Caso de corte general	41
3.6.2	Asentamientos en arenas	43
3.6.3	Potencial de licuación.....	46
3.6.3.1.	Relación de tensiones cíclicas CSR	47
3.6.3.2.	Relación de resistencia cíclica CRR.....	48
3.6.3.3.	Factor de seguridad contra la licuación.....	49
Capítulo 4		51
Teoría de la Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico		51
4.1	Análisis de Confiabilidad	51
4.2	Resultados del comportamiento de las diferentes distribuciones.....	54
4.3	Distribución normal.....	56
4.3.1.	La forma estandarizada	58
4.3.2.	Propiedades de la curva normal	59
4.4	Pasos y aproximaciones en el análisis de confiabilidad.....	60
4.5	Series de Taylor. Método de cálculo	61
Capítulo 5		67
Aplicación de la teoría de la confiabilidad al suelo característico de Piura a través del SPT		67
5.1	Descripción de la muestra seleccionada.....	67
5.2	Fuentes para sistematización de la información.....	68
5.2.1	Informes del LEMC de la Universidad de Piura	68
5.2.1.1	Selección de información	69
5.2.1.2	EMS.....	69
5.2.2	Tesis “Identificación de zonas con potencial de licuación en la ciudad de Piura con ensayos SPT”.....	71
5.2.2.1	Selección de información	71
5.2.3	Tesis “Caracterización de los suelos de Piura usando ensayos SPT”	72
5.2.3.1	Selección de información	72
5.2.4	Tesis “Dilatancia y ángulo de fricción efectivo de la arena eólica de Piura con el ensayo de corte directo”	73
5.2.4.1	Selección de información	73
5.3	Sistematización de la información	75
5.3.1	Ubicación y localización de informes LEMC	75
5.3.2	Comportamiento del N y N_1	75
5.3.3	Clasificación del suelo de Piura	80
5.3.4	Cálculo de la variabilidad del N y N_1	81
5.4	Cálculos geotécnicos	85
5.4.1	Cálculo de probabilidad de falla en potencial de licuación.....	85
5.4.2	Cálculo de probabilidad de falla en asentamiento en arenas.....	87
5.4.3	Cálculo de probabilidad de falla en capacidad de carga	88
Capítulo 6		91
Valoración del coeficiente de seguridad y su probabilidad de falla		91
6.1	Confiabilidad del potencial de licuación.....	95
6.2	Confiabilidad del asentamiento en arenas.....	99
6.3	Confiabilidad de la capacidad de carga.....	105
Conclusiones		111

Recomendaciones.....	113
Referencias bibliográficas.....	115
Anexo A	119
Plano de ubicación de SPT	119

Índice de tablas

Tabla 1.1. Sismos que se han dado en la ciudad de Piura en el periodo 1982-2009.	8
Tabla 2.1. Variación de la permeabilidad según la textura del suelo.	14
Tabla 2.2. Variación de la permeabilidad según la estructura del suelo.	15
Tabla 2.3. Permeabilidad intrínseca de algunos tipos de suelos.	16
Tabla 2.4. Clasificación de permeabilidad según "Soil Conservation Service".	16
Tabla 2.5. Fricción efectiva para suelos sueltos y densos.	21
Tabla 3.1. Corrección CB por diámetro de perforación.	35
Tabla 3.2. Resumen de los valores de corrección.	37
Tabla 3.3. Factores que afectan los resultados del N del SPT.	38
Tabla 3.4. Estado de densificación de las arenas a partir del N del SPT.	39
Tabla 4.1. Nomenclatura de las diferentes relaciones estadísticas.	52
Tabla 4.2. Probabilidad de falla para varias funciones de distribución.	55
Tabla 4.3. Número de desviaciones estándar en el rango esperado de la muestra según Burlington y May (1970) ($\sigma = \text{Rango}/Nn$)	64
Tabla 5.1. Valores de penetración estándar (N) por profundidad y por proyecto.	76
Tabla 5.2. Valores de penetración estándar corregida (N1) por profundidad y por proyecto.	78
Tabla 5.3. Estado de densificación de las arenas de Piura con respecto a la profundidad. .	80
Tabla 5.4. Distribución de la densidad de las arenas de Piura por profundidad.	80
Tabla 5.5. Desviación estándar de N por profundidad.	82
Tabla 5.6. Desviación estándar de N1 por profundidad.	82
Tabla 5.7. Valores promedio, mínimo, máximo y desviación estándar de las variables geotécnicas.	84
Tabla 6.1. Definición de las clases de consecuencias.	93
Tabla 6.2. Valores mínimos recomendados de fiabilidad para ELU (Eurocódigo 1).	93
Tabla 6.3. Fiabilidad para elementos estructurales con tipo de consecuencia 2.	94
Tabla 6.4. Probabilidad de fallo para ELU	94
Tabla 6.5. Probabilidad de fallo para ELS.	94
Tabla 6.6. Probabilidad de falla e índice de fiabilidad para ELU Y ELS (EHE).	95
Tabla 6.7. Distorsión angular (Fuente RNE E. 050)	99

Índice de figuras

Figura 2.1 Representación de la resistencia al esfuerzo de corte de las partículas del suelo.	17
Figura 2.2. Caja de corte del ensayo de corte directo.	19
Figura 2.3. Curvas típicas Esfuerzo cortante - Deformación unitaria.	20
Figura 2.4. Envolvente de falla.	21
Figura 3.1. Esquema de un penetrómetro estándar partido (NTP 339.133).	27
Figura 3.2. Sistema de sogas y malacate.	31
Figura 3.3. Relación entre el N° de vueltas de la soga en el tambor y la velocidad de caída del martinete.	32
Figura 3.4. Relación entre ER y la forma de liberación de energía del martinete.	33
Figura 3.5. Corrección El en función de Mr/Mh (Decourt).	34
Figura 3.6. Efecto del valor de N según el tipo de sacamuestras.	36
Figura 3.7. Relación general entre Resistencia a Penetración y la densidad relativa y el ángulo de fricción interna en arenas.	40
Figura 3.8. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.	40
Figura 3.9. Curva carga – asentamiento y zona de falla por corte general en pruebas de modelo en arena (Vesic, 1963).	42
Figura 3.10. Relación entre valores promedio de penetración estándar $\bar{N}_{60}$ y la compresibilidad $\bar{m}_v$ de la arena (Datos de Burland y Burbidge, 1985).	45
Figura 3.11. Las evidencias de campo de la licuefacción y no licuefacción se resumen en esfuerzo cortante sísmico y esfuerzo efectivo (Seed et al. 1971).	48
Figura 4.1. Densidad de probabilidad típica para resistencia R y carga Q.	53
Figura 4.2 (a). Densidad de probabilidad acumulada de M. (b) Probabilidad de M por margen.	53
Figura 4.3 Probabilidad de falla vs. Índice de fiabilidad para varias distribuciones.	55
Figura 4.4. Distribución simétrica en forma de campana.	56
Figura 4.5. Curva normal o campana de Gauss.	57
Figura 4.6. Distribuciones normales con distintas medias e igual desviación estándar.	57
Figura 4.7. Distribuciones normales con distinta desviación estándar e igual media.	58
Figura 4.8. Curva normal estandarizada.	59
Figura 4.9. Valor del área bajo la curva de distribución normal.	60
Figura 6.1. Valores de N Promedio del EMS del Proyecto Residencial Santa Isabel.	92
Figura 6.2. Algoritmo para calcular el potencial de licuación en el terreno de Piura.	97
Figura 6.3. Vista de entrada de datos para el cálculo de potencial de licuación.	98
Figura 6.4. Vista de los resultados: F.S y Probabilidad de falla para el cálculo de potencial de licuación.	98
Figura 6.5. Asentamiento diferencial (Fuente RNE E. 050)	99

Figura 6.6. Asentamientos total y diferencial de zapatas sobre arenas (Adaptado de Bjerrum, 1963).	100
Figura 6.7. Algoritmo para calcular el asentamiento en arenas de Piura.	101
Figura 6.8. Vista de entrada de datos: Penetración estándar para el cálculo de asentamiento en arenas.	102
Figura 6.9. Vista de entrada de datos: Zapata cuadrada para el cálculo de asentamiento en arenas.	102
Figura 6.10. Vista de resultados: F.S y Probabilidad de falla del cálculo del asentamiento en arenas para zapata cuadrada de 2.06 m de ancho.	103
Figura 6.11. Vista de entrada de datos: Cimiento corrido para el cálculo de asentamiento en arenas.	104
Figura 6.12. Vista de resultados: F.S y Probabilidad de falla del asentamiento en arenas para cimiento corrido de 1.13 m de ancho.	104
Figura 6.13. Relación entre factores de capacidad de carga q y el valor N del ensayo SPT. (Peck, Handson y Thornburn)	105
Figura 6.14. Algoritmo para calcular la capacidad de carga en el suelo de Piura.	107
Figura 6.15. Vista de entrada de datos: Penetración estándar para el cálculo de capacidad de carga.	108
Figura 6.16. Vista de entrada de datos: Zapata cuadrada para el cálculo de capacidad de carga.	108
Figura 6.17. Vista de resultados: F.S y Probabilidad de falla del cálculo de capacidad de carga para una zapata cuadrada de 2.06 m de ancho.	109
Figura 6.18. Vista de entrada de datos: Cimiento corrido para el cálculo de capacidad de carga.	109
Figura 6.19. Vista de resultados: F.S y Probabilidad de falla del cálculo de capacidad de carga para un cimiento corrido de 1.13 m de ancho.	110

Índice de gráficos

Gráfico 1.1. Magnitudes máximas de sismo que se han dado en la ciudad de Piura en el período 1982-2009, según escala de Richter.	9
Gráfico 5.1. Promedio, mínimo y máximo de los valores de N.	77
Gráfico 5.2. Promedio, mínimo y máximo de los valores de N1.	79
Gráfico 5.3. Distribución de la densidad de las arenas de Piura por profundidad.....	81
Gráfico 5.4. Rango promedio de N por profundidad.....	82
Gráfico 5.5. Rango promedio de N1 por profundidad.....	83
Gráfico 5.6. Rango de densidad seca vs. Profundidad	84
Gráfico 5.7. Rango de densidad total vs. Profundidad	85
Gráfico 5.8. Rango de ángulo de fricción vs. profundidad	85

Índice de símbolos

Densidad Absoluta	D_{Abs}
Peso de los sólidos del suelo	P_s
Volumen de los sólidos del suelo	V_s
Densidad Aparente	D_{Apar}
Volumen total del suelo	V_t
Densidad Relativa	D_r
Densidad Absoluta del agua	D_w
Relación de vacíos in situ	e
Relación de vacíos mínima	$e_{mín}$
Relación de vacíos máxima	e_{max}
Densidad in situ	ρ_d
Densidad mínima	$\rho_{d_{mín}}$
Densidad máxima	$\rho_{d_{max}}$
Cantidad de agua drenada a través de la muestra por unidad de tiempo	Q
Conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad	k
Gradiente piezométrico disponible	i
Sección transversal de filtración de la muestra	A
Velocidad de infiltración final	V_f
Máxima resistencia al corte	τ_f
Cohesión del suelo	c
Esfuerzo normal total	σ
Ángulo de fricción interna del suelo	ϕ
Esfuerzo normal efectivo	σ'
Presión de poros	μ
Ángulo de fricción interna efectivo del suelo	ϕ'
Variación de volumen	ΔV
Variación de presión de poros	$\Delta \mu$
Cohesión efectiva	c'
Resistencia al corte	τ
Volumen	V
Relación de esfuerzo cíclico	CSR
Relación de Resistencia cíclica	CRR
Factor de seguridad	FS
Factor de reducción de tensiones por flexibilidad del suelo	r_d
Tensión de corte promedio	τ_{av}
Aceleración pico horizontal en la superficie del terreno generada por el	a_{max}

Aceleración de la gravedad	g
Tensiones verticales totales y efectivas respectivamente	σ_{vo} y σ'_{vo}
Profundidad	z
Resistencia a la penetración	N
Resistencia a la penetración con una energía de 60%	N_{60}
Resistencia a la penetración con una energía de 60% corregida por presión	$N_{1(60)}$
Relación entre el rendimiento cíclico y el esfuerzo efectivo	(S_u / σ'_{vo})
Relación de energía de la barra	ER, CE
Energía real entregada a la cabeza de golpeo	E_i
Energía desarrollada en caída libre teórica	E
Masa del martillo	m
Velocidad real medida sobre la cabeza de golpeo en el instante del choque	V_m
Velocidad teórica de caída libre	V_t
Corrección por pérdida de energía de reflexión	CR, E_1
Peso de las barras	Mr
Peso del martinete	Mh
Corrección por diámetro de perforación	CB
Diámetro	Φ
Corrección por presión de sobrecarga	CN
Corrección por diámetro interno de sacamuestras	CS
Ancho de cimentación	B
Capacidad de carga máxima neta	$q'u$
Esfuerzo efectivo a una profundidad D por debajo de la superficie del suelo	σ'_D
Peso específico del suelo	γ
Profundidad de la zapata por debajo de la superficie del suelo	D
Factores de capacidad de carga	N_c, N_q, N_γ
Asentamiento en m	δ
Ancho de referencia, igual a 0.30 m	Br
Presión de soporte neto	q'
Esfuerzo de referencia, igual a 100 kPa	σ_r
Factor de profundidad	K_d
Profundidad de influencia	Z_I
Coeficiente de compresión vertical del suelo	$\overline{m}_v$
Asentamiento en m	Sc
Presión de soporte neto	q
Esfuerzo vertical efectivo hasta la base de la cimentación	σ'_{vo}
Valor promedio de N_{60} en la profundidad de influencia	$\overline{N}_{60}$
Largo de la cimentación	L
Margen de seguridad	M
Resistencia	R
Carga	Q
Promedio del margen de seguridad	μ_M
Promedio de la resistencia	μ_R
Promedio de la carga	μ_O
Desviación estándar de margen de seguridad	σ_M
Desviación estándar de la resistencia	σ_R
Desviación estándar de la carga	σ_O
Varianza del margen de seguridad	σ_M^2
Varianza de la resistencia	σ_R^2

Varianza de la carga	σ_Q^2
Coeficiente de correlación de resistencia y carga	ρ_{RO}
Índice de fiabilidad	β
Valor esperado del coeficiente de seguridad	$E[FS]$
Desviación estándar del coeficiente de seguridad	σ_{FS}
Coeficiente de variación del coeficiente de seguridad	Ω_{FS}
Desviación estándar	σ
Variable estandarizada de la distribución normal con $\mu=0$ y $\sigma=1$	z
Promedio de la muestra	$\bar{x}$
Valor posible más alto del parámetro	HCV
Valor posible más bajo del parámetro	LCV
Número de σ estándar conocido a partir del número de datos de la muestra	N_n
Coeficiente de seguridad obtenido a partir del HCV	FS^+
Coeficiente de seguridad obtenido a partir del LCV	FS^-
Diferencia entre FS^+ Y FS^-	ΔFS
Coeficiente de seguridad más probable	FS_{MLV}
Probabilidad de falla	Pf
Humedad del suelo	w
Diámetro de las partículas que pasa el 10%	D
Coeficiente de uniformidad	Cu
Gravedad específica	Gs
Estado de límite último	ELU
Estado de límite de servicio	ELS
Grado de saturación	S
Asentamiento diferencial	δ_D

Introducción

El terreno es responsable de un número de fallas en distintas obras. El proyecto geotécnico debe evitar, con determinadas garantías, la rotura del terreno y, en general cualquier comportamiento anómalo de la obra causada por éste.

En el presente estudio se ha creído conveniente aplicar el concepto de fiabilidad en la Ingeniería Geotécnica como herramienta de apoyo al investigador en el entendimiento de la valoración del coeficiente de seguridad a través de una probabilidad de falla. El proceso de investigación se ha dividido en seis capítulos, que se describen a continuación:

En el primer capítulo se caracteriza el área en estudio. En el segundo se introduce el marco teórico perteneciente a las propiedades geotécnicas básicas de las arenas eólicas existentes en Piura, que incluye su comportamiento ante las cargas dinámicas.

El tercer capítulo proporciona información del método de ensayo de penetración estándar (SPT), partiendo de las especificaciones del equipo y el procedimiento en campo, así como variables que afectan al ensayo, las correcciones y aplicaciones del valor de penetración estándar (N).

El cuarto capítulo muestra un resumen de la teoría de la confiabilidad en geotecnia, definiendo la nomenclatura a usarse, las distribuciones aplicables, los métodos de cálculo de desviación estándar; así como el procedimiento del método simplificado de series de Taylor para obtener la probabilidad de falla del coeficiente de seguridad.

Teniendo claro todos los conceptos que intervienen en el cálculo de las variables de confiabilidad, se presenta en el quinto capítulo el análisis correspondiente a la data del LEMC, para determinar el comportamiento y variabilidad del suelo de Piura a partir del N; para luego obtener la dispersión de los parámetros que intervienen en los cálculos.

Como resultado del análisis, en el sexto capítulo se muestra el uso de la variabilidad de los parámetros de nuestro suelo en los cálculos geotécnicos más usados en los EMS. Para ello, se escogió un EMS como ejemplo para la aplicación de los conceptos de confiabilidad y valoración del factor de seguridad a través de la probabilidad de falla. Se presentan consideraciones que se han tenido en cuenta para la programación de las hojas de cálculo; así como su uso para el diseño.

Por último, se formulan las conclusiones y recomendaciones del comportamiento del suelo de Piura para la aplicación de la metodología en cualquier proyecto a realizarse a futuro. Como anexos se presentan un plano con la ubicación de los puntos utilizados para el análisis y los cálculos geotécnicos en Excel.

Capítulo 1

El suelo de la ciudad de Piura

En este capítulo se presentan las características geológicas, geomorfológicas y sísmicas de la ciudad de Piura, con el fin de dar a conocer de manera general la distribución y comportamiento del suelo, al que se le aplicará la teoría de la fiabilidad que se presenta en el Capítulo 4.

Las características geológicas y geomorfológicas permiten estudiar el origen de las capas del suelo y la forma como se depositan, logrando describir su naturaleza y variabilidad espacial.

Por otra parte, las características sísmicas permiten inferir el comportamiento del suelo frente a la actividad sísmica, saber si se producirían fenómenos de licuación de arenas o de amplificación de ondas sísmicas.

Esta información es elemental y se toma en cuenta al realizar diseños geotécnicos en la zona.

1.1 Geología y Geomorfología de la ciudad de Piura

La región estudiada incluye un vasto territorio del noroeste del Perú, cuyos elementos geográficos principales que lo conforman son: a) una zona de llanura desértica, hacia el oeste, formada por un relleno sedimentario cuaternario, con cotas comprendidas entre los 100 y 200m.s.n.m y b) una zona montañosa correspondiente a las cordilleras occidental y de Sallique, las mismas que se encuentran separadas por la depresión de Huancabamba, con cotas que se encuentran entre los 200 y los 3800 m.s.n.m. Dichos rasgos fisiográficos se encuentran disectados por cursos fluviales, de los cuales la mayor parte corresponde al sistema hidrográfico del Marañón.

1.1.1 Geología y geomorfología Regional¹

Los rasgos morfológicos que presenta el área estudiada son el resultado de una larga evolución producida principalmente por el tectonismo, el plutonismo y la erosión, factores que modelaron dicha región hasta alcanzar el actual paisaje morfo-estructural. A continuación se presentan las principales unidades geomorfológicas, teniendo en cuenta su evolución de la más joven a la más antigua.

¹ Instituto geológico minero y metalúrgico (INGEMMET) Carta geológica nacional boletín N° 39. Noviembre 1987. Luis Reyes R. y Julio Caldas V.

1. Valles: Los valles fluviales del área comprendida corresponden al tipo consecuente, por cuanto su desarrollo ha estado favorecido por el levantamiento progresivo de los Andes, que permitió la formación de un relieve longitudinal emergido y en cuyas vertientes se labraron los cursos fluviales, en forma sucesiva, a medida que dicho levantamiento alcanzaba niveles más elevados. Gran parte de estos valles fluviales drenan al Pacífico, mientras que los restantes lo hacen al sistema del Marañón.

Los principales valles de la vertiente pacífica son:

- a. El valle del Chira, cuya profundización tiene mucho que hacer con la estructuración N 40° E del Sinclinorio de Lancones.
- b. El valle del Alto Piura controlado, en su curso superior, por incisión de un relieve en levantamiento y en su parte inferior por la formación de una llanura de inundación apoyada por la colmatación de grandes masas de arena eólica; tiene un recorrido de rumbo promedio N 45° O.
- c. Los cortos valles de Cascajal y Olmos, cuyos cursos de rumbo N 45° E, han sido modificados por el movimiento de masas eólicas. Dichos valles poseen en su curso superior, un trayecto montañoso o de torrente, en el curso medio un trayecto de valle y finalmente en su curso inferior un trayecto de llanura.

El principal valle fluvial de la vertiente oriental es el de Huancabamba, con rumbo N-S en su curso superior donde tiene un tramo de torrente; su curso inferior tiene un tramo de valle y toma un rumbo N 60° O. La más espectacular disección en el valle de Huancabamba, se asume que se debe a una reciente captura fluvial por parte del sistema Marañón.

2. Depresión Para-andina: Con este nombre se reconoce a la llanura baja del desierto costero, comprendido entre la cordillera de la Costa y la parte baja de la cordillera Occidental, una porción de esta unidad aparece en el sector occidental del área estudiada. Dicho relieve se desarrolló primero por el relleno sedimentario de las cuencas Lancones y Sechura, en el Mesozoico y Cenozoico respectivamente y posteriormente por la formación de llanuras de inundación en el Pleistoceno; la acumulación eólica en el Reciente modificó dicho relieve de tal forma que en su sector oriental ha adoptado un paisaje típico de “tierras malas” por efecto de un drenaje dendrítico que disecta a los mantos de arena.
3. Colinas Sub-andinas: Estas formas corresponden a superficies de poca altitud de relieves suaves y ondulados que caracterizan a las partes bajas de la vertiente oriental de los Andes, las mismas que se prolongan hasta alcanzar el pie de monte amazónico. Una pequeña porción de este relieve se encuentra presente en el sector oriental del cuadrángulo de San Antonio y en el sector nororiental del cuadrángulo de Huancabamba.
4. Superficie Puna: Restos de una antigua superficie de peneplanización, que se asume corresponden a la denominada “Superficie Puna”, se encuentran presentes en diferentes sectores de la región estudiada, lo cual evidencia que el desarrollo de dicha superficie alcanzó un vasto territorio del noroeste del Perú y que su

dispersión es el resultado de una marcada erosión que ha borrado gran parte de este relieve.

Los vestigios de la “Superficie Puna” mejor preservados son las mesetas sub-horizontales y de vertientes abruptas. Una de ellas se encuentra en el Cuadrángulo de Las Playas, conformado por los cerros La Mesa (parte alta de la quebrada Jabonillos), con una cota de 450 m.s.n.m. La otra meseta, la más notable, se encuentra en el cuadrángulo de Ayabaca a una altura de 3400 m.s.n.m. y constituye una plataforma que corona la parte alta de Sapollica, Frías y Lagunas. Allí se tiene la evidencia de una superficie madura y fósil, pues el río San Pedro que la cruza presenta numerosos meandros, a diferencia de los cursos fluviales que bajan por sus flancos.

Es evidente que la “Superficie Puna” se desarrolló a una altura más baja de la que se encuentra actualmente, pero no necesariamente relacionada a una base absoluta (nivel del mar); por otro lado la existencia de restos de esta superficie a diferentes cotas indica también levantamientos diferenciados en el macizo andino, de tal forma que la zona axial ha sufrido el mayor levantamiento.

Cordillera de Sallique: Con esta denominación se reconoce a la alineación montañosa situada en el sector oriental de Sallique de donde se prolonga hacia el norte, para conformar el macizo elevado de Tabaconas que alcanza cotas hasta de 3700 m.s.n.m. en el sector de Las Huaringas. Esta cordillera se fusiona con la occidental para conformar una sola unidad orográfica que se prolonga hacia el territorio ecuatoriano; se considera que inicialmente debieron formar una sola cordillera, separada por la profunda incisión del río Huancabamba, precisamente a lo largo de la línea axial. Dadas las considerables altitudes alcanzadas, ciertos sectores de la cordillera de Sallique muestran evidencias de haber sufrido efectos de glaciación, tal como lo indica la presencia de morrenas de origen glaciar.

Cordillera Occidental: La cordillera occidental de esta región comprende un vasto territorio elevado cuya altitud máxima es de 3900 m.s.n.m. y esta intensamente modificada por la erosión plio-pleistocena reciente (parte alta de las lagunas Arrebiatadas, cuadrángulo de San Antonio).

La parte más alta de dicho macizo comprende una faja angosta de territorio situado en el lado occidental del cañón de Huancabamba; conforma la división continental en el noroeste del Perú, presentado en el Abra de Porculla a una altitud de 2200 m.s.n.m. y en la zona fronteriza (cuadrángulo de San Antonio) una elevación de 3900 m.s.n.m. Este último tramo, presenta evidencias de una marcada glaciación pleistocénica observándose morrenas y lagunas glaciares tales como las lagunas Shimbe (cuadrángulo de Huancabamba) y Arrebiatadas (cuadrángulo de San Antonio).

Geológicamente, la cordillera occidental es un edificio tectogénico que corresponde a la faja de mayor deformación de los Andes del Perú, desarrollada principalmente en el Eoceno terminal y cratonizado a su vez por el emplazamiento batolítico; ha alcanzado su actual actitud por el reajuste isostático, principalmente en el Plioceno.

1.1.2 Geología y geomorfología local

La ciudad de Piura se encuentra en el extremo norte de la Cuenca Sechura. Su estratigrafía corresponde a una secuencia de sedimentos dispuestos en alternancia de rocas, que van desde el Cuaternario Reciente al Terciario Superior Mioceno, emplazados sobre rocas del Cenozoico con basamento en el Complejo Metamórfico de la Costa.

El Cuaternario Reciente está constituido por depósitos aluviales y eólicos extendidos por las márgenes, terrazas y zonas aledañas al río Piura. Subyaciendo a estos depósitos se tiene el elemento más importante de la pila sedimentaria, la formación Zapayal, perteneciente al Terciario Mioceno y con una potencia estimada de 600 m. aflora a lo largo de la margen izquierda del río Piura desde la presa Los Ejidos y en la parte oeste de la ciudad hacia la Zona Industrial. Estos afloramientos constituyen el piso superior del Zapayal y están compuestos por lentes de limotita y arenisca sin estratigrafía continua; mientras que el piso inferior está conformado por lutitas y lutitas bentónicas con abundante yeso, pirita y diatomeas.

La formación Montero, infrayacente al Zapayal, está compuesta por arenas, conglomerados arenosos y lutitas. Por debajo de estas formaciones, se tienen las rocas del Paleozoico con una potencia estimada de 1700 m.

Existen dos grandes cursos aluviales de recorrido aproximadamente paralelo. Uno de ellos lo constituye el actual cauce del río (río Piura) y el otro es un antiguo lecho del río (paleocauce) que se identifica superficialmente por constituir una franja topográficamente baja que atraviesa la Urb. Santa Isabel, Pachitea, Mercado Modelo, Urb. Grau, Urb. 04 de Enero y llega finalmente al anteriormente conocido Barrio Sur. Las zonas situadas fuera de estos cursos aluviales tienen predominancia de material eólico y en general están ubicadas en el oeste de Piura.

Los depósitos eólicos son irregulares, de variada extensión, espesor, calidad de material, compacidad y permeabilidad. Los depósitos aluviales están compuestos de limos arenosos y arena pobremente graduada con lentes de limo y arcillas. Los depósitos eólicos están formados por arenas con presencia de limos y arcillas. Por debajo de las cotas 21 y 23 m.s.n.m. se encuentra una capa arcillosa compacta e impermeable de 4 a 6 m de espesor, que se extiende por debajo de gran parte de la ciudad. Por encima de esta capa impermeable se encuentra la napa freática de agua salobre.

1.2 Sismicidad de la ciudad de Piura

Piura forma parte del llamado “Gran Cinturón de Fuego del Pacífico”, una franja sísmica muy activa en el cual se detecta más del 75 % de la sismicidad total del globo. La sismo tectónica nos indica que la región está sometida a los esfuerzos derivados del contacto de la Placa de Nazca (oceánica) y la placa Sudamericana (continental).

La placa Sudamericana crece de la cadena Meso-Oceánica del Atlántico, avanzando hacia el Noroeste con una velocidad de 2 a 3 cm por año y se encuentra con la Placa de Nazca en su extremo occidental, constituida por la costa Sudamericana del Pacífico. Así mismo, la Placa de Nazca crece de la cadena Meso-Oceánica del Pacífico Oriental y avanza hacia el este con una velocidad aproximada de 5 a 10 cm por año, subyaciendo debajo de la Placa

Sudamericana con una velocidad de convergencia de 7 a 12 cm por año. La convergencia de estas dos placas constituye una zona de subducción, llamada Zona de Benioff. Como consecuencia de la interacción de las dos placas convergentes han sido formadas la Cadena Andina y la Fosa Perú-Chile.

En las áreas costeras, por estar más cerca de la zona de Benioff, los focos suelen ser superficiales y conforme se avanza hacia el continente pasan a ser intermedios y profundos.

En cuanto a la sismicidad de la Región, se ha caracterizado la sismo tectónica de la región, presentando determinadas fallas que se describen a continuación:

1. Falla de Huaypirá, al norte de Sullana, con rumbo E-O y un buzamiento fuerte hacia el sur. No tiene características de ser activa, sin embargo, ya que es una de las mayores estructuras del Noroeste peruano, es probable que se haya movido en el Cuaternario. Su longitud es de 70 km y puede producir terremotos de 7 a 7.65 grados de magnitud, según mapas epicéntricos del Instituto Geofísico del Perú (IGP).
2. Falla de Illescas, no activa, se ubica entre el Macizo de Illescas y la cuenca de Sechura. Tiene rumbo N150°E y buzamiento sub-vertical.

La costa norte del país tiene un silencio sísmico desde hace ya varias décadas. Los epicentros de los temblores ocurridos en la costa piurana en las últimas décadas se han localizado en su mayoría a lo largo de los Cerros de Amotape y la Silla de Paita; y, los hipocentros han estado a menos de 60 km de profundidad. El suelo arenoso de la costa piurana, similar al de la costa iqueña, nos debe inducir a construir las edificaciones con bases sismorresistentes. En nuestro País a partir del año 1977, rige la norma Básica de Diseño Sismorresistente.

En el norte de Piura, el daño estructural es mayor en arenas sueltas y terrenos blandos aluviales, por las siguientes razones:

1. La onda sísmica se amplifica.
2. Los asentamientos diferenciales, fisuras, deslizamientos y otros daños por causas geotécnicas, son frecuentes.

La zona más vulnerable de la ciudad de Piura se encuentra en el casco urbano antiguo, especialmente en la zona comprendida entre las avenidas Circunvalación, Loreto, Sánchez Cerro y el malecón.

Actualmente las construcciones antiguas en Piura, no soportan movimientos telúricos como terremotos si es que se produce alguno y así mismo por tener muchas de ellas caña seca expuesto al aire libre, están en peligro de incendiarse fácilmente por cualquier descuido.

En la Tabla 1.1 se muestran los sismos de mayor magnitud (mayor o igual a 5 ML) que se han producido en la ciudad de Piura en los últimos años (Nótese que algunas fechas son las

mismas y se da con menor intensidad, éstos son replicas del anterior), y en el Gráfico 1.1 se presentan las magnitudes máximas por año.

Tabla 1.1. Sismos que se han dado en la ciudad de Piura en el periodo 1982-2009².

FECHA	HORA	LAT.	LONG.	PROF.	MAG.
		S	W	Km.	ML
10/06/1982	04:51:48 a.m.	5.35	77.37	33	5.5
22/01/1983	03:15:14 p.m.	5.01	78.11	25	5.2
12/04/1983	12:07:54 p.m.	4.84	78.1	104	6.7
03/11/1983	07:41:11 a.m.	4.01	79.42	92	5.9
13/11/1983	10:38:45 p.m.	5.59	77.06	29	5
25/12/1983	05:32:40 a.m.	5.09	73.36	33	5.4
06/09/1984	07:10:02 p.m.	4.01	79.73	84	5.3
26/07/1985	01:38:47 a.m.	5.63	78.46	52	5.2
10/09/1985	04:52:12 a.m.	4.53	77.1	130	5.1
12/01/1986	05:57:01 p.m.	5.24	79.01	61	5.2
23/11/1986	11:08:16 a.m.	5.63	79.39	69	5
05/03/1987	04:04:17 p.m.	5.4	81.51	22	5.5
14/05/1987	10:07:33 p.m.	4	81.36	51	5.1
29/03/1991	04:08:57 a.m.	5.94	81.65	18	5
05/04/1991	02:12:40 a.m.	4.48	80.61	33	5
06/04/1991	06:10:04 p.m.	5.99	80.56	47	5
26/11/1994	02:48:35 p.m.	5.86	77.42	24	5
02/08/1996	11:24:45 a.m.	5.51	80.68	49	5.1
07/08/1996	03:57:42 p.m.	4.25	81.14	32	5.2
10/08/1996	12:52:31 a.m.	5.83	80.68	44	5.2
31/08/1996	02:26:14 p.m.	5.29	77.05	222	5.2
06/08/2002	10:23:01 a.m.	5.12	81.14	56	5.1
13/09/2002	10:04:19 a.m.	4.63	80.43	38	5.2
08/01/2004	06:38:12 p.m.	5.95	77.24	84	5.1
25/05/2004	09:19:48 p.m.	4.95	80.32	27	5
26/09/2005	07:18:03 p.m.	4.35	80.65	33	5
15/02/2009	10:04:43 a.m.	5.91	81.02	33	5.8
15/02/2009	02:08:57 p.m.	6.49	81.41	15	5.2
15/06/2009	05:35:10 p.m.	5.55	81.55	34	5.6

² El Instituto de Geofísica del Perú (IGP). Catálogo Sísmico. Años 1982-2009.

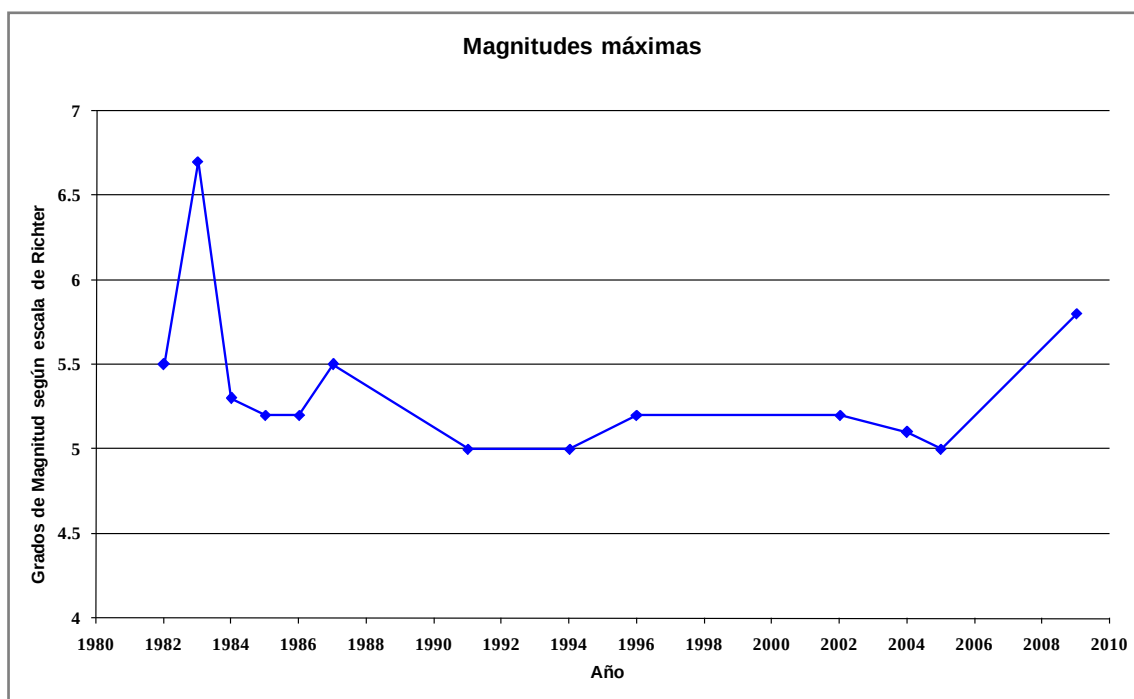


Gráfico 1.1. Magnitudes máximas de sismo que se han dado en la ciudad de Piura en el período 1982-2009, según escala de Richter.

Capítulo 2

Propiedades geotécnicas básicas de las arenas eólicas

Según la distribución de los suelos, vista en el capítulo anterior, la ciudad de Piura está constituida por depósitos de arenas limosas con intercalaciones de arenas de grano medio a fino en la superficie y con presencia de horizontes delgados de arcillas arenosas en profundidad.

Con esta primera aproximación, se puede investigar a fondo las propiedades de este tipo de suelo, que se verá en este capítulo.

El presente capítulo describe las principales características de las arenas, tales como densidad, permeabilidad y drenaje, resistencia al esfuerzo de corte y potencial de licuación. Estas características son importantes y nos muestra la ubicación relativa de las partículas dentro del suelo, lo que determina la resistencia a los desplazamientos internos y constituye, por lo menos, una medida cualitativa de las fuerzas de resistencia a las fuerzas cortantes y a la compresión.

Se ha abordado estas características porque nos definen parámetros que se utilizan en los cálculos geotécnicos, como se verá más adelante.

2.1 Densidad

En el suelo, como en cualquier otro cuerpo físico, la densidad se define como la masa por unidad de volumen.

El poder conocer la densidad que posee un suelo en terreno o en su estado natural, ha sido un gran reto para los investigadores de mecánica de suelos y científicos del área en general.

Ahora bien, dado su carácter poroso, conviene distinguir entre la densidad de sus componentes sólidos y la del conjunto del suelo, incluyendo los huecos, por ello nos referiremos a tipos de densidad.

2.1.1 Densidad real

Se designa de esta forma a la densidad de la fase sólida. La densidad real de un suelo depende principalmente de la composición y cantidad de minerales y de la proporción de materia orgánica e inorgánica que contiene. La densidad de la parte mineral de un suelo es

mayor que la de la materia orgánica porque contiene cuarzo, feldespato, mica y óxidos de hierro como la magnetita y la hematita.

La densidad real varía evidentemente con la proporción de los elementos que constituyen el suelo, dado a que éstos tienen diferentes densidades. El cuarzo tiene una densidad de 2.6, los feldespatos 2.7 y la materia orgánica 1.5. En general, la densidad real de los suelos con un contenido de materia orgánica menor a 1%, está alrededor de 2.65 (De Leenheer, 1967; De Boodt, 1965). Estos autores proponen reducir el valor 2.65 en 0.02 por cada 1% de aumento en el contenido de materia orgánica, para contenidos de materia orgánica menores a 5%. Para contenidos mayores proponen determinar la densidad real directamente. A pesar de lo anterior, en los cálculos estándar se suele usar el valor 2.65.

La densidad real se determina obteniendo el peso seco de la muestra de suelo y el volumen de los sólidos de la muestra. También se le conoce como densidad absoluta. Para encontrar la densidad real se utiliza un aparato denominado picnómetro, y el procedimiento es una aplicación del principio de Arquímedes.

La ecuación básica de la densidad absoluta es:

$$D_{abs} = \frac{P_s}{V_s} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

donde:

P_s : Peso de los sólidos del suelo.

V_s : Volumen de los sólidos del suelo.

2.1.2 Densidad aparente

Refleja la masa de una unidad de volumen de suelo seco y no perturbado, para que incluya tanto a la fase sólida como a la gaseosa englobada en ella. Para establecerla debemos tomar un volumen suficiente para que la heterogeneidad del suelo quede suficientemente representada y su efecto atenuado.

La densidad aparente refleja el contenido total de porosidad en un suelo y es importante para el manejo de los suelos (refleja la compactación y facilidad de circulación de agua y aire).

La densidad aparente varía de acuerdo al estado de agregación del suelo, al contenido de agua y la proporción del volumen ocupado por los espacios intersticiales, que existen incluso en suelos compactos. La densidad aparente es afectada por la porosidad e influye en la elasticidad, conductividad eléctrica, conductividad térmica, en la capacidad calorífica a volumen constante y en la dureza.

Si el suelo es compacto, la densidad sube. Su valor en el horizonte A del suelo, formado por materia orgánica bien descompuesta y distribuida en partículas finas, suele estar comprendido entre 1 y 1.25; mientras que en el horizonte B, constituido por rocas minerales trituradas o costras minerales calcáreas, puede alcanzar hasta 1.5 o más.

El valor de densidad aparente nos permite establecer semejanzas entre las relaciones masa/masa, que son la forma habitual de medir los parámetros del suelo y consiste en la equivalencia de la masa del suelo y la masa de otro material para un mismo volumen, y las relaciones masa/superficie que son utilizadas para la aplicación de aditivos al suelo con la finalidad de corregir sus deficiencias. La densidad aparente también se usa para transformar muchos de los resultados de los análisis de los suelos en el laboratorio (expresados en % en peso) a valores de % en volumen en el campo.

La ecuación básica de la densidad aparente es:

$$D_{\text{apar}} = \frac{P_s}{V_t} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

donde:

P_s : Peso de los sólidos del suelo.

V_t : Volumen total del suelo.

2.1.3 Densidad relativa

La densidad relativa es una propiedad índice de los suelos y se emplea normalmente en gravas y arenas, es decir, en suelos que contienen casi exclusivamente partículas mayores a 0.074 mm (malla #200).

La densidad relativa es una manera de indicar el grado de compacidad (compactación) de un suelo y se puede emplear tanto para suelos en estado natural como para rellenos compactados artificialmente.

La ecuación básica de la densidad relativa es:

$$D_r = \frac{D_{\text{abs}}}{D_w} = \frac{D_{\text{apar}}}{D_w} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

donde:

D_{abs} : Densidad absoluta del suelo.

D_{apar} : Densidad aparente del suelo.

D_w : Densidad absoluta del agua.

La densidad relativa se obtiene de la determinación de otros parámetros como lo son: Densidad Mínima, Densidad Máxima y la Densidad en Sitio, de estos, los dos primeros se realizan en laboratorio y el último se debe realizar en terreno.

$$D_r (\%) = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \times 100 \quad \text{Ecuación 2.4}$$

$$D_r (\%) = \frac{\rho_d - \rho_{d(\text{mín})}}{\rho_{d(\text{máx})} - \rho_{d(\text{mín})}} \times \frac{\rho_{d(\text{máx})}}{\rho_d} \times 100 \quad \text{Ecuación 2.5}$$

La densidad relativa ejerce una influencia decisiva sobre el ángulo de fricción interna de la misma, sobre su capacidad de carga y sobre el asentamiento de zapatas que descansan en dicho material. Si una arena sumergida es muy suelta, un choque brusco puede transformar el material en una suspensión con las propiedades de un líquido viscoso. En estado denso, la misma arena es insensible a los choques y perfectamente adecuada como base de las estructuras pesadas.

Generalmente a los materiales que contienen en su mayoría partículas gruesas se les determina la densidad relativa aparente y a los materiales que están formados por una gran cantidad de partículas finas se les determina la densidad relativa absoluta.

2.2 Permeabilidad y drenaje

La permeabilidad es la capacidad que tiene una masa de suelo o terreno de permitir el flujo de líquidos a través de un gradiente hidráulico sin alterar su estructura interna. Se afirma que un material es permeable si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo dado, e impermeable si la cantidad de fluido es despreciable.

La permeabilidad es típicamente una propiedad anisotrópica cuyo valor es más alto en la dirección horizontal que en la vertical.

Mientras más permeable sea el suelo, mayor será la filtración. Algunos suelos son tan permeables y la filtración tan intensa que para construir en ellos es preciso aplicar técnicas de construcción especiales.

Muchos factores afectan a la permeabilidad del suelo. En ocasiones, se trata de factores en extremo localizados, como fisuras y cárcavas, y es difícil hallar valores representativos de la permeabilidad a partir de mediciones reales. Un estudio serio de los perfiles de suelo proporciona una indispensable comprobación de dichas mediciones. Las observaciones sobre la textura del suelo, su estructura, consistencia, color y manchas de color, la disposición por capas, los poros visibles y la profundidad de las capas impermeables como la roca madre y la capa de arcilla constituyen la base para decidir si es probable que las mediciones de la permeabilidad sean representativas.

Tabla 2.1. Variación de la permeabilidad según la textura del suelo.

Arenosos	5.0 cm/h
Franco arenosos	2.5 cm/h
Franco	1.3 cm/h
Franco arcillosos	0.8 cm/h
Arcilloso limosos	0.25 cm/h
Arcilloso	0.05 cm/h

Fuente: Soil Conservation Service.

El tamaño de los poros del suelo reviste gran importancia con respecto a la tasa de filtración (movimiento del agua hacia dentro del suelo) y a la tasa de percolación (movimiento del agua a través del suelo). El tamaño y el número de los poros guardan

estrecha relación con la textura y la estructura del suelo y también influyen en su permeabilidad.

Por regla general, como se muestra en la Tabla 2.1, mientras más fina sea la textura del suelo, más lenta será la permeabilidad.

La estructura puede modificar considerablemente las tasas de permeabilidad mostradas anteriormente de la siguiente forma:

Tabla 2.2. Variación de la permeabilidad según la estructura del suelo.

Tipo de estructura		Permeabilidad
Laminar	- Gran traslapo	De muy lenta a muy rápida
	- Ligerito traslapo	
En bloque		
Prismática		
Granular		

Fuente: Soil Conservation Service.

En geología la determinación de la permeabilidad del suelo tiene una importante incidencia en los estudios hidráulicos portante del sustrato (por ejemplo previo a la construcción de edificios u obras civiles), para estudios de erosión y para mineralogía, entre otras aplicaciones.

Las permeabilidades de casi todos los tipos de suelos son muy variables y dependen en gran medida de variaciones relativamente pequeñas de la masa edafológica.

La permeabilidad del suelo suele aumentar por la existencia de fallas, grietas, juntas u otros defectos estructurales. Algunos ejemplos de roca permeable son la caliza y la arenisca, mientras que la arcilla o el basalto son prácticamente impermeables. En la Tabla 2.3 se muestra la permeabilidad intrínseca de algunos suelos.

De la mencionada Ley de Darcy se deriva también una fórmula que relaciona el volumen de agua que atraviesa una muestra con su permeabilidad teniendo en cuenta el diferencial de presión:

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

Ecuación 2.6

donde:

Q = Cantidad de agua drenada a través de la muestra por unidad de tiempo, (cm³/h).

k = Conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad. Se expresa generalmente en (cm/h).

i = gradiente piezométrico disponible; (m/m).

A = Sección transversal por donde se filtra el agua en la muestra, (cm²).

Cuando se mide la filtración tanto en campo como en laboratorio, al inicio de la prueba los valores son mayores y progresivamente se estabilizan en los valores finales que son los que interesan para caracterizar un suelo desde este punto de vista. La velocidad final de infiltración se denomina V_f .

Tabla 2.3. Permeabilidad intrínseca de algunos tipos de suelos.

Permeabilidad relativa	Permeabilidad				Semi-Permeable				Impermeable				
Arena o grava no consolidada	Grava continua (o redondeada)		Arena continua o mixta		Arena fina, cieno, Loess, Loam								
Arcilla no consolidada y materia orgánica					Turba		Estrato arcilloso			Arcilla expansiva			
Roca consolidada	Rocas muy fracturadas				Roca petrolífera			Piedra arenisca		Roca sedimentaria, dolomita		Granito	
k (cm²)	0.001	0.0001	10-5	10-6	10-7	10-8	10-9	10-10	10-11	10-12	10-13	10-14	10-15

Fuente: Soil Conservation Service.

Tabla 2.4. Clasificación de permeabilidad según "Soil Conservation Service".

	Muy lenta	Lenta	Moderadamente lenta	Moderada	Moderadamente elevada	Elevada	Muy elevada
k (cm/h)	< 0,1	0,1 – 0,5	0,5 – 2,0	2,0 – 6,5	6,5 – 12,5	12,5 – 25,0	> 25,0

Para la medición de la velocidad final de infiltración, en el campo, sobre el suelo inalterado, se utiliza el infiltrómetro de doble cilindro.

Según recomendación del "Soil Conservation Service"³ de los Estados Unidos, la permeabilidad se clasifica de la forma que se muestra en la Tabla 2.4.

El drenaje de un suelo es su mayor o menor rapidez o facilidad para evacuar el agua por escurrimiento superficial y por infiltración profunda.

2.3 Resistencia al esfuerzo de corte

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa del suelo, con respecto al resto del mismo. Estos movimientos dentro de la masa del suelo tienden a ser contrarrestados por la llamada resistencia al corte del suelo.

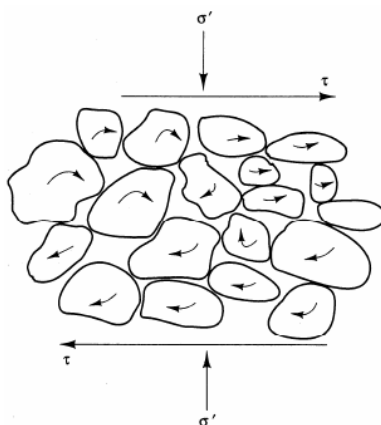


Figura 2.1 Representación de la resistencia al esfuerzo de corte de las partículas del suelo.

2.3.1 Ecuación de falla de Coulomb

Se acepta que la resistencia al corte τ de un suelo viene dada por la ecuación de Coulomb; él postuló que la máxima resistencia al corte, en el plano de falla, está dada por la Ecuación 2.7.

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

Ecuación 2.7

en la que:

τ_f : Máxima resistencia al corte del suelo.

c : Cohesión del suelo.

σ : Esfuerzo normal total.

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo.

³ Servicio de Conservación del Suelo, Estados Unidos.

La cohesión se puede definir como la adherencia de las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares. Es la máxima resistencia del suelo a la tensión. Resulta de la compleja interacción de muchos factores, como la adherencia coloidal de la superficie de las partículas, la tensión capilar de las películas de agua, la atracción electrostática de las superficies cargadas, las condiciones de drenaje y el historial de esfuerzos. Sólo existe verdadera cohesión en el caso de las arcillas que tienen contacto de canto con cara entre partículas. Los suelos o terrenos no plásticos de grano fino pueden exhibir una cohesión aparente cuando están en condiciones de saturación parcial.

El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

La fricción pura de Coulomb equivale a la simple resistencia a la fuerza cortante en la teoría de la elasticidad. La fricción interna suele expresarse geométricamente como el ángulo de fricción interna ϕ , donde $\tan \phi$ es el coeficiente de fricción.

Los valores de ϕ van desde 28° en el caso de las arenas sueltas y limos no plásticos, hasta 48° en arenas densas y gravillas. El valor aumenta junto con la densidad, la angularidad y la granulometría de las partículas; disminuye cuando el suelo contiene mica, es relativamente indiferente a la velocidad de carga y el tamaño de las partículas, y puede aumentar o disminuir bajo cargas repetitivas o cíclicas.

En materiales granulares $c = 0$ y por tanto la Ecuación 2.7 se reduce a la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Pero la Ecuación 2.8 no condujo a resultados satisfactorios hasta que Terzaghi publica su expresión $\sigma = \sigma' + \mu$ con el principio de los esfuerzos efectivos (el agua no tiene cortante). Entonces:

$$\tau = \sigma' \tan \phi' \quad \text{Ecuación 2.9}$$

donde:

σ' : Esfuerzo normal efectivo.

ϕ' : Ángulo de fricción interna efectivo del suelo.

La resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos debido a que sólo las partículas y no el agua contribuyen a la resistencia a la fricción.

Si el agua puede entrar o salir del suelo, las partículas se acomodan generando un cambio de volumen y por lo tanto de densidad.

No se genera cambio en la presión de poros ($\Delta V \neq 0 \rightarrow \Delta \mu = 0$).

Si el cambio de volumen no es posible, la presión de poros cambia, generando un cambio en el esfuerzo efectivo ($\Delta V = 0 \rightarrow \Delta \mu \neq 0$).

En el laboratorio se puede llevar el suelo a la falla en condiciones totalmente drenadas o no-drenadas.

En terreno, debido a su gran permeabilidad, los suelos granulares por lo general fallan en condiciones drenadas, excepto arenas muy sueltas que pueden licuarse. Los suelos cohesivos por lo general tienden a fallar en condiciones no drenadas.

Puesto que la resistencia al cortante depende de los esfuerzos efectivos, en el suelo los análisis deben hacerse en esos términos, involucrando c' y ϕ' , cuyos valores se obtienen del ensayo de corte directo.

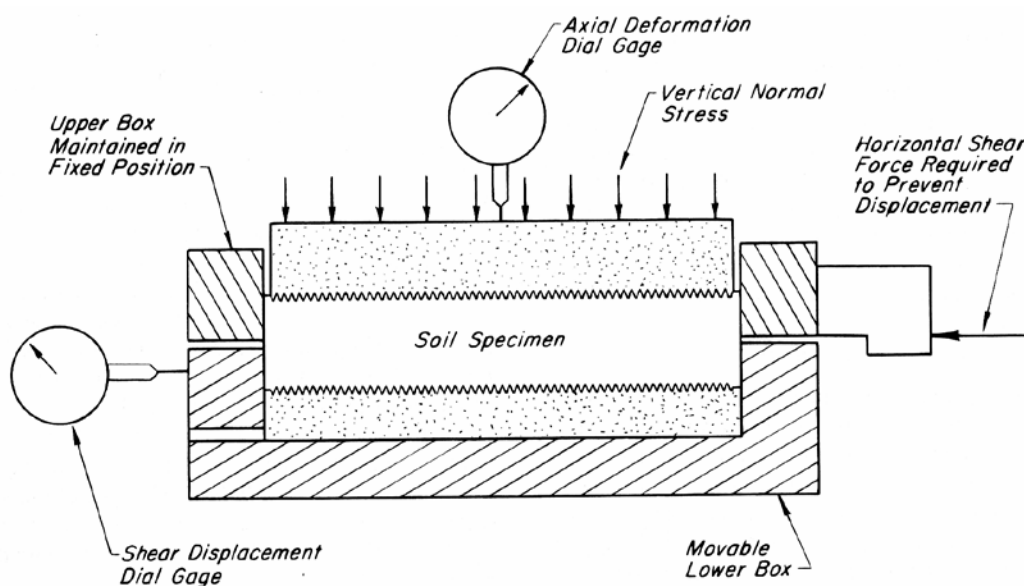


Figura 2.2. Caja de corte del ensayo de corte directo.⁴

Aplicando al suelo una fuerza normal, se puede proceder a cizallarlo con una fuerza cortante. El movimiento vertical de la muestra se lee colocando un deformímetro en el bastidor superior. El molde no permite control de drenaje, que en el terreno pueden fallar en condiciones de humedad diversas (condición saturada no drenada, parcialmente drenadas o totalmente drenadas), para reproducir las condiciones de campo se programa la velocidad de aplicación de las cargas. En arenas, como el drenaje es libre, el ensayo se considera drenado. Para arcillas, la incertidumbre queda, por lo que se recurre al ensayo triaxial.

2.3.2 Curvas típicas en arenas densas y sueltas

La densidad, el esfuerzo efectivo y la estructura del suelo son las 3 variables importantes que determinan la resistencia al corte de los suelos granulares.

Durante la movilización de la resistencia al corte la deformación es acompañada de un cambio en densidad y/o esfuerzo efectivo, donde:

1. Suelos sueltos tienden a compactarse durante la deformación.

⁴ Coduto, Donald P. Foundation design: principles and practices. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 1994. 796 p.

2. Suelos densos tienden a dilatarse durante la deformación.

En las arenas sueltas, el volumen disminuye durante el corte porque las partículas se densifican en el plano de corte. En las arenas densas, se presenta DILATANCIA porque la trabazón de los granos hace que se separen para facilitar los desplazamientos relativos y el corte entre granos.

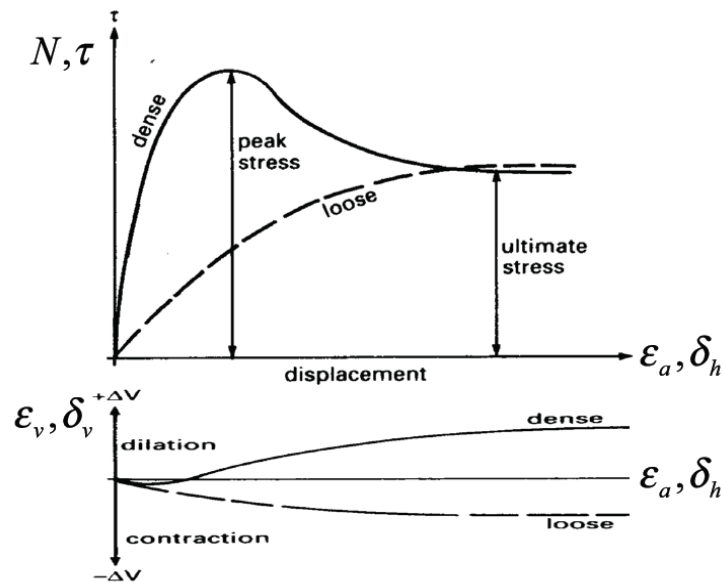


Figura 2.3. Curvas típicas Esfuerzo cortante - Deformación unitaria.

En la Figura 2.3, se observa $\tau = \text{constante}$ y $V = \text{constante}$, para grandes valores de la deformación. En estas condiciones se considera la muestra en el estado de relación de vacíos crítica.

Las arenas sueltas disminuyen su volumen, no se ablandan y poseen una rigidez baja. Las arenas densas aumentan su volumen, tienen una resistencia máxima luego se ablandan y poseen una rigidez alta.

Luego de una gran deformación, ambas llegan al estado crítico con iguales estados tensionales, relación de vacíos; deformándose a volumen y tensión constante.

La Figura 2.4 representa la envolvente de falla que se obtiene variando N de la Figura 2.3. Cuando N aumenta el valor τ_f también aumenta.

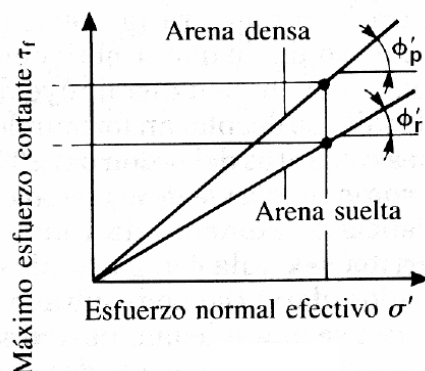


Figura 2.4. Envolvente de falla.

El esqueleto mineral es más resistente al corte, en las arenas densas por lo que la fricción efectiva ϕ' resulta mayor. La pendiente de la envolvente da el valor de ϕ' , que en distintos tipos de suelos granulares llega a ser como se muestra en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5. Fricción efectiva para suelos sueltos y densos.⁵

Suelo	ϕ' Suelto	ϕ' Denso
Limo	27° - 30°	30° - 36°
Arena limosa	27° - 33°	30° - 35°
Arena Uniforme	28°	34°
Suelo redondeado uniforme	30°	37°
Suelo redondeado bien gradado	34°	40°
Arena bien gradada	33°	45°
Grava arenosa	35°	50°
Suelo anguloso uniforme	35°	43°
Suelo anguloso bien gradado	39°	45°

2.4 Potencial de licuación

2.4.1 Licuación y movilidad cíclica

La repetición sucesiva de carga tangencial conduce normalmente a una situación más o menos estacionaria en la que el suelo describe un ciclo de histéresis prácticamente constante.

En arenas secas o saturadas pero con drenaje suficiente la repetición de ciclos de carga y descarga conduce a una cierta densificación y a una cierta rigidización del material disminuyendo su amortiguamiento relativo y aumentando su módulo de corte secante.

Estas situaciones de carga cíclica estacionarias pueden conseguirse siempre que las tensiones de corte no se aproximen a las tensiones de rotura en cuyo caso las deformaciones tangenciales serían muy altas.

Si después de varios ciclos de carga se aumenta monótonamente la tensión de corte, la rotura se produce en estos suelos (arenas secas o drenadas) bajo una tensión que es mayor o menor, pero semejante a la tensión que hubiera provocado la rotura estática inicialmente. En general estos suelos no presentan una pérdida importante de su resistencia al corte debido a las cargas cíclicas.

Se ha observado que las arenas saturadas y sin drenaje independiente de su densidad relativa, tratan de compactarse ante la sollicitación dinámica y al no poder reducir su volumen, por no existir drenaje, se origina un incremento de presión intersticial que eventualmente iguala a la presión de confinamiento anulándose la presión efectiva y provocándose grandes deformaciones.

⁵ Terzaghi K., Peck R. y Mesri G. Soil Mechanics in Engineering Practice, 3ra edición. New York: Wiley, 1996. 549p.

En todas las arenas existe un nivel de tensiones y una amplitud de la tensión de corte cíclica que provoca, en un pequeño número de ciclos, la anulación de la presión efectiva tras alcanzarse ese estado, que ha sido llamado por algunos autores como “licuación inicial”, el comportamiento de las arenas poco densas es distinto del correspondiente a las arenas densas.

Las primeras, una vez alcanzado el estado en que la presión efectiva se anula, fluyen y tal flujo no causa un intento de expansión de la arena que reduzca la presión intersticial. Tal es el fenómeno conocido como licuación que puede ser inducido mediante cargas dinámicas y también mediante cargas estáticas.

Las arenas con densidad relativa alta encontrando eventualmente el momento de presión efectiva nula provocado por una carga de corte cíclica, inician el proceso de rotura. Tal proceso, sin embargo es dilatante y por tanto provoca una disminución de presión intersticial y un aumento de resistencia que contiene el proceso de rotura. El efecto final es que la arena experimenta una deformación tangencial apreciable que en su interior las presiones intersticiales son importantes, tal fenómeno ha sido denominado “movilidad cíclica”.

En resumen la mayor parte de los suelos y en gran número de condiciones experimentan en la carga cíclica una cierta deformación tangencial que puede ser alta, pero no presentan una reducción apreciable de su resistencia, tal fenómeno es el designado por movilidad cíclica.

Las arenas sueltas saturadas experimentan una pérdida importante de resistencia debido a la sollicitación dinámica y fluyen hasta encontrar una configuración compatible con su pequeña resistencia, tal es el fenómeno de licuación.

Tanto la licuación como la movilidad cíclica pueden producir efectos muy desfavorables. El primero de rotura generalizada, el segundo grandes deformaciones que podrán calificarse de rotura.

Otro efecto no despreciable de estos fenómenos es el causado durante la disipación posterior de las presiones intersticiales generadas durante la carga cíclica. En depósitos de arena, aun sin producirse la licuación, la posterior disipación de presiones intersticiales provoca un flujo de agua cuyo gradiente puede provocar sifonamiento que se manifestaría en la formación de cráteres de arena en la superficie del depósito. Las consecuencias del sifonamiento de un depósito de arena sobre el que se asiente una ciudad son similares a las de la licuación.

2.4.2 Suelos susceptibles a licuar

La magnitud del incremento de presión de poros depende de la magnitud del cambio de volumen que el suelo tiende a sufrir y del grado de restricción al flujo de agua que ocurre en la masa del suelo, y puede prácticamente igualar a la presión efectiva de confinamiento actuante sobre la misma. De cualquier modo, por el principio de los esfuerzos efectivos la resistencia del suelo se reduce proporcionalmente al incremento de sección de poros y en el caso extremo se anula dando lugar al fenómeno de licuación.

Los suelos uniformemente graduados son más susceptibles a licuar que los bien graduados. Las arenas finas se licúan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales. En suelos bien graduados al reacomodarse las partículas más pequeñas bajo condiciones drenadas, se produce un menor cambio de volumen y un menor incremento en la presión intersticial bajo condiciones no drenadas.

Suelos con partículas de forma redondeada suelen densificarse más fácil que las partículas de forma angulosa. Las partículas de forma redondeada frecuentemente tienen origen fluvial o aluvial donde es común encontrar depósitos de suelos sueltos saturados, siendo usualmente la susceptibilidad a licuación, alta.

La licuación del 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, o adquieren la consistencia de un líquido pesado. Es más probable que la licuación ocurra en suelos granulados sueltos saturados o moderadamente saturados con un drenaje pobre, tales como arenas sedimentadas o arenas y gravas que contienen vetas de sedimentos impermeables.

Durante el proceso en que actúa la fuerza exterior, por lo general una fuerza cíclica sin drenaje, tal como una carga sísmica, las arenas sueltas tienden a disminuir su volumen, lo cual produce un aumento en la presión de agua en los poros y por lo tanto disminuye la tensión de corte, originando una reducción de la tensión efectiva.

Los suelos más susceptibles a la licuación son aquellos formados por depósitos jóvenes (producidos durante el Holoceno, depósitos durante los últimos 10,000 años) de arenas y sedimentos de tamaños de partículas similares, en capas de por lo menos más de un metro de espesor, y con un alto contenido de agua (saturadas). Tales depósitos por lo general se presentan en los lechos de ríos, playas, dunas, y áreas donde se han acumulado arenas y sedimentos arrastrados por el viento y/o cursos de agua. Algunos ejemplos de licuación son arena movediza, arcillas movedizas, corrientes de turbidez y licuación inducida por terremotos.

Según cual sea la fracción de vacío inicial, el material del suelo puede responder ante la carga, bien en un modo de ablandamiento inducido por deformación o, alternativamente, sufrir endurecimiento inducido por deformación. En el caso de suelos del tipo ablandamiento inducido por deformación, tales como arenas sueltas, los mismos pueden alcanzar un punto de colapso, tanto en forma monótona o cíclica, si la tensión de corte estática es mayor que tensión de corte estacionaria del suelo. En este caso ocurre licuación de flujo, en la cual el terreno se deforma con una tensión de corte constante de valor reducido. Si el terreno es del tipo endurecimiento inducido por deformación, o sea arenas de densidad moderadas a altas, en general no ocurrirá una licuación por flujo. Sin embargo, puede presentarse un ablandamiento cíclico a causa de cargas cíclicas sin drenaje, tales como cargas sísmicas.

La deformación durante cargas cíclicas dependerá de la densidad del terreno, la magnitud y duración de la carga cíclica, y la magnitud de inversión de la tensión de corte. Si es que ocurre una inversión de la tensión, la tensión de corte efectiva puede ser nula, en cuyo caso puede ocurrir el fenómeno de licuación cíclica. Si no ocurre inversión de las tensiones, no es posible que la tensión efectiva sea nula, en cuyo caso puede ocurrir el fenómeno de movilidad cíclica.

La resistencia de un suelo sin cohesión frente a la licuación dependerá de la densidad del terreno, las tensiones de confinamiento, la estructura del terreno (textura, antigüedad y cementación), la magnitud y duración de la carga cíclica, y de si ocurre inversión de la tensión de corte.

La licuación inducida por terremoto es uno de los principales contribuyentes al riesgo sísmico urbano. Las sacudidas hacen que aumente la presión de agua en los poros lo que reduce la tensión efectiva, y por lo tanto disminuye la resistencia al corte de la arena. Si existe una corteza de suelo seco o una cubierta impermeable, el exceso de agua puede a veces surgir en la superficie a través de grietas en la capa superior, arrastrando en el proceso arena licuada, lo que produce borbotones de arena, comúnmente llamados "volcanes de arena".

2.4.3 Método de Seed e Idriss

El tipo más común de análisis para determinar el potencial de licuación es usar el ensayo de penetración estándar (SPT)⁶. Este método es el principal procedimiento para evaluar la resistencia a la licuación de los depósitos de suelos, potencialmente licuables. Es un criterio empírico, basado en el análisis de numerosos casos reales, por lo que está sometido a las limitaciones inherentes a los datos.

En concreto, el procedimiento está establecido inicialmente para las siguientes situaciones:

1. Superficie del terreno horizontal, es decir, ausencia de tensiones tangenciales iniciales en los planos horizontales, sobre los que actúa la tensión tangencial sísmica.
2. Profundidad de licuación relativamente reducida, con tensión efectiva de consolidación limitada a valores menores de aproximadamente 150 kPa.

El procedimiento puede extenderse a otras condiciones diferentes de las anteriores, introduciendo los coeficientes de corrección por:

1. Escala de magnitud del sismo, MSF.
2. Presiones de sobrecarga.
3. Esfuerzos cortantes estáticos.
4. Flexibilidad del suelo.

El procedimiento de cálculo del método de Seed e Idriss se presenta en el acápite 3.6.3.

⁶ Seed y otros 1985.

Capítulo 3

Método de ensayo de penetración estándar

Para conocer las propiedades del suelo se realizan distintos ensayos in situ así como en laboratorio.

El Ensayo de Penetración estándar es el ensayo más extendido y para el que se dispone de mayor información sobre su correlación con distintos parámetros del suelo.

El Capítulo 3 trata de manera amplia el ensayo de penetración estándar, incluyendo las especificaciones del equipo y el procedimiento de campo. Por otra parte, incluye el tratamiento del N obtenido del ensayo, las variables que afectan este resultado, la utilidad del N en la caracterización del suelo y su aplicabilidad en algunos cálculos geotécnicos.

Esta información nos aporta una serie de formulaciones para la corrección del valor de N obtenido del ensayo, una de ellas es la corrección por presión de tapada.

Por último, en este capítulo se da a conocer el procedimiento de los cálculos geotécnicos en el que interviene el parámetro N.

3.1 Especificaciones del equipo

El ensayo de penetración estándar (SPT, del ingles, *Standard penetration test*) nace en el año 1927, desarrollado por un sondista de la Raymond Concrete Pile Co., quien propuso a Terzaghi contabilizar el número de golpes necesarios para hincar 1 pie (30 cm).

Después de acumular un gran número de ensayos Terzaghi y Peck (1948) publican los resultados en su ya clásico libro “Mecánica de suelos en la ingeniería practica”.

Hoy en día es uno de los ensayos más extendidos en todo el mundo y sobre el que se han publicado numerosos artículos.

El equipo lo podemos especificar para tres fines⁷:

1. Equipo de perforación. Cualquier equipo de perforación es aceptable, que proporcione al tiempo de muestreo una cavidad razonablemente limpia antes de introducir el muestreador y asegure que el ensayo de penetración se realiza en suelo inalterado.

⁷ NTP 339.133

- Brocas de arrastre. Con corte o con cola de pez, menores de 6.5 pulgadas (162 mm) y mayores de 2.2 pulgadas (56 mm) de diámetro pueden usarse en conexión con métodos de perforación por rotación en cavidad abierta o por avance de entubado. Para evitar la perturbación en el suelo inferior no se permiten brocas con descarga de fondo. Solo se permiten brocas con descarga lateral.
- Brocas de cono-rodillo. Menores de 6.5 pulgadas (162 mm) y mayores de 2.2 pulgadas (56 mm) de diámetro pueden usarse en conexión con métodos de perforación por rotación de cavidad abierta o por avance de entubado, si la descarga del fluido de excavación es desviada.
- Barrenos continuos con eje hueco. Con o sin ensamblaje de broca central, pueden usarse para perforar. El diámetro inferior de los barrenos con eje hueco deberán ser menores de 6.5 pulgadas (162 mm) y mayores de 2.2 pulgadas (56 mm).
- Barrenos continuos sólidos. De tipo balde y manuales, menores de 6.5 pulgadas (162 mm) y mayores de 2.2 pulgadas (56 mm) de diámetro pueden usarse si el suelo en las paredes laterales del sondaje no colapsa sobre el muestreador o las varillas durante el muestreo.
- Varillas de muestreo. Deberán usarse varillas de perforación de acero de unión para conectar el muestreador de caña partida con el ensamblaje de caída de peso. La varilla de muestreo deberá tener una rigidez (momento de inercia) igual o mayor a aquella de una varilla AW de paredes laterales (una varilla de acero con un diámetro exterior de 1 5/8 pulgadas (41.2 mm) y un diámetro interior de 1 1/8 pulgadas (28.5 mm)).
- Muestreador de caña partida. El muestreador deberá ser construido con las dimensiones indicadas en Figura 3.1. La zapata será de acero endurecido y deberá ser reemplazada o reparada cuando este abollada o deformada. Se permite el uso de revestimientos para producir un diámetro constante interior de 1 3/8 pulgadas (35 mm), pero deberá anotarse si estos se emplean en el registro de perforación⁸. Se permite el empleo de canastillas de retención de muestras, debiéndose indicar su empleo en el registro de perforación.

2. Equipo de ensamblaje de caída de peso.

- Martillo y Yunque⁹. El martillo deberá pesar 140 ± 2 libras (63.5 ± 1 Kg.) y deberá ser una masa metálica sólida y rígida. El martillo deberá golpear el yunque y realizar un contacto acero-acero cuando se deja caer. Deberá utilizarse una guía que permita una caída libre.

⁸ La teoría y los datos disponibles sugieren que el valor de N puede aumentar en 10 a 30% cuando se emplean revestimientos.

⁹ Se sugiere que la guía del martillo tenga una marca permanente para permitir que el operador o inspector pueda verificar la altura de caída del martillo.

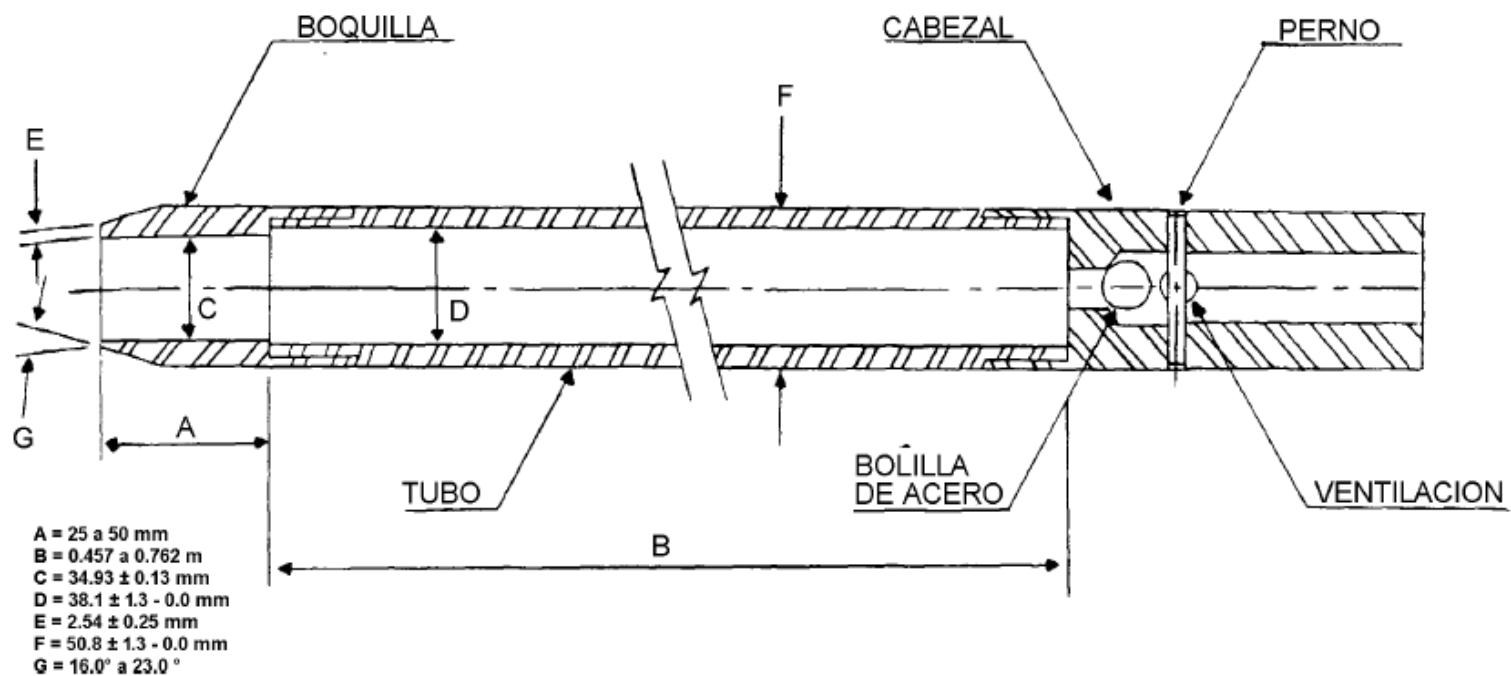


Figura 3.1. Esquema de un penetrómetro estándar partido¹⁰ (NTP 339.133).

¹⁰ En suelos con gravas suele sustituirse la zapata por una puntaza cónica de 60° maciza (puntaza ciega).

Los martillos que se usan con el método malacate y sogá, deberán tener una capacidad de sobre elevación libre de por lo menos 4 pulgadas (100 mm). Por razones de seguridad se recomienda el empleo de un equipo con yunque interno.

- Sistema de caída del martillo. Pueden utilizarse sistemas de malacate-soga, semi-automático, siempre y cuando el aparato de levante no cause penetración del muestreador cuando se engancha y levanta el martillo.
3. Equipo accesorio. Deberán proporcionarse etiquetas, contenedores, hojas de datos y equipos para medir el nivel de agua, de acuerdo con los requisitos del proyecto.

3.2 Procedimiento en campo

El ensayo consiste en la caída libre desde una altura de 30 pulgadas (76 cm), a través de una barra guía, de un martillo que tiene una masa de 140 libras (63.5 kg.) la cual golpea sobre un cabezal conectado al penetrómetro mediante barras. El número de golpes N necesarios para llevar a cabo la penetración de 12 pulgadas (30 cm), se define como la resistencia a la penetración.

1. Perforación.

Cada uno de los siguientes procedimientos ha sido aprobado para algunas condiciones del subsuelo, lo que permite anticipar la selección del método de perforación a emplearse.

- Método por perforación por rotación.
- Método de barreno continuo con eje hueco.
- Método de lavado.
- Método de barreno continuo con eje sólido

No se debe permitir el proceso de chorro a través de un muestreador de tubo abierto seguido del muestreo cuando se alcanza la profundidad deseada.

El método de barreno continuo con eje sólido no debe ser usado para avanzar el sondaje debajo del nivel freático o debajo de la cama superior confinante de un estrato no cohesivo confinado que está bajo presión artesiana.

El entubado no se debe avanzar por debajo del punto de muestreo antes de realizar el muestreo. No se permite avanzar la perforación con brocas de descarga de fondo, tampoco mediante la subsecuente inserción del muestreador solamente por medio de muestreo previo con el muestreador SPT.

El nivel del fluido de perforación dentro del sondaje o barrenos de eje hueco, debe mantenerse al nivel o por encima del nivel freático del terreno en todo momento durante la perforación, remoción de varillas de perforación y muestreo.

2. Procedimiento de muestreo y ensayo.

Después que el sondaje se ha avanzado hasta la elevación del muestreo deseado y se ha removido los sobrantes de la excavación, se prepara el ensayo con la secuencia de operación siguiente:

- Asegurar al muestreador de caña partida a las varillas de muestreo y bajarlas en el sondaje. No se permitirá que el muestreador caiga en el suelo a ser ensayado.
- Colocar el martillo por encima y conectar al yunque a la parte superior de las varillas de muestreo. Esto se puede hacer antes que las varillas de muestreo y el muestreador se bajen a la perforación.
- Descansar el peso muerto del muestreador, varillas, yunque y pesos de hincas, en el fondo de la perforación y aplicar un golpe de asiento si se encuentran muchos sobrantes en el fondo de la perforación, remover el muestreador y las varillas de la perforación y sacar los sobrantes de la perforación.
- Marcar las varillas de perforación en tres incrementos sucesivos de 6 pulgadas (0.15 m), de modo que el avance del muestreador bajo el impacto del martillo pueda ser observado fácilmente en cada incremento de 6 pulgadas (0.15 m).
- Hincar el muestreador con golpes de martillo de 140 libras (63.5 Kg.) y contar el número de golpes aplicado a cada incremento de 6 pulgadas (0.15 m). La prueba finaliza cuando:

Se ha aplicado un total de 50 golpes durante cualquiera de los tres incrementos de 6 pulgadas (0.15 m) descritos.

Se ha aplicado un total de 100 golpes.

No se observa ningún avance del muestreador durante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo¹¹.

- Registrar el número de golpes requerido para alcanzar 6 pulgadas de penetración. Las primeras 6 pulgadas se consideran las de acomodamiento. La suma del número de golpes del segundo y tercer incremento de 6 pulgadas de penetración se denomina resistencia a la penetración estándar o valor de N. Si el muestreador se hincas menos de 18 pulgadas (0.45 m), como lo permite, deberá anotarse en el registro del sondaje el número de golpes de cada incremento completo de 6 pulgadas (0.15 m) y cada incremento parcial. Para los incrementos parciales, deberá reportarse la profundidad de penetración con aproximación a 1 pulgada (25 mm), además del número de golpes.

¹¹ En estos casos resulta prudente insistir en el golpeo pues bien puede tratarse de un bolo o grava gruesa.

Si el muestreador avanza por debajo del fondo de la perforación por acción del peso propio de las varillas más martillo, se debe anotar dicha información en el registro de perforación.

La salida y bajada del martillo de 140 libras (63.5 kg.) se debe ejecutar mediante uno de los siguientes métodos:

Por el uso de un sistema de caída de martillo automático o semi-automático, que levanta el martillo de 140 libras (63.5 kg.) y lo deja caer 230 ± 1 pulgada ($0.76 \text{ m} \pm 25 \text{ mm}$) sin impedimento.

Por el uso de un malacate para jalar una soga conectada al martillo. Cuando se use el método de malacate y soga, el sistema y operación deberá cumplir con lo siguiente:

El malacate debe estar libre de oxidación, aceite y grasa y debe tener un diámetro en el rango de 6 a 10 pulgadas (150 a 250 mm)

El malacate debe ser operado a una velocidad de rotación mínima de 100 RPM, o la velocidad de rotación aproximada debe reportarse en el registro de perforación.

No más de $2 \frac{1}{4}$ vueltas de soga en el malacate pueden emplearse durante la realización del ensayo de penetración¹².

Para cada golpe del martillo, se debe emplear una salida y bajada por el operador. La operación de jalar y soltar la soga se debe realizar con ritmo y sin mantener la soga en la parte superior del golpe.

- Llevar el muestreador a la superficie y abrirlo. Registrar el porcentaje de recuperación o la longitud de la muestra recuperada. Describir las muestras de suelo recuperadas, tal como su composición, color, estratificación y condición. Luego colocar una o más partes representativas de la muestra en recipientes sellados e impermeables, sin dañar o distorsionar cualquier estratificación aparente. Sellar cada recipiente para prevenir la evaporación de la humedad del suelo. Fijar etiquetas a los recipientes indicando la obra, número de sondaje, profundidad de muestra y el número de golpes por cada incremento de 6 pulgadas (0.15 m). Proteger las muestras contra cambios extremos de temperatura. Si existe un cambio de suelo dentro del muestreador, prepare un recipiente a cada estrato y anote su localización en el muestreador.

¹² El operador deberá usar dependiendo si la soga sale del malacate por la parte superior $1 \frac{3}{4}$ vueltas o inferior $2 \frac{1}{4}$ vueltas. Se conoce que $2 \frac{3}{4}$ o más vueltas de soga dificultan la caída del martillo, por lo que no deberán utilizarse en el ensayo. La soga deberá mantenerse en una condición seca, limpia y sin desgaste.

3.3 Correcciones que se aplican al N de campo del SPT

Se considera la corrección por energía la más importante y significativa. Este aspecto es muy conflictivo a raíz de las prácticas locales. Es evidente que entre la supuesta energía potencial de un martillo preparado para ser liberado en caída libre (4200 lb.-in) y la energía que recibe el tomamuestras hay una importante diferencia. En principio resulta razonable suponer que diferentes tipos de liberación de energía, distintas barras de perforación y distintas cabezas de golpeo conduzcan a diferentes energías entregadas al tomamuestras propiamente dicho.

Diferentes investigaciones han llegado a conclusiones aceptables con respecto a la relación entre la energía que puede liberar un martillo en caída libre teórica y la que realmente llega al tomamuestras.

3.3.1 Pérdida de energía a la barra (CE)

En principio según Seed, debido a la costumbre adoptada en EEUU de emplear un malacate para izar y liberar el martinete con la ayuda de una sogá que envuelve el tambor, naturalmente genera una importante pérdida de energía respecto a la caída libre teórica. Estos dispositivos de malacate y sogá se observan en la Figura 3.2.

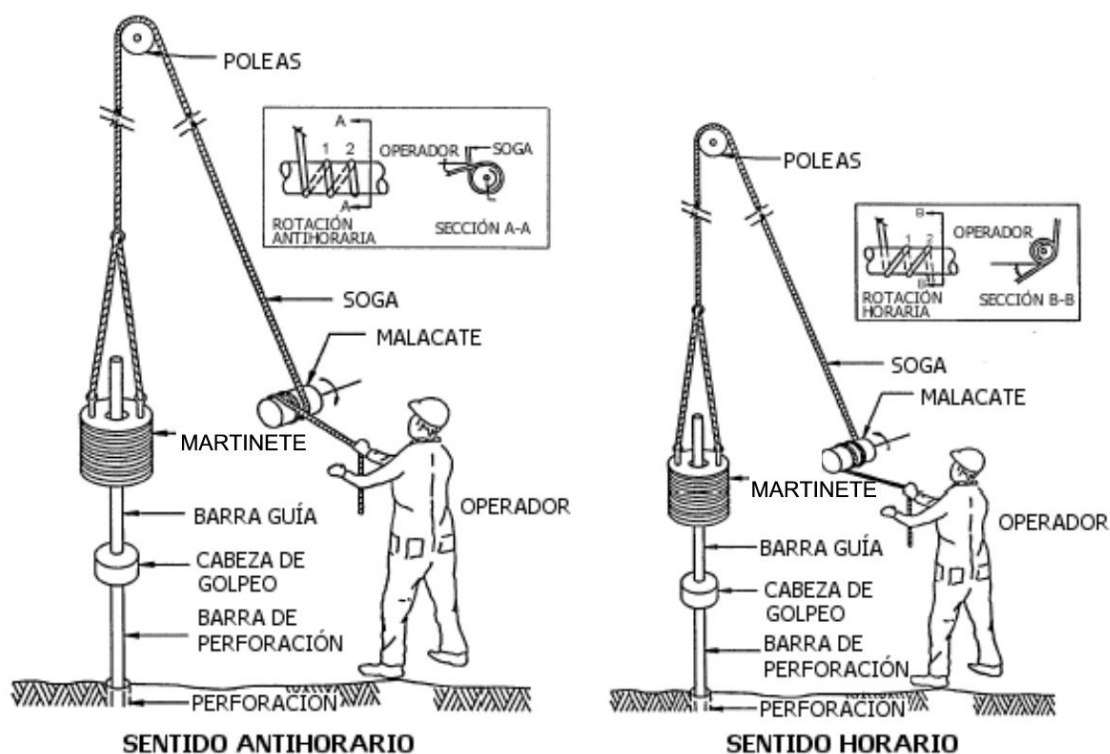


Figura 3.2. Sistema de sogá y malacate¹³.

¹³ Department of the US Army, Corps of Engineers. "Engineering and Design - Geotechnical Investigations: Penetration Resistance Test and Sampling with a Split-Barrel Sampler", marzo de 1988.

El rendimiento del impacto sobre la cabeza de golpeo se denomina ER (relación de energía a la barra). Dicho autor ha establecido que esta relación (o rendimiento), en EEUU y otros países de América, es:

$$CE = ER = \frac{E_i}{E} \approx 60\% \quad \text{Ecuación 3.1}$$

donde:

E_i : Energía real entregada a la cabeza de golpeo.

E: Energía desarrollada en caída libre teórica (4200 lb. - in)

Las investigaciones de Kovacs¹⁴ son muy didácticas y se resumen en la Figura 3.3, las cuales confirman aproximadamente los valores de Seed. En efecto allí se muestra la velocidad teórica de caída del martinete, en función del rozamiento que genera la sogá sobre el tambor.

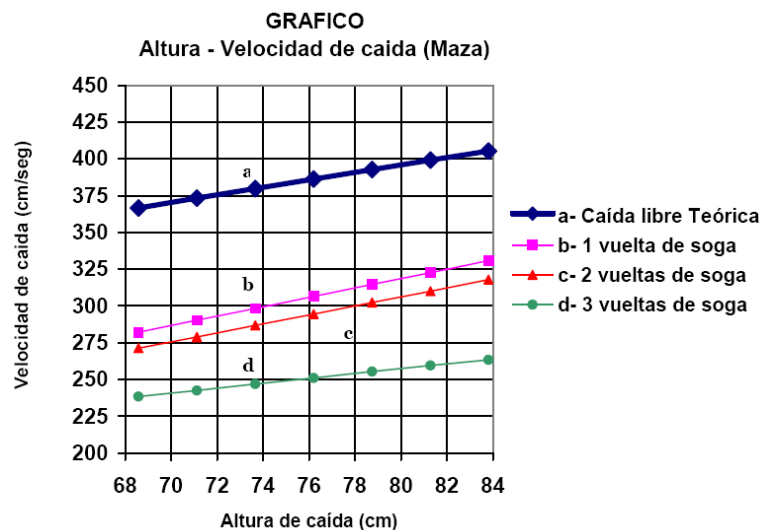


Figura 3.3. Relación entre el N° de vueltas de la sogá en el tambor y la velocidad de caída del martinete¹⁵.

El valor ER puede escribirse como una relación de energías cinéticas, como se muestra en la Ecuación 3.2.

$$ER = \frac{\frac{1}{2}m \cdot v_m^2}{\frac{1}{2}m \cdot v_t^2} = \frac{v_m^2}{v_t^2} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

donde:

m: Masa del martillo.

v_m : Velocidad real medida sobre la cabeza de golpeo en el instante del choque.

¹⁴ Kovacs W., "Velocity Measurement of Free Fall SPT Hammer", ASCE, Vol. 105, GT 11. Purdue Univ: West Lafayette, noviembre 1979, pp 1-10.

¹⁵ Kovacs W. y Salomone L. "SPT Hammer Energy Measurement", ASCE, Vol. 108, GT 4. Abril 1982. pp 599-621.

v_t : Velocidad teórica de caída libre.

Claramente el número de vueltas de sogá en el tambor del malacate influye sobre E_i .

Si en la Ecuación 3.2, siguiendo la costumbre de EEUU, se eligen dos vueltas de sogá, una altura de caída de 76 cm. (30") se obtiene:

$$\frac{v_m^2}{v_t^2} = \frac{(290 \text{ cm/s})^2}{(387 \text{ cm/s})^2} \approx 56\% \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Solo por razones de uso y costumbre se adoptó en E.E.U.U. como ENERGÍA DE REFERENCIA.

$$E_i = 0.6 \times E \quad \text{Ecuación 3.4}$$

El número de golpes o Resistencia a penetración para la carrera usual de 12", con una energía $E_i = 60\%$ ER se denomina internacionalmente como N_{60} .

Obviamente, según se explicó, no todos los países emplean en sus ensayos SPT una energía $E_i = 0.6 E$ pero si es cierto que la comparación de valores de N suele hacerse con respecto al N_{60} .

Hecha esta salvedad, la primera corrección de energía para un determinado sistema de golpeo podría escribirse nuevamente como se muestra en la Ecuación 3.5.

$$ER = \frac{E_i}{E} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

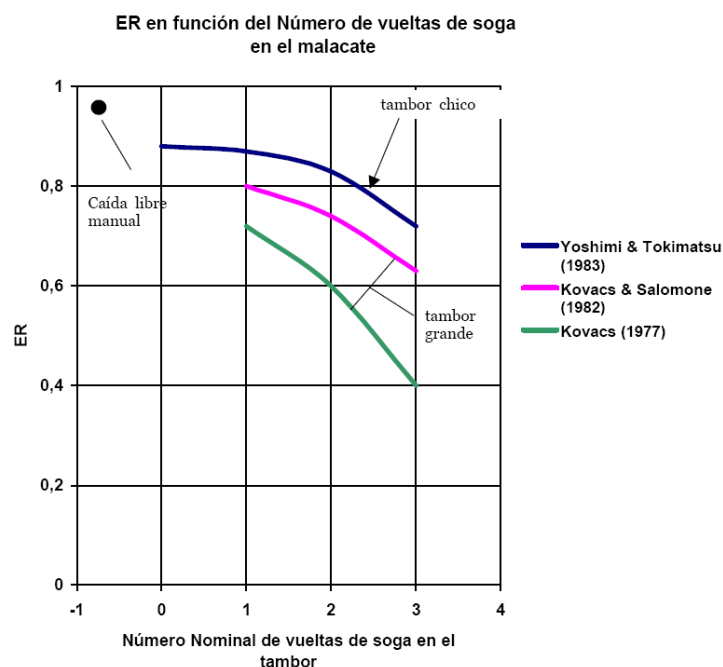


Figura 3.4. Relación entre ER y la forma de liberación de energía del martinete¹⁶.

¹⁶ Skempton A. W., "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation", Geotechnique 36, Nº 3. Año 1986. pp 425-447.

En la Figura 3.4 tomada de Skempton (1986) se propone la corrección ER en función de la forma de liberación de energía del martinete.

Obsérvese que para disparadores manuales, la energía de liberación es muy cercana a la de caída libre teórica (ER~ (90-95) %).

3.3.2 Pérdida de energía de reflexión (CR)

Según Seed cuando la longitud de las barras de perforación es inferior a 3 m hay una reflexión en las mismas que reduce la energía disponible que le llega al sacamuestras para generar su penetración. La reflexión entonces genera un aumento de la resistencia a penetración. Esta reducción de energía según Decourt, se evalúa a través de la relación:

$$CR = E_1 = \left(\frac{M_r}{M_h} \right) \quad \text{Ecuación 3.6}$$

donde:

M_r : Peso de las barras

M_h : Peso del martinete.

Según este autor, la energía que transmiten las barras sólo se transfiere totalmente al sacamuestras cuando $M_r/M_h > 1$. La Figura 3.5 muestra la corrección E_1 como función de M_r/M_h . Se debe calcular la inversa del valor K_2 para obtener E_1 .

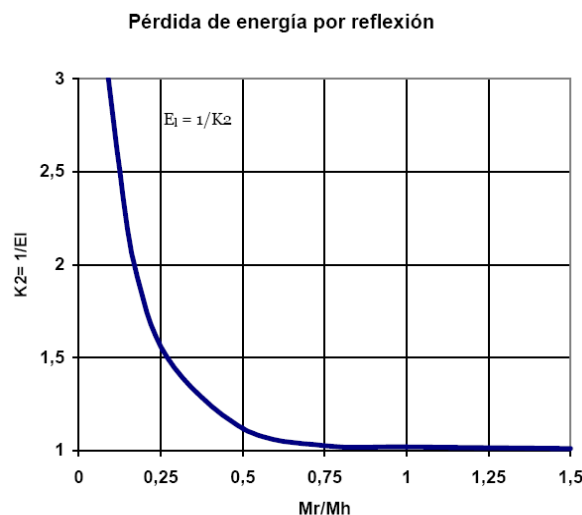


Figura 3.5. Corrección E_1 en función de M_r/M_h (Decourt) ¹⁷.

Para un conjunto: Barra A_x , de 14 m. de longitud y martinete de 70 Kg. de peso, entonces:

¹⁷ Schmertmann J. and Palacios A., "Energy Dynamics of SPT", ASCE, Vol. 105, GT 8. Año 1979. pp 909-926.

$$Mr/Mh = (5.15 \text{ kg/m} \cdot 14 \text{ m}) / 70 \text{ kg} \sim 1.03$$

Es decir que para una barra de 14 m. la corrección $E_1 = 1$. Sin embargo conviene recordar que esta corrección $E_1 = 1$ sería aceptable hasta longitudes del orden de 110 ft (34 m).

Barras de gran longitud probablemente absorban una parte de la energía que les llega a las mismas con lo que N se incrementaría.

3.3.3 Diámetro de las perforaciones (CB)

Para las medidas usuales de los diámetros de perforación (2½" a 4") las correcciones de N no parecen tener relevancia, aunque si los diámetros se aumentan hasta 8", la sobrecarga lateral sobre el fondo de la perforación comienza a perder efecto sobre la resistencia N y en especial en arenas donde el valor de resistencia a penetración depende significativamente de la tapada.

Skempton (1986) ha presentado pequeñas correcciones que se transcriben en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Corrección CB por diámetro de perforación.¹⁸

Diámetro de perforación	CB
65 – 115 mm	1
150 mm	1.05
200 mm	1.15

3.3.4 Diámetro interno del sacamuestras (CS)

Los sacamuestras partidos normalizados según ASTM tienen un diámetro interno constante de 35 mm (1⅜") incluyendo el tubo portamuestras.

Si no se emplea un portamuestras interno de PVC entonces el diámetro interno es de 38 mm (1½"). En este caso la fricción desarrollada por el suelo contra la pared interior del sacamuestras disminuye. La corrección ha sido investigada por Kovacs y sus resultados se presentan en la Figura 3.6.

La tendencia indica que el cociente $CS = N(\Phi 38 \text{ mm}) / N(\Phi 35 \text{ mm})$ disminuye para arenas densas o muy densas, siendo su efecto despreciable en arenas sueltas.

Adicionalmente se hace una corrección por presión de sobrecarga CN cuya expresión varía debido a las distintas propuestas de autores especialistas. Haciendo la corrección por presión de sobrecarga el N_{60} se convierte en $(N_1)_{60}$, útil para evaluar parámetros geotécnicos como se verá más adelante.

¹⁸ Skempton A. W., "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation", Geotechnique 36, № 3. Año 1986. pp 425-447.

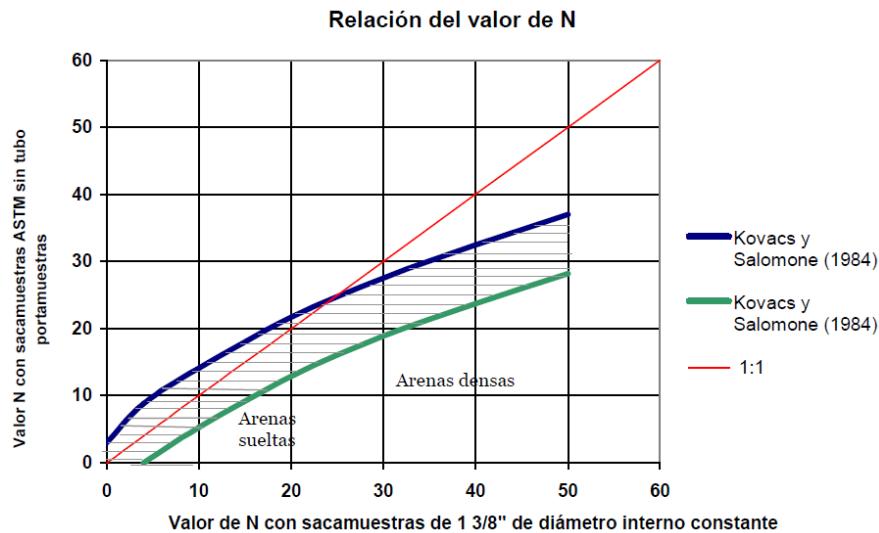


Figura 3.6. Efecto del valor de N según el tipo de sacamuestras.¹⁹

3.3.5 Resumen de correcciones

Los problemas que acarrearán el hecho de relacionar los resultados de N de distintos países contra el N_{60} que en definitiva proviene de una práctica un tanto particular de EEUU (liberación de energía con un malacate y dos vueltas de sogá) aparecen como cuestiones un tanto complicadas.

Todas las correcciones que en definitiva son de eficiencia de los sistemas relativos en juego, pueden resumirse con la Ecuación 3.7.

$$N_{60} = N \cdot (CE \cdot CB \cdot CR \cdot CS) \quad \text{Ecuación 3.7}$$

N_{60} se interpreta aquí como la energía que llega a la cabeza de golpeo cuando ER = 60%.

N = Resistencia a penetración obtenida según el método de investigación local.

CE = Relación de energía a la barra (ER) (Figura 3.4).

CB = Relación de energía por reflexión de la onda de compresión en las barras (Figura 3.5).

CR = Relación de energía que contempla el diámetro de la perforación (Tabla 3.1).

CS = Relación de energía que tiene en cuenta el diámetro interno del sacamuestras (Figura 3.6).

CN = Corrección por presión de tapada, donde σ'_{v0} se encuentra en Kg/cm^2 .

Con ésta última corrección el N_{60} se convierte en $(N_1)_{60}$.

¹⁹ Seed B., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", ASCE, Vol. 111, Nº 12. Diciembre 1985.

Tabla 3.2. Resumen de los valores de corrección.

Factor	Equipo disponible	Término	Corrección
Presión de sobrecarga		CN	$(1/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Presión de sobrecarga		CN	$CN \leq 1.7$
Relación de energía	Donut hammer	CE	0.5 - 1.0
Relación de energía	Safety hammer	CE	0.7 - 1.2
Relación de energía	Automatic trip Donut type hammer	CE	0.8 - 1.3
Diámetro de la tubería	65 - 115 mm	CB	1
Diámetro de la tubería	150 mm	CB	1.05
Diámetro de la tubería	200 mm	CB	1.15
Longitud de varillaje	< 3m	CR	0.75
Longitud de varillaje	3 - 4 m	CR	0.8
Longitud de varillaje	4 - 6 m	CR	0.85
Longitud de varillaje	6 - 10 m	CR	0.95
Longitud de varillaje	10 - 30 m	CR	1
Método de muestreo	Muestra estándar	CS	1
Método de muestreo	Muestra con revestimiento	CS	1.1 - 1.3

3.4 Variables que afectan el valor de N del SPT

Las causas de error que son considerablemente más importantes son los que ocurren debido a un manejo inapropiado de las herramientas y el equipo al realizar el sondeo. Toma un poco de tiempo y esfuerzo limpiar el hoyo adecuadamente antes de tomar una muestra. Cuando se dejan 12 in (0,30 m) o más de sólidos asentados en el fondo de la perforación, el tomamuestras atrapa el lodo, de manera que éste es comprimido cuando se hinca, incrementando el número de golpes requeridos y a menudo imposibilitando la recuperación de toda la muestra.

Los perforadores algunas veces no limpian el fondo del forro, y el hincamiento del tomamuestras puede ser iniciado estando aún éste por encima del fondo del forro. Esto incrementa seriamente el número de golpes.

Ciertos tipos de equipos de perforación usan un alambre pelado en un tambor para levantar y bajar el martillo. Este procedimiento retarda la caída del martillo, y cualquier SPT realizado de esta manera resulta engañoso. Por otro lado cuando se utilizan barras N que son más rígidas y pesadas, también se producen resultados de valores dudosos.

Con frecuencia las perforaciones se realizan con equipo de barrena rotatoria. Los resultados del SPT no se ven afectados en suelos granulares por arriba del nivel freático, y en suelos cohesivos que no son lo suficientemente blandos como para comprimirse. No obstante, si el diámetro del hoyo excede las 4 in (0.10 m), se debe insertar un forro de 2 ½ in (0.06 m), y la operación de muestreo debe realizarse a través del forro.

Un examen visual y físico de las muestras, junto con un conocimiento del número de golpes del tomamuestras que fueron requeridos para cada muestra, proporciona las bases para el discernimiento de características tales como densidad relativa, peso volumétrico seco, relación de vacíos y ángulo de fricción interna. Estas determinaciones

son, por supuesto, aproximaciones, pero con experiencia se puede reducir el rango de aproximación.

En suelos granulares el número de golpes es idéntico para todas las muestras en una formación. Probablemente, la causa más frecuente de una dispersión amplia de los resultados de los ensayos surge cuando la grava se encuentra esparcida a través de todo el depósito.

A continuación en la Tabla 3.3 se presenta un resumen de los factores que afectan los resultados del SPT.

Tabla 3.3. Factores que afectan los resultados del N del SPT.²⁰

Causa	Efecto	Influencia sobre el valor del N del SPT.
Inadecuada limpieza del sondeo	El SPT no es realizado en el suelo original, por consiguiente el suelo puede quedar atrapado en el tomamuestras y puede ser comprimido al hincar el tomamuestras, reduciendo la recuperación	Incremento
Irregularidad en el mantenimiento adecuado de la presión de agua en el sondeo	Una fácil penetración en el fondo del sondeo	Decremento
Descuido en la medida de caída del martillo	Variación de la energía del martillo (generalmente acumula una menor energía)	Incrementa
Peso inexacto del martillo	Variación de la energía del martillo (variación del suministro de peso en la perforación 5 al 7% comúnmente)	Incremento o decremento
Golpeo excéntrico en el collar del martillo	La energía del martillo se reduce	Incremento
Falta de caída libre del martillo por no engrasado de la superficie, cuerdas nuevas rígidas y pesadas, más de dos vuelta en el cabestrante (malacate de fricción), soltado incompleto de la cuerda en cada caída	La energía del martillo se reduce	Incremento
Hincado del tomamuestras arriba de la parte inferior del revestimiento	Hinca del tomamuestras en el suelo disturbado y artificialmente densificado	Incremento en gran medida
Descuido en el conteo de golpes	Resultados inexactos	Incremento o decremento
Uso de tomamuestras no estándar o deteriorado	Correlaciones no validas con el tomamuestras estándar	Incremento o decremento
Gravas gruesas o guijarros en el suelo	El tomamuestras se bloquea y atasca	Incremento
Uso de varillas de perforación dobladas	Inhibe la transferencia de energía al tomamuestras	Incremento

²⁰ Kulhawy, F. H. Y y Mayne, P.W. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. Report N° EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, agosto 1990. 306 p.

3.5 Caracterización del terreno a partir del N del SPT

Los resultados del SPT pueden correlacionarse con algunas propiedades mecánicas de los suelos, y en especial en lo referente a las arenas. Las primeras referencias sobre el uso del SPT en arenas están citadas en Terzaghi y Peck²¹ y representadas en una tabla que correlaciona el valor de N con la densidad relativa en arenas, (Tabla 3.4).

La densidad relativa (D_r) de una arena tiene una influencia importante en el ángulo de fricción interna (ϕ), en su capacidad de carga y en el asentamiento de fundaciones que se apoyan sobre este material. Por ejemplo si una arena sumergida es muy suelta, un choque brusco puede producir potencial de licuefacción del material (suspensión). En estado denso la misma arena es insensible a los choques y por lo tanto adecuada como base de las estructuras más pesadas. De allí la importancia de la densidad relativa frente a las demás propiedades a excepción de la permeabilidad.

Tabla 3.4. Estado de densificación de las arenas a partir del N del SPT.²²

Nº de golpes cada 30 cm (N)	Estado de densificación
0 - 4	Muy Suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Medianamente densa
30 - 50	Densa
Más de 50	Muy densa

Se debe tener cuidado en el uso de la correspondencia entre N y el estado de densificación, siempre y cuando el ensayo de penetración se haya realizado responsablemente.

Una correlación muy utilizada que relaciona el valor N, Densidad relativa, y sobrecarga efectiva, es la familia de curvas desarrolladas y estudiadas por Gibbs y Holtz (1957)²³, basadas en una serie de ensayos de laboratorio, según se indica en la Figura 3.7.

La Figura 3.7 es un gráfico de doble alcance: por un lado se indican las curvas de diversos autores que correlacionan los valores de N con D_r y por otro la que relaciona N con los valores del ángulo de fricción interna (ϕ)

Badillo (2006), opina que la utilidad e importancia de la prueba de penetración estándar radica en las correlaciones realizadas en el campo y laboratorio de diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar la compacidad y ángulo de fricción interna con el número de golpes aplicados para que el penetrómetro estándar logre entrar en el terreno los 30 cm especificados.

²¹ Terzaghi K., Peck R. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, 2da edición, Buenos Aires: El Ateneo, 1973. 722p.

Terzaghi K., Peck R. y Mesri G. Soil Mechanics in Engineering Practice, 3ra edición. New York: Wiley, 1996. 549 p.

²² Seed B., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", ASCE, Vol. 111, Nº 12. Diciembre 1985.

²³ Gibbs H. J. y Holtz W. G., "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing", Londres 1957.

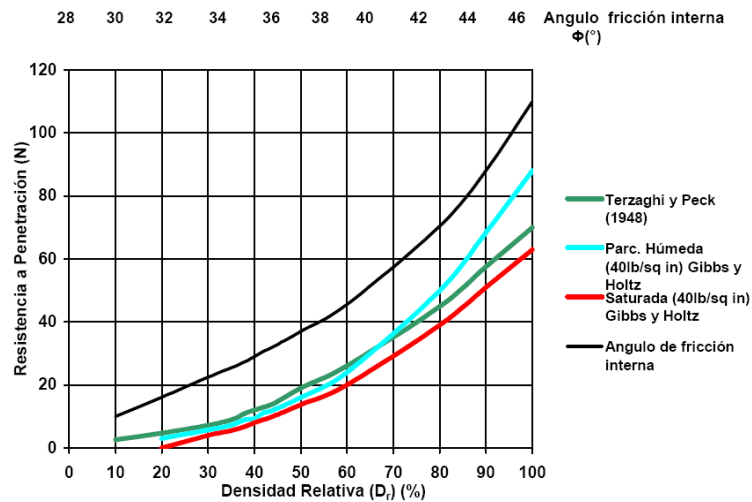


Figura 3.7. Relación general entre Resistencia a Penetración y la densidad relativa y el ángulo de fricción interna en arenas.²⁴

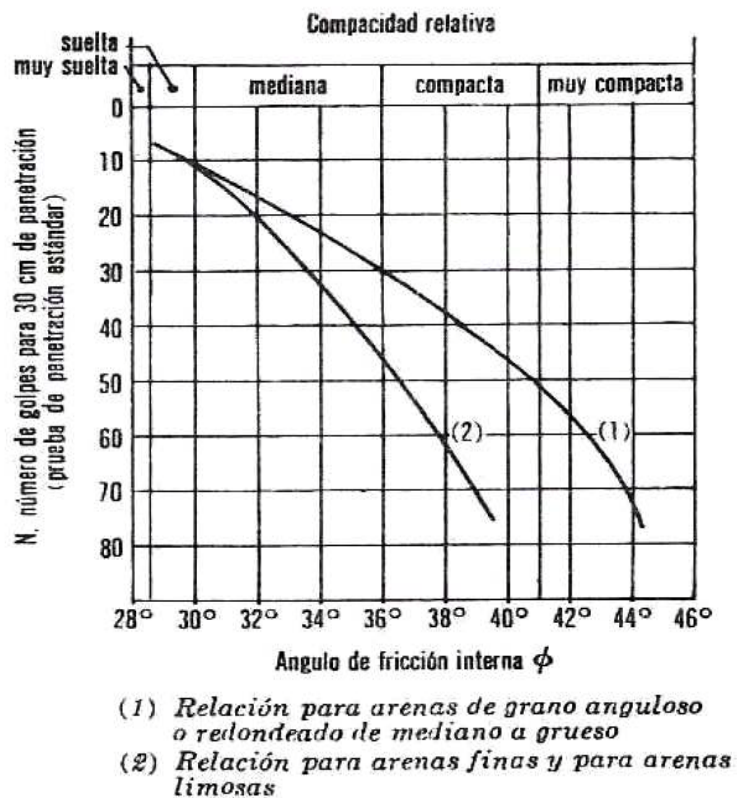


Figura 3.8. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.²⁵

Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estándar en estratos accesibles, de donde se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueda

²⁴ Marcuson III W. y Bieganousky W., "SPT and Relative Density in Coarse Sands", ASCE, Vol. 103, GT 11. Año 1979. pp 1295-1309.

²⁵ Badillo, J y Rodríguez, R. Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Mexico: Limusa, 2006. 644p.

determinar los parámetros necesarios para las correlaciones; con un número suficiente de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas confiables.

En la Figura 3.8 se observa que al aumentar el número de golpes se tiene mayor compacidad relativa de la arena y, consecuentemente, mayor ángulo de fricción interna. También se ve que en arenas limpias medianas o gruesas para el mismo número de golpes, se tiene un mayor ángulo de fricción que en arenas limpias finas o que en arenas limosas.

3.6 Aplicabilidad de los resultados del SPT

En nuestro medio la mayor aplicabilidad de los resultados del ensayo de penetración estándar es en la determinación de la capacidad de soporte admisible del suelo teniendo en cuenta un asentamiento admisible según normas y códigos nacionales. Conforme ha avanzando la investigación y estudios acerca del valor de penetración estándar N se han desarrollado métodos para el cálculo de asentamientos en arenas y procedimientos para la estimación del potencial de licuación.

3.6.1 Capacidad de carga – Caso de corte general

Para analizar las cimentaciones superficiales por capacidad de carga y realizar el diseño para evitar la falla por rotura, se debe entender la relación entre capacidad de carga, carga, dimensiones de la cimentación y propiedades del suelo.

Varios investigadores han estudiado estas relaciones utilizando una variedad de técnicas, entre ellas:

- Soluciones analíticas limitadas. Estas limitaciones son impuestas por la hipótesis de partida.
- Evaluación del comportamiento de las cimentaciones reales.
- Las pruebas de carga a gran escala sobre zapatas.
- Modelo de método de análisis de elementos finitos (FEM).

A pesar de la amplia labor en este ámbito, no se ha encontrado una solución general, que satisfaga completamente las leyes de la estática. Sin embargo, han sido propuestos una variedad de métodos que simplifican las premisas, generando el análisis de la capacidad portante de cimentaciones superficiales con la suficiente precisión para casi todos los problemas prácticos.

Varios métodos para calcular la capacidad portante de los suelos se adelantaron en la primera mitad del siglo XX, pero el primero en lograr la aceptación fue el de Terzaghi (1943). Su método incluye los siguientes supuestos:

- Carga centrada y vertical.
- La profundidad de la zapata es inferior o igual a su anchura.
- La parte inferior del pie es suficientemente dura que no se produce deslizamiento entre el pie y el suelo.

- El suelo debajo de la zapata es homogéneo de masa semi-infinita (la tierra se extiende por una gran distancia por debajo de la base y las propiedades del suelo son uniformes en todo su espesor).
- La resistencia al corte del suelo es descrita por la fórmula: $\tau = c + \sigma' \tan \phi$. (Criterio lineal de Mohr Coulomb)
- El modo de corte general gobierna la falla. En el caso de suelos sueltos o medianamente sueltos se produce la rotura localizada, por lo que hay que multiplicar los términos de capacidad de carga por unos factores empíricos.
- No ocurre la consolidación del suelo (el asentamiento de la zapata se debe sólo al corte y al movimiento lateral del suelo).
- La zapata es muy rígida en comparación con el suelo.

Estos supuestos son generalmente razonables para el análisis de falla de corte general, aunque en algunos casos, no se cumplen en un modelo de suelo irregular o estratificado debido a que el comportamiento de sus parámetros es distinto al de los de un suelo homogéneo.

Terzaghi consideró tres zonas en el suelo, como se muestra en la Figura 3.9.

Inmediatamente por debajo de la zapata es una zona de cuña en el que permanece intacta y se mueve hacia abajo con la zapata. A continuación, una zona de corte radial se extiende desde cada lado de la cuña, donde toma la forma de los planos de corte para ser espirales logarítmicas. Por último, la parte exterior es la zona de corte lineal en el que el suelo falla a lo largo de superficies planas.

Terzaghi determinó las zonas de corte en un nivel debajo de la parte inferior de la zapata. Esto significa que el suelo a una profundidad D debajo de la superficie, no tiene resistencia al esfuerzo cortante pero se suma a la tensión efectiva y a la fuerza en el suelo de abajo. Estos supuestos son conservadores, y limita el método a zapatas relativamente poco profundas ($D < B$).

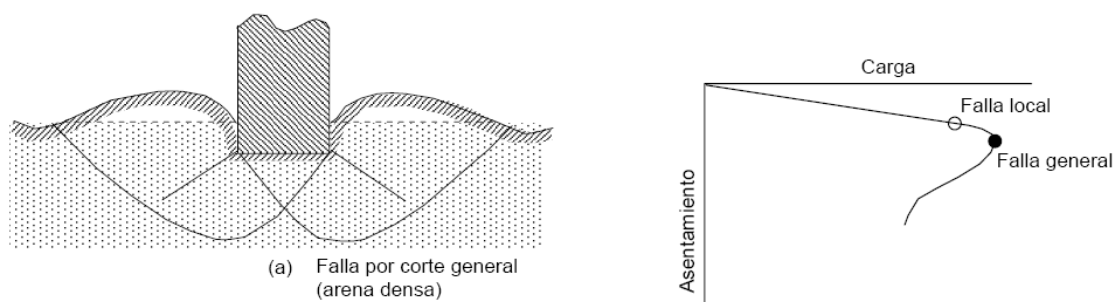


Figura 3.9. Curva carga – asentamiento y zona de falla por corte general en pruebas de modelo en arena (Vesic, 1963).

Terzaghi desarrolla su teoría para zapatas continuas. Este es el caso más simple, porque es un problema de dos dimensiones. Luego extendió a zapatas cuadradas y circulares mediante la adición de coeficientes empíricos. Estas fórmulas, escrita en términos de presiones normales, son las siguientes²⁶:

²⁶ Coduto, Donald P. Foundation design: principles and practices. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 1994. 796 p.

Zapatas cuadradas:

$$q'_u = 1.3cN_c + \sigma'_D (N_q - 1) + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Zapatas continuas:

$$q'_u = cN_c + \sigma'_D (N_q - 1) + 0.5\gamma BN_\gamma \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Zapatas circulares:

$$q'_u = 1.3cN_c + \sigma'_D (N_q - 1) + 0.3\gamma BN_\gamma \quad \text{Ecuación 3.10}$$

donde:

q'_u : Capacidad de carga máxima neta.

c : Cohesión del suelo

σ'_D : Esfuerzo efectivo a la profundidad D por debajo de la superficie del suelo.

γ : Peso específico del suelo

D : Profundidad de la zapata por debajo de la superficie del suelo.

B : Ancho de la zapata

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga.

En suelos cohesivos, para la rotura de condición no drenada, se considera un ángulo de fricción $\phi = 0$; y en suelos friccionantes, tales como las arenas se considera una cohesión $c = 0$. Existen muchos autores que muestran sus correlaciones para hallar los factores de capacidad de carga en función del ángulo ϕ .

3.6.2 Asentamientos en arenas

Se ha propuesto muchos métodos para el cálculo de asentamiento en arenas basados en el SPT²⁷. Sólo dos métodos son aplicables y adecuados para el tipo de terreno de la ciudad de Piura (constituido por arena eólicas): El método de Meyerhof modificado y el método de Burland y Burbidge.

La Ecuación 3.11 y la Ecuación 3.12 corresponden al método de Meyerhof modificado.

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{0.44 \times \frac{q'}{\sigma_r}}{\bar{N}_{60} \times K_d} \quad \text{Para } B \leq 1.2 \text{ m} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{0.68 \times \frac{q'}{\sigma_r}}{\bar{N}_{60} \times K_d} \cdot \left(\frac{B}{B + B_r} \right)^2 \quad \text{Para } B > 1.2 \text{ m} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

²⁷ Jeyapalan, J. K. y Boehm, R. "Procedures for predicting settlements in sands. Proc. Spec. Conf. on Settl. Of Shallow founds on cohesionless soils". Geot. Spec. Pub. 5 ASCE. Año 1986. pp 1-22.

donde:

δ : Asentamiento en m.

B: Ancho de la cimentación

B_r : Ancho de referencia, igual a 0.3 m.

q' : Presión de soporte neto.

σ_r : Esfuerzo de referencia, igual a 100 KPa.

K_d : Factor de profundidad $= 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33$

$\bar{N}_{60}$: Valor de penetración estándar promedio desde la base de la cimentación hasta la profundidad de influencia.

El valor de N_{60} es el valor registrado durante la prueba. En las arenas muy finas, arenas limosas (SM) y densas ($Dr > 80\%$), debajo de la napa freática, el valor de N_{60} se debe corregir con la Ecuación 3.13. Esta corrección es por la presencia de agua durante la ejecución del ensayo.

$$N_{60 \text{ ajustado}} = 15 + 0.5 \cdot (N_{60} - 15) \quad \text{Para } N_{60} > 15 \quad \text{Ecuación 3.13}$$

El método de Meyerhof Modificado tiende a ser conservador. Sobreestima el asentamiento en un 75% aproximadamente.

Burland y Burbidge (1985) proponen un método que es más preciso y menos conservador que el método de Meyerhof Modificado. Sin embargo, sufre las incertidumbres del ensayo de penetración estándar.

La mayoría de los métodos para calcular asentamientos se basan en datos limitados. Sin embargo, el método de Burland y Burbidge se fundamenta en una amplia base de datos de registros fiables de asentamientos de estructuras en arena (más de 200). Estos datos fueron procesados por métodos estadísticos para obtener relaciones empíricas en función del promedio del valor de penetración estándar en la profundidad de influencia ($\bar{N}_{60}$).

Para las arenas normalmente consolidadas con respecto a la superficie del terreno original y para los valores de carga q mayor que σ'_{vo} , el asentamiento se calcula con la Ecuación 3.14 y para valores de q menores a σ'_{vo} , el asentamiento se calcula con la Ecuación 3.15.

$$S_c = B^{0.75} \frac{1.7}{\bar{N}_{60}^{1.4}} \cdot \left(q - \frac{2}{3} \sigma'_{vo} \right) \quad \text{Ecuación 3.14}$$

$$S_c = \frac{1}{3} B^{0.75} \frac{1.7}{\bar{N}_{60}^{1.4}} \cdot q \quad \text{Ecuación 3.15}$$

donde:

S_c : Asentamiento en m.

q : Presión de soporte neto.

σ'_{v0} : Esfuerzo vertical efectivo hasta la base de la cimentación.

B : Ancho de la cimentación

$\bar{N}_{60}$: Valor promedio de N_{60} en la profundidad de influencia.

El valor de $\bar{N}_{60}$ es el valor promedio de los valores de N_{60} entre la base de la cimentación y la profundidad de influencia.

La profundidad de influencia bajo la base de la cimentación está en función de los valores de N_{60} . Si los valores N_{60} son constantes y aumentan con la profundidad, la profundidad de influencia Z_I se calcula con la Ecuación 3.16.

$$Z_I = B^{0.75} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

donde:

Z_I : Profundidad de influencia.

B : Ancho de la cimentación.

Si N_{60} es decreciente, $Z_I = 2B$

Se define el coeficiente de compresión del suelo $\bar{m}_v$ dentro de la profundidad de influencia Z_I de la carga sobre la base.

$$\bar{m}_v = \frac{1.7}{(\bar{N}_{60})^{1.4}} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

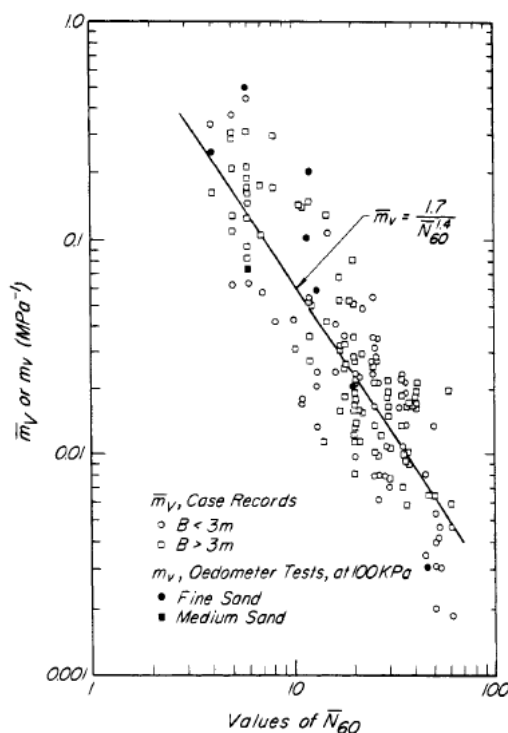


Figura 3.10. Relación entre valores promedio de penetración estándar $\bar{N}_{60}$ y la compresibilidad $\bar{m}_v$ de la arena (Datos de Burland y Burbidge, 1985).

La Ecuación 3.14 y la Ecuación 3.15 son aplicables a cimentaciones cuadradas. Sobre la base de un análisis estadístico de los registros de asentamientos, Burland y Burbidge obtuvieron la Ecuación 3.18 entre los asentamientos de cimentaciones rectangulares y los asentamientos de cimentaciones cuadradas. Para cimentaciones corridas el asentamiento es 1.56 veces mayor que en una cimentación cuadrada.

$$S_c(L/B > 1) = S_c(L/B = 1) \left[\frac{1.25 L/B}{L/B + 0.25} \right]^2 \quad \text{Ecuación 3.18}$$

3.6.3 Potencial de licuación

Otra aplicación del valor N del SPT es en la estimación del potencial de licuación de depósitos arenosos, siempre que los datos obtenidos representen suficientemente la variabilidad de las fases granulométricas.

La licuación de un suelo saturado sobreviene como resultado de un rápido incremento de la tensión intersticial, derivado de la acción de un esfuerzo cíclico de las ondas sísmicas. La presión del fluido que ocupa los poros puede alcanzar un valor tal que anule la presión efectiva del suelo, que pasa a comportarse como un fluido.

El potencial de licuación depende de la relación entre el esfuerzo de corte cíclico medio que actúa sobre planos horizontales del suelo durante la carga sísmica y los esfuerzos efectivos verticales que actúan sobre el suelo antes de dicha carga.

El análisis basado en la metodología simplificada propuesta por Seed e Idriss (1971), el cual es normalmente denominado procedimiento simplificado. Este método es el de mayor uso y consiste en los siguientes pasos:

3. Tipo de suelo apropiado: el primer paso es determinar si el suelo tiene la habilidad de licuar durante un sismo.
4. Nivel freático: el suelo debe estar bajo el nivel freático. El análisis de licuación se puede realizar si se sabe que el nivel freático podría subir en un futuro y dejar el suelo saturado.
5. Relación de tensiones cíclicas, CSR inducido por un sismo: si el suelo presenta las dos condiciones anteriores, se puede realizar el procedimiento simplificado. Se procede a determinar la relación de esfuerzo cíclico (CSR, *cyclic stress ratio*) que será inducida por un terremoto.

La mayor incógnita en el cálculo de CSR es la aceleración horizontal pico del suelo $a_{\max}$ que debe ser usada en el análisis y será determinada en función a la historia sísmica de la zona, reglamentos y códigos locales, el más grande terremoto que pueda darse en la zona, o la probabilidad de que este se dé en un tiempo determinado. En la norma E 030 peruana la aceleración pico para la ciudad de Piura (costa del Perú) es 0.4 g.

6. Relación de Resistencia cíclica, CRR del ensayo de penetración estándar: usando este ensayo, la relación de resistencia cíclica (CRR, *cyclic resistance ratio*) de un suelo in situ puede ser determinada. Si el CSR inducido por un terremoto es mayor que el CRR determinado con el SPT, es probable que la licuación ocurra durante un terremoto.
7. Factor de seguridad (FS): el paso final es determinar el factor de seguridad contra la licuación, el cual es definido como:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

3.6.3.1. Relación de tensiones cíclicas CSR

Para desarrollar la ecuación para CSR, se asume una columna de suelo de ancho y longitud unitaria desde la superficie del terreno, la cual se moverá como un cuerpo rígido en respuesta a la máxima aceleración horizontal a_{max} provocada por el terremoto en la superficie del terreno.

Ya que la columna de suelo no actúa como un cuerpo rígido durante un terremoto, sino que es deformable, Seed e Idriss incorporaron un factor de reducción por profundidad r_d .

Seed e Idriss (1971)²⁸ propusieron la siguiente expresión para el cálculo del CSR:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot r_d \quad \text{Ecuación 3.20}$$

donde:

τ_{av} : Tensión de corte promedio.

a_{max} : Aceleración pico horizontal en la superficie del terreno generada por el sismo.

g : Aceleración de la gravedad.

σ_{vo} y σ'_{vo} : Tensiones verticales totales y efectivas respectivamente.

r_d : Coeficiente de reducción de tensiones, debido a la flexibilidad del suelo.

Asimismo, proponen calcular el coeficiente de reducción usando la Ecuación 3.21.

$$\begin{aligned} r_d &= 1 - 0.01z && \text{Para } z \leq 10 \text{ m} \\ r_d &= 1.15 - 0.025z && \text{Para } z > 10 \text{ m} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Siendo z , la profundidad de análisis.

²⁸ Seed, H. B. and Idriss, I. M. "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division" ASCE, 97(SM9). Año 1971. pp 1249-1273.

3.6.3.2. Relación de resistencia cíclica CRR

Debido a que el número de golpes de SPT, N_{60} , para una determinada arena es una función efectiva de la presión de sobrecarga, los valores medidos se convierten en un número de golpe $(N_1)_{60}$ correspondiente a un nivel de presión de sobrecarga efectiva. Sobre la base de un ensayo de laboratorio y de los datos de campo Liao y Whitman (1985) propone la relación entre la resistencia a la penetración (N) y la presión de sobrecarga efectiva.

$$N_1 = N \left(\frac{10}{\sigma'_{vo}} \right)^{1/2}$$

Ecuación 3.22

donde σ'_{vo} se encuentra en ton/m^2 .

Los valores de $(N_1)_{60}$ se calcula mediante la Ecuación 3.22.

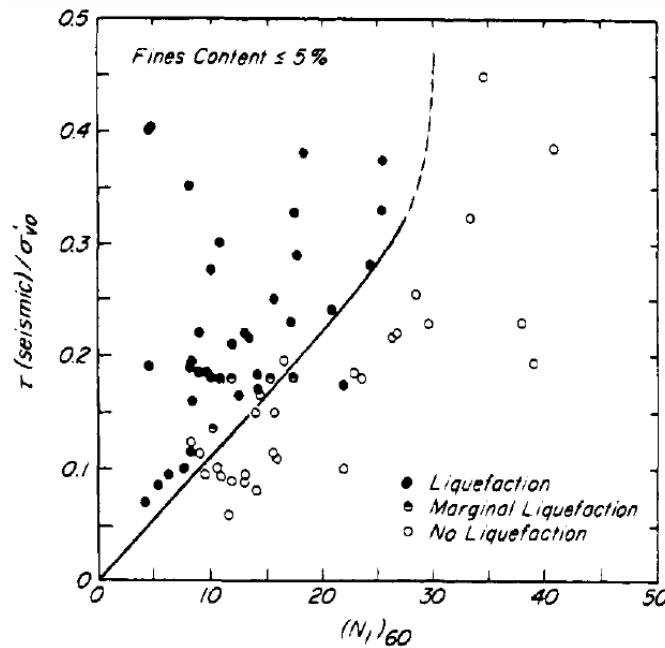


Figura 3.11. Las evidencias de campo de la licuefacción y no licuefacción se resumen en esfuerzo cortante sísmico y esfuerzo efectivo (Seed et al. 1971).

La relación entre el rendimiento cíclico, el esfuerzo efectivo (S_u / σ'_{vo}) y $(N_1)_{60}$ puede ser definida, hasta $(N_1)_{60} = 20$, por una línea que separa las arenas licuables de las no licuables, como se muestra en la Figura 3.11. El rendimiento cíclico se calcula con la Ecuación 3.23

$$CRR = [S_u / \sigma'_{vo}]_{7.5} = 0.011(N_1)_{60}$$

Ecuación 3.23

3.6.3.3. Factor de seguridad contra la licuación

Si la relación de esfuerzo cíclico causada por un terremoto CSR, es mayor que la relación de la resistencia cíclica CRR, la licuación podría ocurrir durante dicho terremoto. El factor de seguridad contra la licuación FS es definido como en se indica en la Ecuación 3.19.

Mientras mayor sea FS, mayor es la resistencia del suelo a la licuación. Sin embargo, un suelo que tenga FS ligeramente mayor a 1, podría licuar. Por ejemplo si un estrato inferior licua, el flujo ascendente de agua podría hacer licuar a estratos con un FS ligeramente mayores a 1.

Capítulo 4

Teoría de la Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico

El Capítulo 4 presenta cómo se realizan los análisis de fiabilidad, los resultados del comportamiento de las distribuciones de probabilidad, una descripción de la distribución normal, algunos pasos y aproximaciones en el análisis de fiabilidad y por último, el método de series de Taylor, el cual proporciona a detalle los pasos para calcular el factor de seguridad más probable y su probabilidad de falla.

Este análisis de confiabilidad presenta la incertidumbre en un contexto geotécnico y trata la incertidumbre en las propiedades aplicadas en ingeniería y la variación espacial de los suelos.

4.1 Análisis de Confiabilidad

El análisis de confiabilidad propone la relación entre las cargas que un sistema debe llevar y su capacidad para llevar esas cargas. Tanto las cargas y la resistencia pueden ser inciertas, por lo que el resultado de su interacción es también incierto. Hoy en día, es común expresar la confiabilidad en la forma de un índice de fiabilidad, que puede estar relacionado con una probabilidad de falla. Cabe entenderse en este contexto que “falla” incluye no sólo la falla catastrófica - como en el caso de un deslizamiento de tierra - sino también, “cualquier diferencia inaceptable entre el rendimiento esperado y el observado”²⁹.

En el contexto de esta tesis, la carga a la que está expuesto un sistema de ingeniería es Q y la resistencia es R . La “carga” y la “resistencia” deben ser tomadas en un sentido amplio, es decir, que incluyen no sólo las fuerzas y los parámetros resistentes, sino también la filtración, la licuación, y cualquier otro fenómeno que podría convertirse en consideración de diseño. Los valores de R y Q son inciertos, por lo que estas variables tienen media o valores esperados, varianzas y covarianzas.

La notación de los parámetros utilizados para caracterizar la incertidumbre de la carga y de la resistencia se presenta en la Tabla 4.1.

²⁹ Leonards, G. A. “Investigation of failures.” Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 108(No. GT2), Año 1975. pp 187–246.

Tabla 4.1. Nomenclatura de las diferentes relaciones estadísticas.

$\mu_R, \mu_Q :$	Valores promedio de R y Q, respectivamente
$E[R], E[Q] :$	Valores esperados de R y Q, respectivamente, iguales a μ_R, μ_Q
$\sigma_R, \sigma_Q :$	Desviación estándar de R y Q, respectivamente
$\Omega :$	Coeficiente de variación $= \sigma/\mu$
$\sigma_R^2, \sigma_Q^2 :$	Varianzas de R y Q, respectivamente, también denotadas $\text{Var}[R], \text{Var}[Q]$
$\rho_{RQ} :$	Coeficiente de correlación entre R y Q

Para valorar la fiabilidad de un proyecto geotécnico se necesita de los siguientes conceptos:

El margen de seguridad, M, que es la diferencia entre la resistencia y la carga (Ecuación 4.1):

$$M = R - Q \quad \text{Ecuación 4.1}$$

De las definiciones elementales de la media y la varianza, se deduce que, independientemente de las distribuciones de probabilidad de R y Q el valor medio es:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_Q \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Y la varianza de M es:

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_Q^2 - 2\rho_{RQ}\sigma_R\sigma_Q \quad \text{Ecuación 4.3}$$

El índice de fiabilidad, β está definido como:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2 - 2\rho_{RQ}\sigma_R\sigma_Q}} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Que expresa la distancia del valor medio del margen de seguridad con respecto a su valor crítico ($M = 0$) en unidades de desviación estándar. Si la carga y la resistencia no están correlacionados, el coeficiente de correlación es cero, y:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

En la Figura 4.1 se grafica las distribuciones de probabilidad típica de R y Q³⁰. La Figura 4.2 (a) muestra la distribución de probabilidad resultante de M. La probabilidad de fallo se debe a la probabilidad de que M es inferior a 0, que es el área sombreada en la Figura 4.2 (b).

³⁰ Baecher, Gregory B.; Christian, John T. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. USA: Copyright 2003. pp 304.

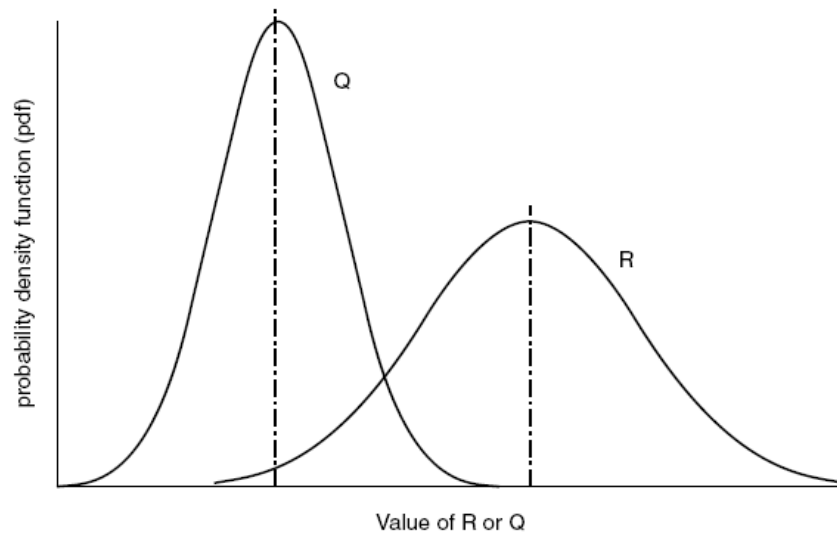
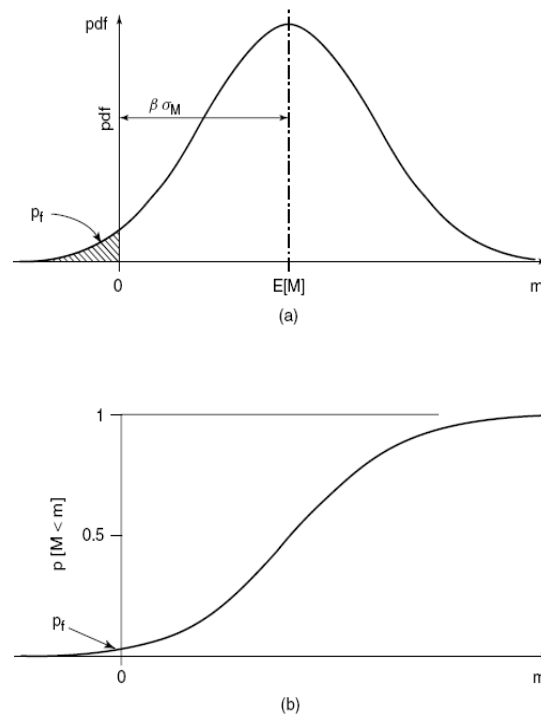


Figura 4.1. Densidad de probabilidad típica para resistencia R y carga Q.



**Figura 4.2 (a). Densidad de probabilidad acumulada de M.
(b). Probabilidad de M por margen.**

La Figura 4.2 (b) muestra la distribución acumulada correspondiente a la función de distribución de la Figura 4.2 (a). Note que el área bajo la curva del lado izquierdo del eje en (a) es la probabilidad de falla indicada en (b). La probabilidad de fracaso es la intersección de la función de distribución acumulada con el eje vertical en $M = 0$.

En el caso particular de que R y Q se distribuyen normalmente, M tiene también una distribución normal. Así, el índice de fiabilidad β , que define la distancia del valor esperado de M con su valor crítico a través de la desviación estándar, es una variable normal estandarizada, generalmente designada como Z. La distribución normal

estandarizada, tiene media cero y desviación estándar la unidad. Esta distribución es ampliamente tabulada³¹ y las hojas de cálculo modernas la incluyen como una función.

Por lo general, la tabulación expresa el área bajo la curva de distribución normal estandarizada o integral Φ de la distribución normal estandarizada entre los valores $-\infty$ y los valores positivos del parámetro Z . La probabilidad de falla P_f es la integral entre $-\infty$ y los valores del parámetro Z situado debajo del valor medio, es decir, los valores negativos de Z . Debido a la simetría de la distribución Normal, P_f es simplemente $1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta)$

Los ingenieros geotécnicos están más acostumbrados a trabajar con el factor de seguridad, FS definido por:

$$FS = R/Q \quad \text{Ecuación 4.6}$$

La falla se produce cuando FS es igual a 1, y el índice de fiabilidad se define por:

$$\beta = \frac{E[FS] - 1}{\sigma_{FS}} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

Los cálculos del índice de fiabilidad son más difíciles cuando se expresa en términos del factor de seguridad porque FS es la relación de dos cantidades inciertas, mientras que M es su diferencia. Para evitar este problema, algunos investigadores han empleado la distribución lognormal, de este modo el logaritmo de la relación se convierte en la diferencia entre los logaritmos. Entonces, la formulación es idéntica a las ecuaciones (Ecuación 4.1 - Ecuación 4.5).

4.2 Resultados del comportamiento de las diferentes distribuciones

Cualquiera de los dos, M o FS puede describir el comportamiento de una estructura geotécnica, por lo tanto uno u otro llega a ser llamado función de rendimiento. En la Tabla 4.2 se dan los valores de la probabilidad de fallo para varias distribuciones de la función de rendimiento y de un rango de valores del índice de fiabilidad. La misma información se representa en la Figura 4.3. El caso “normal” se aplica cuando M está normalmente distribuida.

También se aplica cuando el logaritmo de FS se distribuye normalmente y la desviación estándar del logaritmo de FS se puede calcular. El caso “triangular” se aplica cuando M tiene una distribución triangular simétrica. El caso “Lognormal” surge cuando β es definido por la Ecuación 4.7 en función de FS, pero FS posee una distribución lognormal.

La relación entre β y la probabilidad de falla es única, pero depende del coeficiente de variación (Ω) de FS (Ecuación 4.8):

$$\Omega(FS) = \frac{\sigma_{FS}}{E(FS)} \quad \text{Ecuación 4.8}$$

³¹ Abramowitz, M. y Stegun, I. A. Handbook of Mathematical Functions with formulas, graphs and mathematical tables. Washington: U.S. Government Printing Office, Junio 1964. 1946 p.

Los resultados muestran tres valores de Ω : 0.05, 0.10 y 0.15.

Tabla 4.2. Probabilidad de falla para varias funciones de distribución.

Reliability index	Probability of failure				
	Normal distribution	Triangular distribution	LogNormal distribution		
			$\Omega = 0.05$	$\Omega = 0.10$	$\Omega = 0.15$
0.0	5.000×10^{-1}	5.000×10^{-1}	5.100×10^{-1}	5.199×10^{-1}	5.297×10^{-1}
0.5	3.085×10^{-1}	3.167×10^{-1}	3.150×10^{-1}	3.212×10^{-1}	3.271×10^{-1}
1.0	1.586×10^{-1}	1.751×10^{-1}	1.583×10^{-1}	1.571×10^{-1}	1.551×10^{-1}
1.5	6.681×10^{-2}	7.513×10^{-2}	6.236×10^{-2}	5.713×10^{-2}	5.111×10^{-2}
2.0	2.275×10^{-2}	1.684×10^{-2}	1.860×10^{-2}	1.437×10^{-2}	1.026×10^{-2}
2.5	6.210×10^{-3}	0.0	4.057×10^{-3}	2.298×10^{-3}	1.048×10^{-3}
3.0	1.350×10^{-3}	0.0	6.246×10^{-4}	2.111×10^{-4}	4.190×10^{-5}
3.5	2.326×10^{-4}	0.0	6.542×10^{-5}	9.831×10^{-6}	4.415×10^{-7}
4.0	3.167×10^{-5}	0.0	4.484×10^{-6}	1.977×10^{-7}	6.469×10^{-10}
4.5	3.398×10^{-6}	0.0	1.927×10^{-7}	1.396×10^{-9}	4.319×10^{-14}
5.0	2.867×10^{-7}	0.0	4.955×10^{-9}	2.621×10^{-12}	

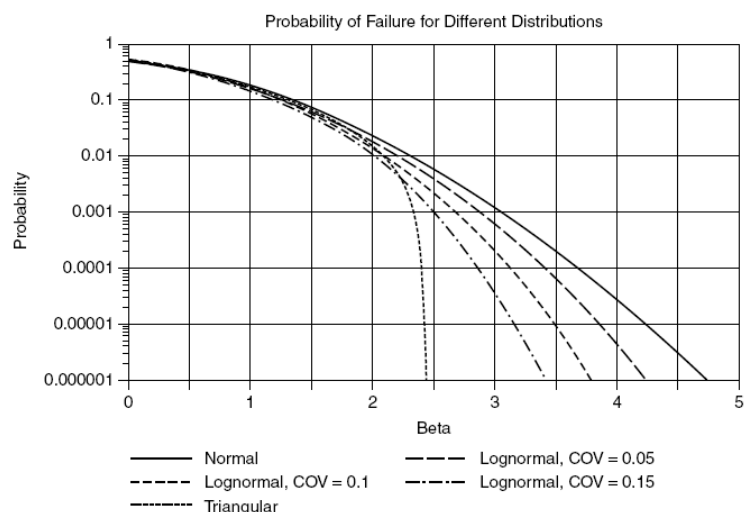


Figura 4.3 Probabilidad de falla vs. Índice de fiabilidad para varias distribuciones.

La Tabla 4.2 y la Figura 4.3³² muestran la mayor parte de la gama del índice de fiabilidad, el supuesto de una distribución normal es conservador y, para los valores de β menores o alrededor de 2, presenta poca diferencia entre los resultados. Para valores de β menores a 0.5, la probabilidad de falla es en realidad un poco más grande para la distribución normal que para las demás. Estos resultados sugieren que es razonable suponer una distribución normal cuando falta más información y que la hipótesis probablemente sobreestima la probabilidad de falla.

Un argumento a favor del uso de la distribución normal y de relacionar la variable normal estandarizada z al índice de fiabilidad β , es el teorema del límite central. Este teorema es un resultado fundamental de la teoría de la probabilidad, que afirma que la distribución de la suma de un gran número de variables aleatorias converge a una distribución normal.

³² Baecher, Gregory B.; Christian, John T. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. USA: Copyright 2003. pp 306-307.

El teorema del límite central es un concepto probabilístico básico desarrollado por Laplace³³. Mientras hay un número bastante grande de variables, sin una variable dominante y que las variables no dependan una de la otra, el teorema se aplica sólo con las condiciones básicas, independientemente de las distribuciones de las variables individuales. Una extensión de este argumento es que los fenómenos geológicos y geotécnicos son determinados por las contribuciones combinadas de un gran número de efectos pequeños y, por tanto, que la distribución de los efectos generales debe ser normal.

Un argumento diferente es que estas combinaciones no son la suma de los efectos individuales, pero sí su producto, en cuyo caso la distribución resultante refleja la suma de los logaritmos y se distribuyen de forma lognormal. La mayoría de los investigadores están de acuerdo, que es razonable suponer que M posee una distribución normal. Sin embargo, algunas variables geotécnicas se aplican a otras distribuciones, como por ejemplo, la probabilidad de exceder una aceleración sísmica en particular es a menudo representada por una función exponencial.

Uno de los argumentos contra el uso de una distribución normal es que permite los valores negativos, que son obviamente imposibles para FS, mientras que la distribución logarítmica normal no admite valores negativos. El problema con este argumento es que el error introducido por parte de la distribución normal que tiene valores negativos de FS es casi siempre tan pequeño que no tiene prácticamente ningún efecto sobre los resultados. Por ejemplo, en la práctica 1.25 es un valor relativamente bajo de $E[FS]$, y 0.25 es un valor relativamente grande de σ_{FS} . Estos corresponden a $\beta=1$ y $P_f = 1.59 \times 10^{-1}$. Un cuadro de la distribución normal estandarizada muestra que la probabilidad de que $FS < 0$ es de 2.9×10^{-7} , que es insignificante en comparación con el cálculo de la probabilidad de falla. Por lo tanto, en la práctica, este argumento tiene poco mérito.

4.3 Distribución normal

En investigaciones realizadas sobre una gran cantidad de variables aleatorias continuas y variables geotécnicas, se ha visto que éstas poseen una distribución bastante simétrica en forma de campana, como se ve en la Figura 4.4.

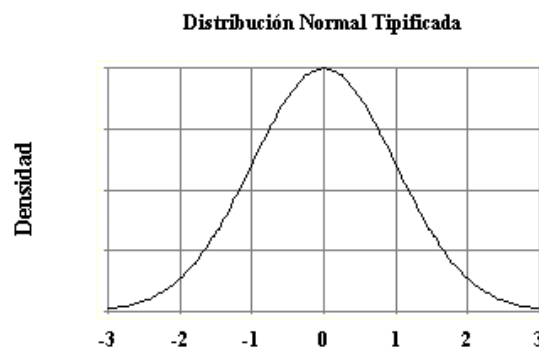


Figura 4.4. Distribución simétrica en forma de campana

³³ Stigler, S. M. The History of Statistics: The Measurement of Uncertainty before 1900. Cambridge y Londres: Harvard University Press, 1986.

Las variables aleatorias, pueden analizarse tomando como modelo una función denominada función densidad normal de probabilidad.

La función densidad normal de probabilidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Su representación gráfica, conocida como curva normal o “campana de Gauss”, se muestra en la Figura 4.5.

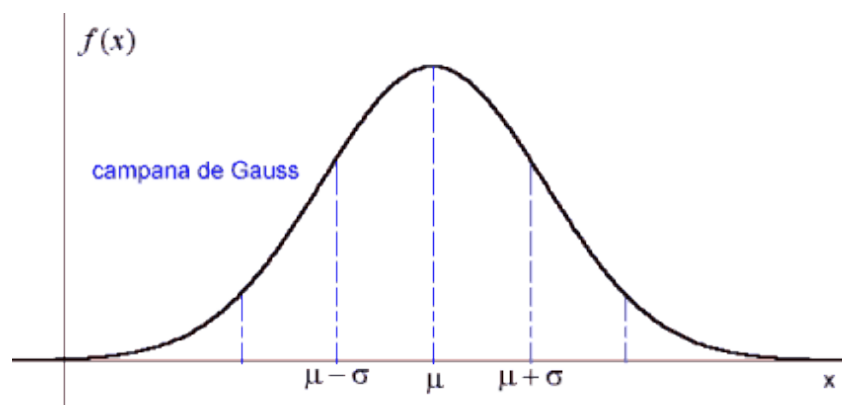


Figura 4.5. Curva normal o campana de Gauss

La curva normal es simétrica y asintótica al eje x. Además puede comprobarse, integrando la función $f(x)$, que el área bajo la curva normal es igual a uno.

Los parámetros μ y σ representan la media y la desviación estándar, respectivamente de la variable aleatoria X , y determinan la posición y la forma (variabilidad) de la función $f(x)$.

En la Figura 4.6 se puede apreciar cómo cambia la posición de la curva normal al variar la media. Se ve que: $\mu_1 < \mu_2 < \mu_3$; y que las tres desviaciones estándar son iguales.

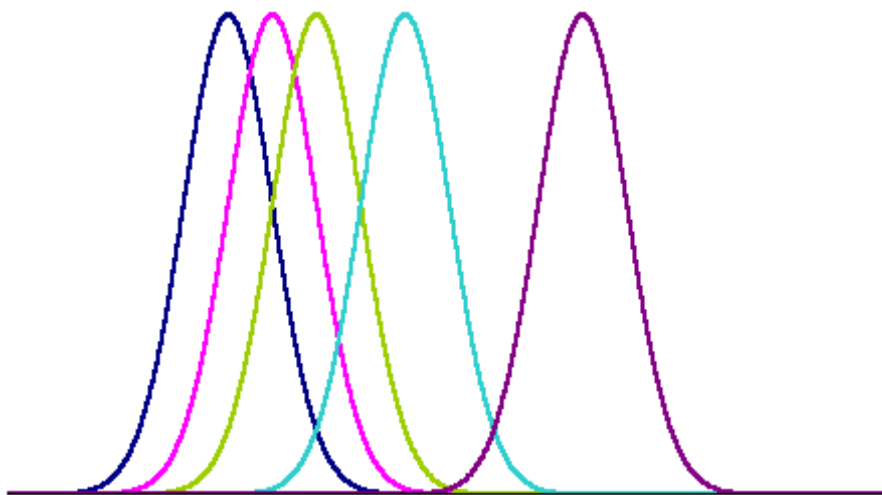


Figura 4.6. Distribuciones normales con distintas medias e igual desviación estándar.

En la Figura 4.7 se ve, en cambio, como cambia la forma de la curva al cambiar la desviación estándar. Evidentemente, si aumenta la desviación estándar, la curva normal se hace más ancha, y por lo tanto más baja. Recuerdese que el área bajo cualquier curva normal es siempre igual a uno. Se puede apreciar que: $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$, y que las tres medias son iguales.

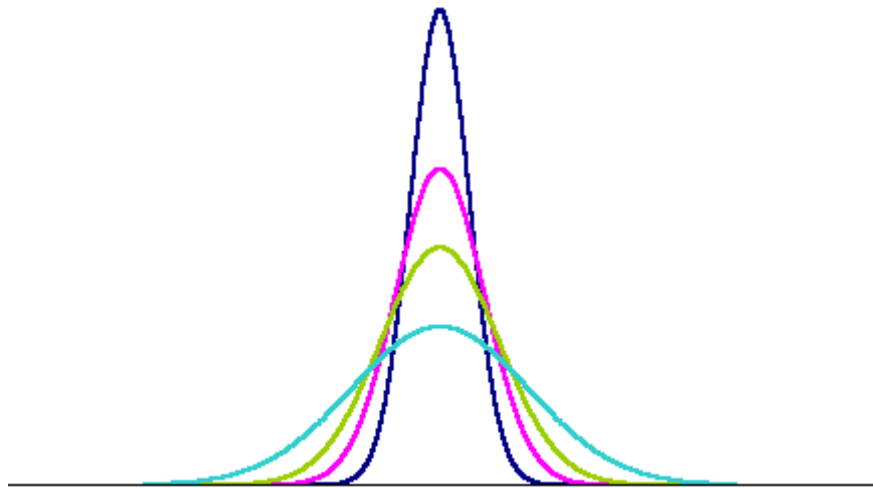


Figura 4.7. Distribuciones normales con distinta desviación estándar e igual media.

4.3.1. La forma estandarizada

La ventaja de tomar la función densidad normal de probabilidad como modelo de muchas distribuciones está en la facilidad de calcular probabilidades.

Considerando la diversidad de variables cuya distribución es normal, se hace necesario emplear una función densidad normal que sea independiente de los valores y unidades que puedan tomar dichas variables. Para esto, se define la variable estandarizada, Z , en la Ecuación 4.10.

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

Esta variable estandarizada mide el número de desviaciones estándar que un valor de X se desvía de la media μ .

Para esta variable estandarizada, se define la función densidad normal estandarizada, cuya representación gráfica, conocida como curva normal estandarizada, se aprecia en la Figura 4.8.

$$\varphi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}z^2} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

El área bajo la curva estandarizada es también igual a uno; la media es cero y la desviación estándar uno. El empleo de esta forma estandarizada ha permitido construir

una única tabla para calcular probabilidades, en vez de hacerlo para cada una de las infinitas funciones densidad normal de probabilidad que existen.

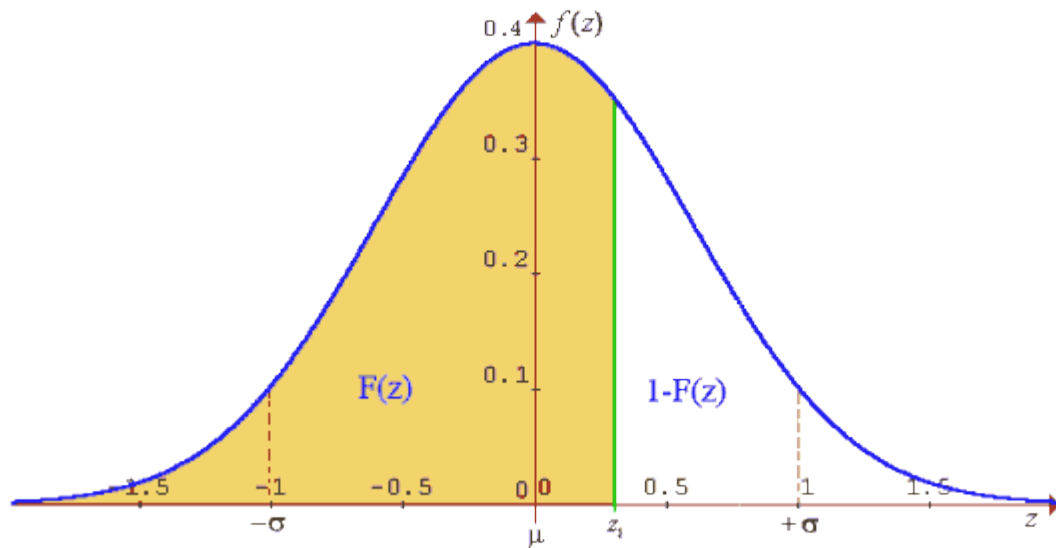


Figura 4.8. Curva normal estandarizada.

4.3.2. Propiedades de la curva normal

La curva normal es simétrica y asintótica al eje de abscisas (X o Z).

Presenta:

Un máximo para $x = \mu, (z = 0)$

Puntos de inflexión para $x = \mu - \sigma, (z = -1)$
 $x = \mu + \sigma, (z = +1)$

Se puede determinar qué:

$$\int_{\mu-\sigma}^{\mu+\sigma} f(x)dx = \int_{-1}^{1} \phi(z)dz = 0.6826$$

$$\int_{\mu-2\sigma}^{\mu+2\sigma} f(x)dx = \int_{-2}^{2} \phi(z)dz = 0.9544$$

$$\int_{\mu-3\sigma}^{\mu+3\sigma} f(x)dx = \int_{-3}^{3} \phi(z)dz = 0.9974$$

Estas áreas nos dan buena idea de cómo es una distribución normal. La primera integral nos indica que el 68.26% de los datos de una población normal se alejan de la media una cantidad menor que una desviación estándar. La segunda integral nos indica que el 95.44% de los datos de una población normal se alejan de la media una cantidad menor que dos desviaciones estándar. La tercera integral nos indica que el 99.74% de los datos de una población normal se alejan de la media una cantidad menor que tres desviaciones estándar.

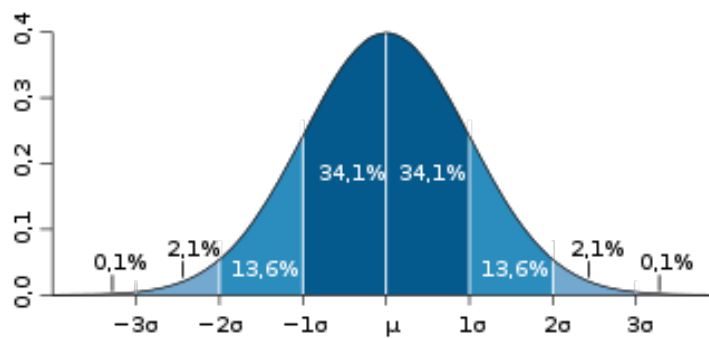


Figura 4.9. Valor del área bajo la curva de distribución normal.

De esto se puede afirmar que, con muy buena aproximación, casi el 100% de los datos de una distribución normal están comprendidos entre $\mu - 3\sigma$ y $\mu + 3\sigma$.

4.4 Pasos y aproximaciones en el análisis de confiabilidad

Cada parte del análisis de fiabilidad podría llevarse a cabo con exactitud, y los pasos llevan a la perfección en sí. Los problemas reales no son tan simples. El análisis no puede ser tratable, y las aproximaciones pueden ser necesarias en cualquier o todos los pasos.

Para explicar lo que está involucrado en los diferentes enfoques para los cálculos de fiabilidad, es útil establecer las medidas de forma explícita. El objetivo del análisis es estimar la probabilidad de falla, entendiéndose como “falla” puede afectar a cualquier rendimiento inaceptable. Los pasos son:

1. Establecer un modelo analítico. Debe haber alguna forma de calcular el margen de la seguridad, factor de seguridad, u otra medida de rendimiento. Puede ser tan simple o puede ser un procedimiento de cálculos elaborados. Puede existir el error, la incertidumbre, o sesgo en el modelo analítico, que puede explicarse en el análisis de fiabilidad. Por ejemplo, las conocidas fórmulas de la capacidad de carga son cada vez más conservadoras y, por tanto sistemáticamente poseen mayor desviación estándar.
2. Descripción de estimación estadística de los parámetros. Los parámetros incluyen no sólo a las propiedades geotécnicas de los materiales, sino también las cargas y la geometría. Normalmente, los parámetros son descritos por sus medias, varianzas y covarianzas, pero otra información, como los parámetros de correlación espacial o asimetría pueden ser incluidos. Las formas de las distribuciones de los parámetros pueden ser importantes.
3. Calcular momentos estadísticos de la función de rendimiento. Normalmente, implica el cálculo de la media y la varianza de la función de rendimiento. Los casos más prácticos requieren de aproximación.
4. Calcular el índice de fiabilidad. El procedimiento de cálculo combina este paso con el paso 3.

5. Calcular la probabilidad de falla. Si la función tiene un rendimiento bien definido la descripción probabilística, tal como la distribución normal, se trata de un cálculo simple. En muchos casos, la distribución no es conocida o la intersección de la función de rendimiento con la descripción probabilística de los parámetros no es simple. En estos casos, el cálculo de la probabilidad de falla es probable que incluya nuevas aproximaciones.

El ingeniero que está llevando a cabo un análisis de fiabilidad debe entender que la mayoría de los métodos prácticos de estos análisis implican aproximaciones, incluso una o más medidas son exactas.

4.5 Series de Taylor. Método de cálculo

La evaluación de la incertidumbre en el valor calculado del margen de seguridad y del índice de fiabilidad que resulta es un caso especial de la propagación de errores. La idea básica es que las incertidumbres en los valores de los parámetros se propagan por el resto del cálculo y afectan el resultado final. Cada uno de estos pasos implica algún error e incertidumbre propia, y las incertidumbres en las medidas originales de las propiedades del suelo afectan a los números calculados en cada paso posterior.

El estudio de la propagación de errores tiene el fin de tratar racionalmente con este problema. Hay una extensa literatura sobre este tema, pero el libro de Taylor (1997) es una introducción práctica excelente.

El tratamiento de la propagación de error empieza por reconocer que el resultado de los cálculos puede considerarse una función g (Ecuación 4.12) de los parámetros de entrada y varias variables, $(X_1, X_2, \dots, X_n)$ evaluadas en los puntos $(x_1, x_2, \dots, x_n)$:

$$g = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad \text{Ecuación 4.12}$$

Si sólo hay una variable independiente X y el valor de g es conocido para un valor de X , digamos $\bar{X}$, entonces el valor de g se puede encontrar para cualquier otro valor x usando la conocida serie de Taylor (Ecuación 4.13):

$$g(x) = g(\bar{X}) + \frac{1}{1!}(x - \bar{X}) \cdot \frac{dg}{dx} + \frac{1}{2!}(x - \bar{X})^2 \cdot \frac{d^2g}{dx^2} + \frac{1}{3!}(x - \bar{X})^3 \frac{d^3g}{dx^3} + \dots \quad \text{Ecuación 4.13}$$

Esta ecuación es exacta, cuando se utilizan todos los términos hasta el infinito. En las aplicaciones prácticas x es elegido para estar cerca de $\bar{X}$, para que los términos de orden superior se hagan más pequeños y la serie pueda terminar después de unos pocos términos. Sin embargo, en algunas aplicaciones de la fiabilidad $(x - \bar{X})$ puede no ser pequeño, generando complicaciones.

En el estudio de la propagación de error suele aparecer más de una variable independiente, por lo que es necesaria una generalización de la Ecuación 4.10. Además, el valor inicial de cada variable independiente X_i , es generalmente considerado como su valor medio, μ_{X_i} . Hay varias formas equivalentes de la serie de Taylor para múltiples variables, pero la fórmula más conveniente es la que se muestra en la Ecuación 4.14.

$$\begin{aligned}
g(x_1, x_2, \dots, x_n) = & g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \frac{1}{1!} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_{x_i}) \frac{\partial g}{\partial x_i} \\
& + \frac{1}{2!} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (x_i - \mu_{x_i})(x_j - \mu_{x_j}) \frac{\partial^2 g}{\partial x_i \partial x_j} \\
& + \frac{1}{3!} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (x_i - \mu_{x_i})(x_j - \mu_{x_j})(x_k - \mu_{x_k}) \frac{\partial^3 g}{\partial x_i \partial x_j \partial x_k} + \dots
\end{aligned}$$

Ecuación 4.14

Las derivadas parciales se toman en $\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots$, etc.

A partir de la serie de Taylor se han generado una serie de pasos (Duncan, 2000) a seguir para calcular la probabilidad de falla de manera numérica.

Los pasos implicados al usar el método de la serie del Taylor³⁴ son:

1. Se determina el valor más probable de los parámetros implicados y se calcula el factor de seguridad por el método normal. Éste es FS_{MLV} .
2. Se estima las desviaciones estándar de los parámetros que implican incertidumbre, usando cualquiera de los siguientes métodos:

Cálculo de datos

Si se tiene disponible la cantidad de datos suficientes, se puede utilizar la fórmula de σ de una muestra para calcular el valor de desviación estándar:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum [(x_i - \bar{x})^2]}{N - 1}}$$

Ecuación 4.15

Donde: σ = desviación estándar; x_i = valor del i-ésimo parámetro (x); $\bar{x}$ = valor medio del parámetro x ; y N = número de valores de x (el tamaño de la muestra).

La mayoría de las calculadoras científicas y programas de computadora calculan la desviación estándar usando la Ecuación 4.15.

Si el único método para determinar el valor de desviación estándar fuera con el uso de la Ecuación 4.15, los análisis de confiabilidad no serían muy aplicables en la ingeniería geotécnica, porque en la mayoría de los casos la cantidad de datos es escasa. Para poder aplicar un análisis de confiabilidad, en el que las cantidades de datos son limitadas y se estiman muchas características usando correlaciones, es necesario utilizar otros métodos para calcular el valor de desviación estándar.

³⁴ Duncan, Michael. "Factors of safety and reliability in geotechnical engineering". Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Abril 2000. pp 307-316, 700-721.

Valores Publicados

Un acercamiento para estimar valores de desviación estándar cuando los datos necesarios no están disponibles para calcular σ , usando la Ecuación 4.15 es utilizar las estimaciones basadas en los valores publicados, que se expresan convenientemente en los términos del coeficiente de variación, Ω :

$$\Omega = \frac{\text{Desviación estándar}}{\text{Valor promedio}} = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad \text{Ecuación 4.16}$$

Y la desviación estándar puede ser calculada como:

$$\sigma = \Omega \cdot \bar{x} \quad \text{Ecuación 4.17}$$

Regla de Tres Sigma

Esta regla fue descrita por Dai y Wang (1992), se basa en el hecho que el 99,74% de todos los valores distribuidos normalmente se alejan tres desviaciones estándar del promedio. Por lo tanto, si HCV es el valor posible más alto del parámetro, y el LCV es el valor posible más bajo del parámetro, éstos se encuentran aproximadamente a tres desviaciones estándar por encima y por debajo del valor promedio.

La regla de Tres Sigma se utiliza para estimar la desviación estándar con una primera estimación del valor posible más alto y más bajo del parámetro, y luego se divide la diferencia entre ellos, por seis:

$$\sigma = \frac{\text{HCV} - \text{LCV}}{6} \quad \text{Ecuación 4.18}$$

Donde: HCV = valor posible más alto del parámetro, y el LCV = valor posible más bajo del parámetro.

Con la regla 3σ es posible estimar la desviación estándar usando las mismas cantidades y tipos de datos que se utilicen para los análisis geotécnicos convencionales. La regla de tres-sigma puede ser aplicada cuando los datos disponibles son limitados. Puede también ser utilizada para juzgar el carácter razonable de los coeficientes de variación de fuentes publicadas, considerando que el valor posible más bajo sería tres desviaciones estándar por debajo de la media y el valor posible más alto sería tres desviaciones estándar por encima de la media. Si estos valores no son razonables se debe realizar algún ajuste.

Una extensión a este método es la propuesta por Burlington y May en el cálculo de desviación estándar para muestras menores a 50.

Consideramos que de una muestra de n observaciones se hace una distribución normal. Se puede calcular los valores máximo y mínimo de la muestra y su diferencia, que es el rango. Este rango esperado de la muestra es una función de la desviación estándar. La Tabla 4.3 muestra el rango esperado en unidades de desviación estándar y en función del tamaño de la muestra n . Así, si hacemos

diez pruebas y se observa algún rango de valores, podemos estimar la desviación estándar como el rango dividido por 3,078. Se debe tener en cuenta que la regla de tres sigma divide la variación por 6.

Tabla 4.3. Número de desviaciones estándar en el rango esperado de la muestra según Burlington y May (1970) ($\sigma = \text{Rango}/N_n$)

n	N_n	n	N_n
2	1.128	12	3.258
3	1.693	13	3.336
4	2.059	14	3.407
5	2.326	15	3.472
6	2.534	16	3.532
7	2.704	17	3.588
8	2.847	18	3.640
9	2.970	19	3.689
10	3.078	20	3.735
11	3.173	30	4.09

Regla de Tres Sigma Gráfica

El concepto de la Regla de Tres Sigma gráfica fue dado por Dai y Wang (1992) que pudo ser extendido por un procedimiento grafico aplicable a algunas situaciones en ingeniería geotécnica, donde el parámetro de interés puede variar con la profundidad.

La Regla de Tres Sigma Gráfica se aplica de la siguiente manera:

- a. Se dibuja una línea recta o una curva con los datos que representan la variación media más probable del parámetro con la profundidad.
 - b. Se dibuja las líneas rectas o las curvas que representan los límites concebibles más altos y más bajos en los datos. Éstos deben incluir todos los datos válidos y una tolerancia dado que la tendencia natural es estimar tales límites demasiado estrechos.
 - c. Se dibujan las líneas rectas o las curvas que representan la media más la desviación estándar y la media menos la desviación estándar. Estas curvas se encuentran a la mitad de distancia entre la línea media y el límite concebible más alto y la línea media y el límite concebible más bajo, respectivamente.
3. Se calcula el factor de seguridad para cada parámetro que intervenga en el análisis de la situación, incrementando el valor más probable en una desviación estándar FS^+ , así como el valor más probable disminuido en una desviación estándar FS^- , manteniendo los valores del resto de parámetros iguales a su valor más probable. Estos cálculos dan lugar a n valores de FS^+ y n valores de FS^- . Esto implica 2n cálculos del FS, siendo n el número de parámetros que intervienen en el cálculo del FS. Usando estos valores de FS^+ y de FS^- se calcula los valores ΔFS para cada parámetro y la desviación estándar del factor de seguridad (σ_{FS}) usando la Ecuación 4.19 y el coeficiente de variación del factor de seguridad ($\Omega(FS)$) usando la Ecuación 4.20.

$$\sigma_{FS} = \sqrt{\left(\frac{\Delta FS_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta FS_2}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta FS_3}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta FS_4}{2}\right)^2}$$

Ecuación 4.19

$$\Omega(FS) = \frac{\sigma_{FS}}{FS_{MLV}}$$

Ecuación 4.20

4. Se utiliza el valor de FS_{MLV} del primer paso y el valor de $\Omega(FS)$ del tercer paso para determinar el índice de fiabilidad β usando la Ecuación 4.21.

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{FS_{MLV}}{\sqrt{1 + \Omega(FS)^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1 + \Omega(FS)^2)}}$$

Ecuación 4.21

Donde, β = índice de fiabilidad lognormal; $\Omega(FS)$ = coeficiente de variación del factor de seguridad; y FS_{MLV} = factor de seguridad más probable.

Cuando β ya es calculado el valor de probabilidad de falla P_f puede ser determinado exactamente de cualquiera de dos maneras:

- a. Usando tablas de la función de distribución normal estándar acumulativa, que se puede encontrar en muchos libros de textos de probabilidad y confiabilidad.
- b. Usando la función incorporada “DISTR.NORMAL.ESTAND” en Excel. La variable de esta función es el índice de fiabilidad, β . En Excel, seleccionar “insertar función”, “estadístico”, elegir “DISTR.NORMAL.ESTAND” y digitar el valor de β .

La probabilidad de falla en porcentaje será $[1 - \Phi(\beta)] * 100$.

Capítulo 5

Aplicación de la teoría de la confiabilidad al suelo característico de Piura a través del SPT

El capítulo 5 presenta el desarrollo de los datos recolectados del LEMC aplicando la teoría de confiabilidad y específicamente el método de series de Taylor. Se describe la muestra seleccionada, las fuentes de sistematización de información y el tratamiento de la información, que consiste en el comportamiento de N y N_1 del suelo de Piura, la clasificación de los suelos por estado de densificación y su distribución por profundidad.

Conociendo el comportamiento de las arenas eólicas del suelo de Piura y con la desviación estándar de los parámetros de este suelo se procede a calcular el factor de seguridad más probable y su probabilidad de falla para tres cálculos geotécnicos. Estos son el potencial de licuación, asentamiento en arenas y capacidad de carga.

5.1 Descripción de la muestra seleccionada

La parte fundamental para realizar este estudio estadístico fue obtener unos resultados confiables y que puedan ser aplicables. Resulta casi imposible o impráctico llevar a cabo algunos estudios sobre toda la población, por lo que la solución es llevar a cabo el estudio basándose en un subconjunto de ésta que le denominamos muestra.

Partimos del concepto de Inferencia estadística que es la rama de la estadística mediante la cual se trata de sacar conclusiones de una población en estudio, a partir de la información que proporciona una muestra representativa de la misma para generar un nuevo conocimiento científico.

La muestra debe lograr una representación adecuada de la población, en la que se reproduzca de la mejor manera los rasgos esenciales de dicha población que son importantes para la investigación. Para que una muestra sea representativa, y por lo tanto útil, debe reflejar las similitudes y diferencias encontradas en la población, es decir ejemplificar las características de ésta.

Para este estudio en particular, la muestra fue los datos disponibles en el LEMC, aquellos SPT que se hayan realizado en el distrito de Piura y cuyo perfil estratigráfico presente arenas pobremente graduadas (SP) en 4 ó más metros de profundidad.

La muestra obtenida desde los inicios del LEMC hasta Marzo de 2010 se presenta en el plano PU-01.

Se esperaba que dentro de la muestra se encuentren dos tipos de comportamiento del suelo:

- Un incremento en función de la profundidad, es decir, que el valor de penetración estándar (N) aumente conforme se profundiza en la exploración.
- Un comportamiento errático con la profundidad, es decir, que el valor de penetración estándar (N) no tiene una ley de variación.

Según los datos obtenidos del LEMC el suelo de Piura se caracteriza por tener el primer comportamiento, ya que se encontró solo dos SPT que poseían el segundo comportamiento, éstos se ubican en la Urbanización Club Grau. Debido a la falta de algún otro ensayo cerca de esta zona no se pudo inferir sobre él.

Por ello, se descartó el análisis para el suelo de Piura que presente el segundo tipo de comportamiento.

5.2 Fuentes para sistematización de la información

5.2.1 Informes del LEMC de la Universidad de Piura

El Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción (LEMC) forma parte de una serie de laboratorios con los que cuenta la Universidad de Piura y es parte fundamental dentro de la enseñanza de los futuros ingenieros civiles.

Sus actividades vienen realizándose desde el año 1983 hasta el presente, efectuando trabajos dentro y fuera de la ciudad de Piura, entre los que se pueden mencionar los siguientes:

- Estudios de Mecánica de Suelos con fines de cimentación.
- Estudios de Mecánica de Suelos con fines de pavimentación.
- Estudios geológicos y geotécnicos.
- Hidrogeología, Geofísica.
- Extracción y ensayos de probetas cilíndricas de concreto.
- Mezclas asfálticas.
- Pruebas de carga a estructuras.
- Pruebas a materiales de construcción.
- Análisis de fallas en estructuras.

- Consultoría y otros más.

El LEMC cuenta con una serie de informes de exploraciones y Estudios de Mecánica de suelos ordenados cronológicamente, que inician en el año de 1984 hasta la fecha.

5.2.1.1 Selección de información

De un lado se tiene aquellos informes como los ensayos a probetas cilíndricas de concreto y pruebas de carga a estructuras que por su concepción y solicitud presentan información relevante para una sola estructura; y de otro lado se encuentran los estudios con fines de cimentación y pavimentación, que además de presentar información importante para el diseño de la fundación de la estructura, presentan datos que vistos en conjunto permitirán al profesional tener una concepción más clara de la variabilidad del suelo para el ordenamiento y planeamiento coherente a las características físico mecánicas, desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos aplicada a la Geotecnia.

Por lo tanto, la información tomada corresponde a trabajos realizados por nuestro laboratorio dentro del distrito de Piura desde el año 1983 al 2010, correspondiente a Estudios de Mecánica de Suelos con fines de cimentación, pavimentación y aquellos Informes Técnicos que posean exploraciones del tipo SPT.

Debido a que el objetivo de esta tesis es estudiar la variabilidad del suelo típico de la ciudad de Piura, que es la arena eólica, estas exploraciones deben proporcionar datos de perfiles estratigráficos con la existencia de arenas pobremente graduadas (SP) en 4 ó más metros de profundidad con sus respectivos valores de penetración estándar (N).

Entre los EMS correspondientes al área de estudio, se obtuvieron veinte (20) que poseían las características antes mencionadas con un total de sesenta y cuatro (64) exploraciones, de las cuales cincuenta y uno (51) son con fines de cimentación y trece (13) para pavimentación y drenaje.

5.2.1.2 EMS

Estos informes presentan información de SPT para los fines de esta tesis, debido al requerimiento del cliente y características de la obra. Entre la información escogida se tiene la profundidad de exploración, cantidad de sondeos realizados, perfiles del suelo, etc.

De forma general, los informes pueden ser comprendidos dentro de los siguientes puntos:

- Memoria descriptiva.- Donde se presenta de manera ordenada el trabajo realizado y que se puede agrupar de la siguiente manera:
 - Información previa.- Ubicación del área de estudio. Descripción detallada de la información recibida de quien solicita el EMS y de la recolectada por el profesional responsable.

- Exploración de campo y ensayos de laboratorio.- Descripción de los ensayos efectuados. Nivel de la napa freática. Ubicación de la napa freática indicando la fecha de medición y comentarios sobre la variación en el tiempo.
 - Perfil del suelo.- Descripción de las diferentes estructuras que constituyen el terreno investigado.
 - Análisis de la cimentación.- Descripción de las características físico-mecánicas de los suelos que controlan el diseño de la cimentación. Análisis y diseño de solución para cimentación.
 - Efecto de sismo.
 - Resumen y conclusiones de las condiciones de cimentación.- Descripción resumida de todos y cada uno de los tópicos principales del informe.
- Planos y perfiles del suelo
 - Plano de ubicación del programa de exploración.- Plano topográfico o planimétrico del terreno.
 - Perfil estratigráfico por punto investigado.- Donde se incluye la información del perfil del suelo, así como, las muestras obtenidas y los resultados de los ensayos “in situ”.
 - Resultados de los ensayos de laboratorio.- Esta parte del informe es generalmente colocada dentro de un anexo, donde se incluyen los gráficos y resultados obtenidos en el laboratorio.
 - Fotografías.- Esta parte del informe se coloca dentro de un anexo, en el que se especifica qué sondaje es y detalles del terreno explorado y extraído para ensayar en laboratorio.

La información de los EMS facilitó la obtención de los datos necesarios que hicieron posible esta tesis. A continuación se presentan aquellos datos extraídos y que han sido indispensables para el análisis de variabilidad:

- Ubicación de los SPT.- Cada informe cuenta en su mayoría con una distribución gráfica de sondeos dentro del área a ser estudiada; representadas mediante un plano de ubicación general, y fotografías aéreas obtenidas del Google Earth.
- Fecha en que se realizó el SPT.- En cada planilla de los perfiles estratigráficos se registra la fecha en que se realizaron las exploraciones en campo, con la finalidad de brindar facilidad al momento de buscar referencias cronológicas.
- Litología del depósito de suelo.- En su totalidad, sea de manera gráfica, escrita o combinada, los informes cuentan con la litología del suelo, basado en la clasificación SUCS o ASSHTO; acompañados de una breve pero importante descripción, de las condiciones en las cuales se encuentra cada perfil.

5.2.2 Tesis “Identificación de zonas con potencial de licuación en la ciudad de Piura con ensayos SPT”

La tesis del Ing. César Francisco Pinto Zegarra realizada en 1999, presenta un análisis y zonificación de áreas con potencial de licuación dentro de las ciudades de Piura y Castilla, tomando como base aquellos informes realizados por el Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción desde el año 1984 hasta 1999 junto a otras fuentes que creyó conveniente.

5.2.2.1 Selección de información

La tesis del Ingeniero Pinto es una investigación relacionada a licuación de suelos, por lo que, se creyó conveniente tomar el análisis sísmológico de la ciudad de Piura, que ayuden a una mejor aproximación de la aceleración máxima en la superficie del suelo de Piura, puesto que se conoce la aceleración máxima en el epicentro que suele disiparse conforme llega a la superficie del suelo.

Con esta recopilación de información, se tomará el valor de $a_{\max} = 0.24g$ para evaluar el factor de seguridad y su respectiva probabilidad de fallo en el cálculo de potencial de licuación.

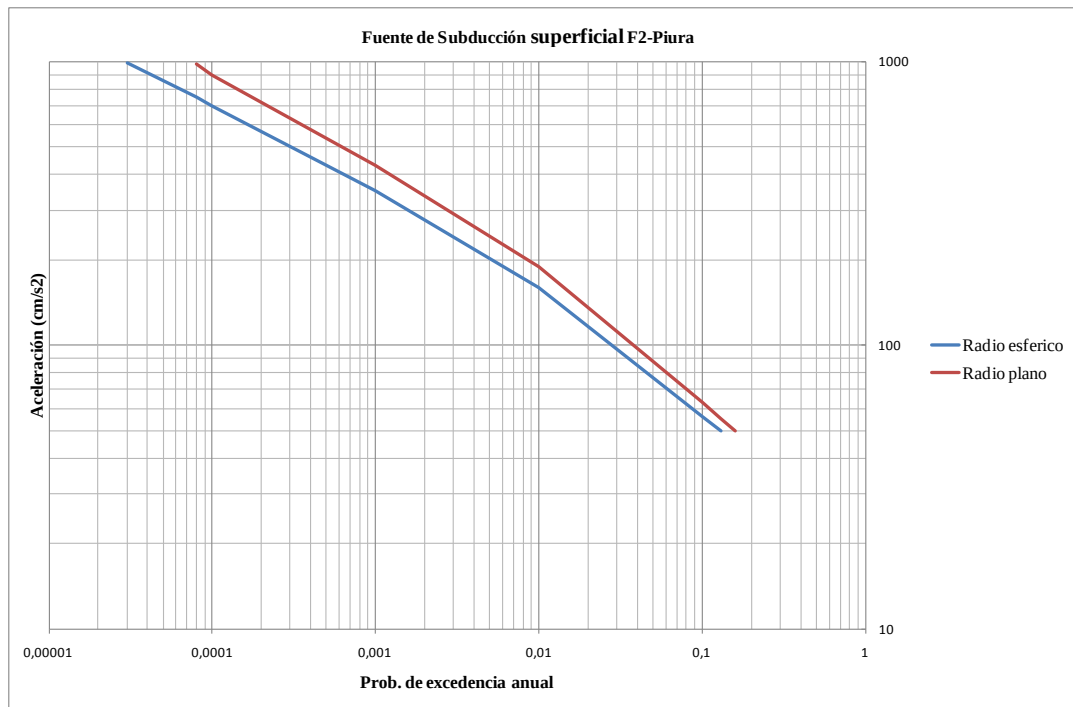
A continuación se presenta la información tomada, conservando la numeración y descripción original con las que fueron presentadas en la tesis de 1999³⁵.

4.2 Elección de la magnitud y aceleración representativa

La aceleración y magnitud representativas de una zona sísmica están relacionadas con el concepto de nivel de excedencia a la probabilidad de que en un tiempo dado ocurra un sismo de intensidad igual o mayor a una intensidad dada. Para edificaciones con fines de vivienda, el nivel de excedencia es 10 % para un período de 50 años de vida útil, que corresponde a un sismo con período de retorno de 475 años. El valor de aceleración se obtiene en la Figura N°03 del anexo B y corresponde a 0.35g. Es importante advertir que usualmente se considera una aceleración efectiva en vez de la instrumental pico con un valor de 25 a 30 % más baja, por lo tanto el valor de aceleración efectiva será de 0.24 g.

El segundo caso considerado en la presente tesis, corresponde a un valor de aceleración indicado en la Norma E-030 de Diseño Sismo Resistente para la zona de estudio (Zona 3), cuyo valor es 0.4 g. En este segundo caso se intenta establecer una condición más crítica y severa basada en la información del Código Sismo Resistente. Finalmente es importante añadir que la aceleración corresponde a la roca basal y no se amplifica ni se atenúa significativamente, por lo tanto puede emplearse como la aceleración pico de superficie.
(...)

³⁵ Pinto Zegarra, César. “Identificación de zonas con potencial de licuación en la ciudad de Piura con ensayos SPT”. Tesis (Ingeniero Civil). Piura: Universidad de Piura, 1999. pp 55.



Anexo B: Figura N°3 Peligro Sísmico de Fuente F2.

5.2.3 Tesis “Caracterización de los suelos de Piura usando ensayos SPT”

La tesis del Ing. Juan Carlos Chiroque Molero realizada en 1995, presenta el perfil estratigráfico típico del centro de la ciudad de Piura. Para este perfil típico presenta rangos de valores de penetración estándar (N) y características físicas, químicas y mecánicas del suelo estudiado. Estas características son humedad (w), diámetro de las partículas que pasa el 10% (D_{10}), el coeficiente de uniformidad (C_u), gravedad específica (G_s), coeficiente de permeabilidad (k), Contenido de cloruros (Cl), contenido de sulfatos (SO_4^{-2}) y ángulo de fricción (ϕ).

5.2.3.1 Selección de información

La tesis del ingeniero Chiroque es una investigación relacionada a las propiedades geotécnicas del suelo de Piura, por lo que se creyó conveniente tomar como base la densidad, ángulos de fricción y gravedad específica para el valor de N encontrado en sus ensayos de campo, así se tiene una relación entre N y las características del suelo de Piura. Se puede tomar como referencia estos datos hasta que se tenga un estudio completo en una futura investigación.

Con esta recopilación de información, se realizó una correlación entre N y valores de densidad. Asimismo se determinó una gravedad específica media para el tipo de suelo SP.

A continuación se presenta la información tomada, conservando la numeración y descripción original con las que fueron presentadas en la tesis de 1995³⁶.

³⁶ Chiroque Molero, Juan Carlos. “Caracterización de los suelos de Piura usando ensayos SPT”. Tesis (Ingeniero Civil). Piura: Universidad de Piura, 1995. pp 113.

5.5.2. Descripción del perfil desde 1.0 m a 4.0 m de profundidad. Suelo Tipo SP.
(...)

5.5.2.3. Gravedad específica.

Para este estrato, G_s varía entre:

$$2.57 \leq G_s \leq 2.66$$

Esto nos indica que existe un contenido de partículas de materia orgánica en el suelo; la cual origina que el peso por unidad de volumen promedio de la muestra resulte por debajo de los valores típicos.

5.5.2.4. Resistencia al corte directo.

El ángulo de fricción interna obtenido de ensayos de corte directo presenta valores dentro del siguiente rango:

$$27^\circ \leq \varphi \leq 36^\circ$$

Los valores de φ calculados corresponden a una arena de granos redondeados en estado suelto a medianamente denso con valores de N entre 10 y 50 según el ensayo SPT realizado.

5.2.4 Tesis “Dilatancia y ángulo de fricción efectivo de la arena eólica de Piura con el ensayo de corte directo”

La tesis de la Ing. Judith Emperatriz Vallejos Castro realizada en 2004, presenta la variación de ángulos de fricción efectivos para determinadas densidades, valores obtenidos de ensayos de corte directo de 11 muestras extraídas de arenas eólicas de nuestra universidad. Asimismo da como resultado deformaciones angulares a partir de densidades in situ y el rango de densidades que presentan dilatancia.

5.2.4.1 Selección de información

La tesis de la Ingeniera Vallejos es una investigación relacionada al ángulo de fricción efectivo de la arenas eólicas de Piura, por lo que, se creyó conveniente tomar como base esos valores para tener un rango de datos reales que ayuden en el entendimiento y visualización de las características del suelo Piura.

Existen tablas y correlaciones de distintas bibliografías que no se rigen al comportamiento de las propiedades de las arenas eólicas de nuestra ciudad. Por ello, con la información recopilada, se efectuó una correlación entre densidades y ángulos de fricción en la ciudad de Piura.

A continuación se presenta la información tomada, conservando la numeración y descripción original con las que fueron presentadas en la tesis de 2004³⁷.

³⁷ Vallejos Castro, Judith. “Dilatancia y ángulo de fricción efectivo de la arena eólica de Piura con el ensayo de corte directo”. Tesis (Ingeniero Civil). Piura: Universidad de Piura, 2004. pp 92-94.

Con el fin de obtener datos confiables de ϕ' para cada valor de densidad entre $1.44 - 1.70 \text{ g/cm}^3$ se ha realizado el ensayo de corte directo por duplicado, los resultados de estos ensayos de corte se muestran en el Anexo A. Entonces, a partir de los ángulos de fricción efectivo medidos de los ensayos de corte directo se han calculado los valores promedio para cada densidad, obteniendo así la relación entre densidad y su respectivo $\phi'_{\text{máx}}$ promedio. Los resultados se muestran en la Tabla 4.7.

En la Figura 4.13 se muestra una curva de $R^2=0.9634$ que relaciona el ángulo $\phi'_{\text{máx}}$ y la densidad para arena eólica de Piura.

Tabla 4.7. Ángulos de fricción para arena eólica.

Densidad in situ	Densidad después de consolidar	ϕ máx. promedio
(g/cm ³)	(g/cm ³)	°
1,44	1,47	28
1,47	1,5	28
1,48	1,51	28
1,5	1,52	30
1,52	1,54	30
1,55	1,56	31
1,6	1,6	31
1,61	1,62	33
1,65	1,65	33
1,7	1,7	35
1,7	1,71	37

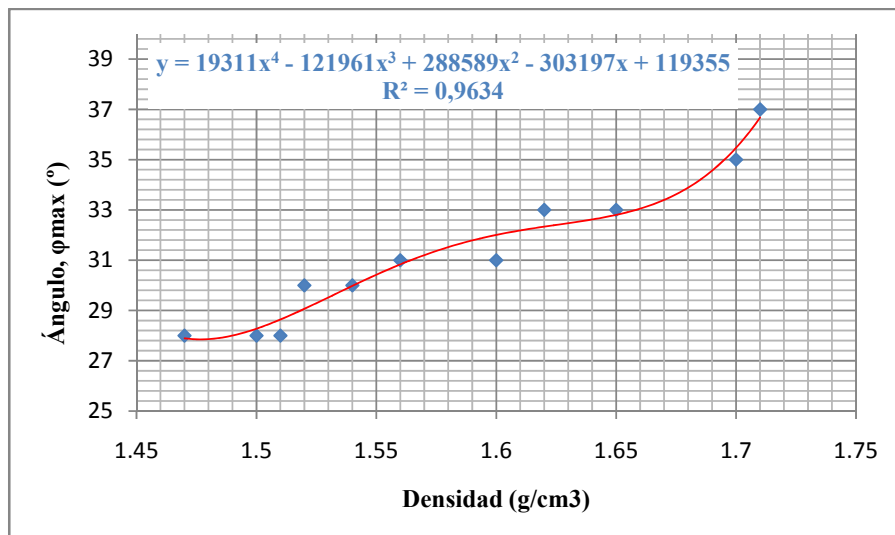


Fig. 4.13 Relación entre el ángulo $\phi'_{\text{máx}}$ y la densidad después de consolidar para arena eólica.

5.3 Sistematización de la información

El procedimiento seguido corresponde a una serie de pasos que han sido necesarios para analizar la variabilidad del suelo del distrito de Piura a partir de los datos del SPT. Se hace notar que la cantidad de información, claridad y detalle presentado en los planos de cada EMS fueron fundamentales para dar inicio a la identificación de características que debía poseer la muestra.

5.3.1 Ubicación y localización de informes LEMC

En los informes recientes la ubicación de las exploraciones está escrita y detallada, puesto que el LEMC cuenta actualmente con un dispositivo GPS que les permite tener las coordenadas de ubicación del sondaje realizado. Sin embargo, para informes antiguos a partir del plano de localización que se mostraba, se buscó el punto de interés con el uso de la herramienta de Google Earth haciendo posible la localización de la información.

Con las coordenadas de los informes y las obtenidas por el Google Earth, se graficó cada uno de los SPT en un mapa de la ciudad de Piura para tener una idea de la zonificación e influencia de la muestra en análisis (Anexo A).

5.3.2 Comportamiento del N y N_1

De los EMS se tomaron los perfiles estratigráficos de las exploraciones realizadas en cada proyecto, estos perfiles fueron elaborados en una hoja de Excel y de esta manera se fue obteniendo una base de datos.

El perfil estratigráfico señala además del tipo de suelo, la penetración estándar (N). Este dato fue tomado y digitado en una hoja de Excel por sondaje y por profundidad; así tenemos a distintas profundidades una serie de valores de N . Se cuenta con datos hasta los 11 m de profundidad.

Por las condiciones en que se realiza el ensayo de penetración estándar en el LEMC se considera que el valor N de campo corresponde al valor N_{60} , y por tanto, N_1 será $(N_1)_{60}$; que es el valor corregido por presión de tapada y que se obtuvo usando la expresión de Liao y Whitman (1985) vista en el Capítulo 2.

Para obtener el comportamiento del N_{60} y $(N_1)_{60}$ se sacó el promedio, mínimo y máximo de toda la muestra. Se graficaron estos valores para tener una idea de la dispersión de los datos y de esta manera tener una tendencia del suelo de Piura.

La Tabla 5.1 presenta todos los valores de N utilizados para la evaluación del comportamiento del suelo, asimismo presenta la media, mínimo y máximo de todos esos datos por profundidad.

Los datos de la Tabla 5.1 se encuentran representados en el Gráfico 5.1, que muestra la dispersión de los datos y la tendencia que siguen los valores promedio, mínimo y máximo con respecto a la profundidad.

Tabla 5.1. Valores de penetración estándar (N) por profundidad y por proyecto.

SPT por Proyecto		Profundidad (m)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Aulas derecho	S - 1	14	22	26	28	32	28	28	93	100	100	
	S - 2	14	27	40	41	40	42	35	45	75	100	
	S - 3	11	26	31	32	37	25	32	77	100	100	
	S - 4	10	24	31	23	30	24	100	100			
Comercial	S - 1		4	8	15	15	42					
Chipe 1	S - 1	10	11	13	24	31	39					
Los Ejidos	S - 1	9	11	13	17	19						
	S - 2	9	12	16	19	21						
	S - 3	7	11	15	17	19						
Chipe M - 1	S - 1	8	8	21	19	21	37	41	42	108	134	119
	S - 2	9	14	19	15	30	42	50	54	89	99	
	S - 3	7	7	16	22	43	45	42	45	68	93	
Chipe	S - 1	9	7	10	7							
	S - 2	7	12	7	18							
	S - 3	12	8	6	8							
Chipe M 9A	S - 1	9	8	20	21	21	27	44	51	58	59	
	S - 2			19	22	22	31	40	47	69	87	
	S - 3			22	14	16	20	45	48	60	68	
Los Ejidos	S - 1	9	11	13	17	18	23	25				
	S - 2	9	12	16	19	21	23	23				
	S - 3	7	11	15	17	19	23	27				
Cristo Rey	S - 1	4	13	11	8	11						
	S - 2	6	6	6	9	11						
	S - 3	9	10	9	9	13						
Policlínico	S - 1	26	19	26	33	42	78	109				
	S - 2	20	24	32	30	34	44	66	90			
	S - 3	16	19	22	30	47	68	79				
	S - 4	23	29	35	41	54	60	72				
Las Arenas	S - 1	23	27	41	43	46						
	S - 2	25	34	37	48	38						
Sta. Isabel	S - 1	14	5	9	6	26						
	S - 2	8	4	6	5	12						
	S - 3	6	8	10	27	32						
San Eduardo	S - 1	5	6	8	16	24						
	S - 2	8	8	15	20	25						
	S - 3	8	19	22	25	28						
San Eduardo	S - 1	7	10	26	35	35	42	50				
	S - 2	5	18	26	39	42	46	53				
	S - 3	5	6	17	28	29	40	49				
San José	S - 1	13	20	19	29	45						
	S - 2	7	22	27	28	30	48					
	S - 3	14	18	16	25	24	57	68				
Sta. María	S - 1	6	11	16	39	57						
	S - 2	2	10	20	29	50						
Tallanes	S - 2	18	23	23	32	31	45	50				
Turicar�	S - 1	4	5	11	16							
	S - 2	5	8	9	11	24						

SPT por Proyecto		Profundidad (m)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Reservorio UPIS	S - 1	16	29	24	36	35	70	84	91			
	S - 2	19	27	22	41	41	66	76				
	S - 3	14	16	24	26	30	24	34	50	57	161	100
	S - 4	9	12	18	23	48	29	48	53	52	158	135
Drenaje pluvial Chilcal	S - 2	11	13	14	17	20	33					
	S - 3	10	17	33	57	64	84					
	S - 4	10	2	10	11	23	48					
	S - 5	5	1	10	18	25	25					
	S - 6	25	28	24	29	25	17					
	S - 7	5	19	16	19	47	59					
	S - 8	13	16	20	22	33	58					
	S - 9	17	24	17	55	67	53					
	S - 10	16	27	26	29	43	88					
	S - 11	10	7	18	21	32	42					
	S - 12	13	14	52	61	60	54					
	S - 13	1	2	14	26	60	70					
	S - 14	15	18	22	26	76	53					
N° de datos		61	62	64	64	60	42	26	14	11	11	3
Promedio		11	15	19	25	33	45	53	63	76	105	118
Mínimo		1	1	6	5	11	17	23	42	52	59	100
Máximo		26	34	52	61	76	88	109	100	108	161	135

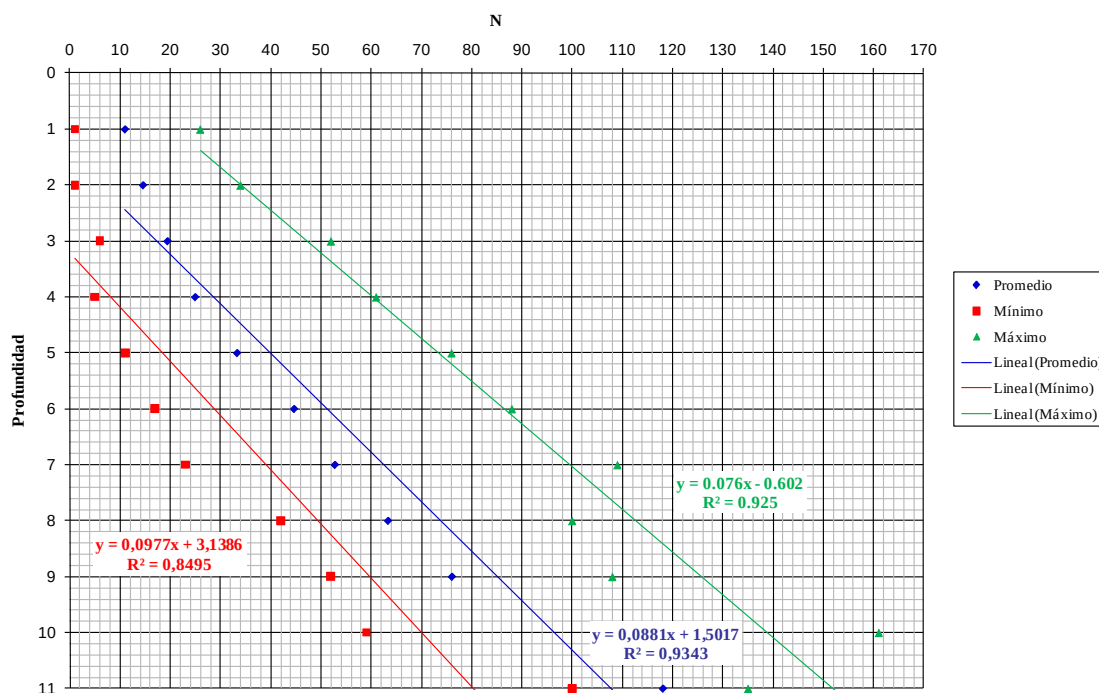


Gráfico 5.1. Promedio, mínimo y máximo de los valores de N.

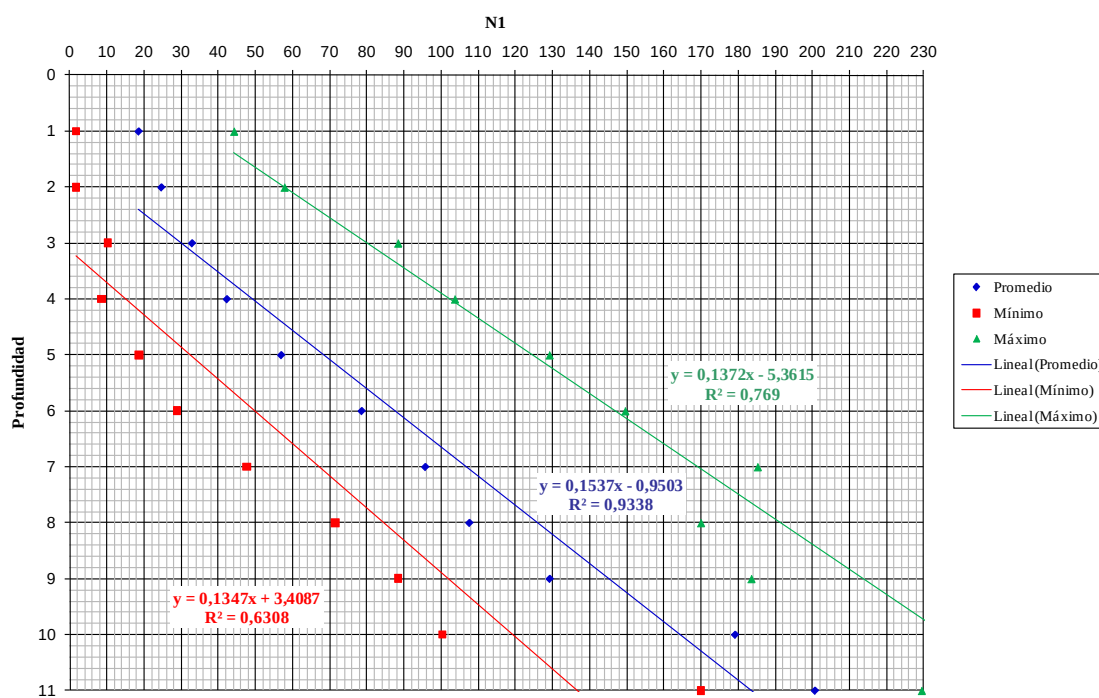
La Tabla 5.2 presenta todos los valores de N_1 utilizados para la evaluación del comportamiento del suelo, asimismo presenta la media, mínimo y máximo de todos esos datos por profundidad.

Los datos de la Tabla 5.2 se encuentran representados en el Gráfico 5.2, que muestra la dispersión de los datos y la tendencia que siguen los valores promedio, mínimo y máximo con respecto a la profundidad.

Tabla 5.2. Valores de penetración estándar corregida (N1) por profundidad y por proyecto.

SPT por Proyecto		Profundidad (m)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Aulas derecho	S - 1	24	37	44	48	54	48	48	158	170	170	
	S - 2	24	46	68	70	68	71	60	77	128	170	
	S - 3	19	44	53	54	63	43	54	131	170	170	
	S - 4	17	41	53	39	51	41	170	170			
Comercial	S - 1		7	14	26	26	71					
Chipe 1	S - 1	17	19	22	41	53	66					
Los Ejidos	S - 1	15	19	22	29	32						
	S - 2	15	20	27	32	36						
	S - 3	12	19	26	29	32						
Chipe M - 1	S - 1	14	14	36	32	36	63	70	71	184	228	202
	S - 2	15	24	32	26	51	71	85	92	151	168	
	S - 3	12	12	27	37	73	77	71	77	116	158	
Chipe	S - 1	15	12	17	12							
	S - 2	12	20	12	31							
	S - 3	20	14	10	14							
Chipe M 9A	S - 1	15	14	34	36	36	46	75	87	99	100	
	S - 2			32	37	37	53	68	80	117	148	
	S - 3			37	24	27	34	77	82	102	116	
Los Ejidos	S - 1	15	19	22	29							
	S - 2	15	20	27	32	36						
	S - 3	12	19	26	29	32						
Cristo Rey	S - 1	7	22	19	14	19						
	S - 2	10	10	10	15	19						
	S - 3	15	17	15	15	22						
Policlínico	S - 1	44	32	44	56	71	133	185				
	S - 2	34	41	54	51	58	75	112	153			
	S - 3	27	32	37	51	80	116	134				
	S - 4	39	49	60	70	92	102	122				
Las Arenas	S - 1	39	46	70	73	78						
	S - 2	43	58	63	82	65						
Sta. Isabel	S - 1	24	9	15	10	44						
	S - 2	14	7	10	9	20						
	S - 3	10	14	17	46	54						
San Eduardo	S - 1	9	10	14	27	41						
	S - 2	14	14	26	34	43						
	S - 3	14	32	37	43	48						
San Eduardo	S - 1	12	17	44	60	60	71	85				
	S - 2	9	31	44	66	71	78	90				
	S - 3	9	10	29	48	49	68	83				
San José	S - 1	22	34	32	49	77						
	S - 2	12	37	46	48	51	82					
	S - 3	24	31	27	43	41	97	116				
Sta. María	S - 1	10	19	27	66	97						

SPT por Proyecto		Profundidad (m)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Tallanes	S - 2	3	17	34	49	85						
	S - 2	31	39	39	54	53	77	85				
Turicar�	S - 1	7	9	19	27							
	S - 2	9	14	15	19	41						
Reservorio UPIS	S - 1	27	49	41	61	60	119	143	155			
	S - 2	32	46	37	70	70	112	129				
	S - 3	24	27	41	44	51	41	58	85	97	274	170
	S - 4	15	20	31	39	82	49	82	90	88	269	230
Drenaje pluvial Chilcal	S - 2	19	22	24	29	34	56					
	S - 3	17	29	56	97	109	143					
	S - 4	17	3	17	19	39	82					
	S - 5	9	2	17	31	43	43					
	S - 6	43	48	41	49	43	29					
	S - 7	9	32	27	32	80	100					
	S - 8	22	27	34	37	56	99					
	S - 9	29	41	29	94	114	90					
	S - 10	27	46	44	49	73	150					
	S - 11	17	12	31	36	54	71					
	S - 12	22	24	88	104	102	92					
	S - 13	2	3	24	44	102	119					
	S - 14	26	31	37	44	129	90					
N� de datos		61	62	64	64	59	39	23	14	11	11	3
Promedio		19	25	33	42	57	79	96	108	129	179	201
Mínimo		2	2	10	9	19	29	48	71	88	100	170
Máximo		44	58	88	104	129	150	185	170	184	274	230



Gráfico 5.2. Promedio, mínimo y máximo de los valores de N1.

5.3.3 Clasificación del suelo de Piura

A partir de todos los valores de N se identificó el estado de densificación del suelo con respecto a la profundidad. Se identificaron arenas en estado suelto, medianamente denso y denso.

Tomando en cuenta la clasificación de las arenas por estado de densificación vista en la Tabla 3.4 del Capítulo 3, se obtuvieron los resultados de N que se muestran en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Estado de densificación de las arenas de Piura con respecto a la profundidad.

	Profundidad (m)										
Arenas sueltas	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Nº de datos	37	22	13	7							
Promedio	7	6	8	7							
Mínimo	1	1	6	5							
Máximo	10	10	10	9							
Arenas medias	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Nº de datos	24	39	42	42	29	9	1				
Promedio	17	19	19	22	22	24	28				
Mínimo	11	11	11	11	11	17	28				
Máximo	26	29	27	30	30	29	28				
Arenas densas	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Nº de datos		1	9	15	30	30	22	14	11	11	3
Promedio		34	37	42	45	53	58	63.3	76	105	118
Mínimo		34	31	32	31	31	32	42	52	59	100
Máximo		34	52	61	76	88	109	100	108	161	135

La Tabla 5.3 resume la cantidad de exploraciones que poseen las arenas en los distintos estados de densificación, la penetración estándar promedio, mínima y máxima con respecto a la profundidad.

Tabla 5.4. Distribución de la densidad de las arenas de Piura por profundidad.

Profundidad (m)	Nº de datos	Arenas Seltas	Arenas medias	Arenas densas
1	61	61%	39%	0%
2	62	35%	63%	2%
3	64	20%	66%	14%
4	64	11%	66%	23%
5	59	0%	49%	51%
6	39	0%	23%	77%
7	23	0%	4%	96%
8	14	0%	0%	100%
9	11	0%	0%	100%
10	11	0%	0%	100%
11	3	0%	0%	100%

Como se observa hay existencia de arenas en estado suelto hasta los 4 m de profundidad, arenas en estado medianamente denso hasta los 7 m de profundidad y arenas en estado denso a partir de los 2 m de profundidad.

La Tabla 5.4 y el Gráfico 5.3 reflejan en porcentaje la proporción en que se encuentran distribuidas las arenas de nuestro distrito por profundidad.

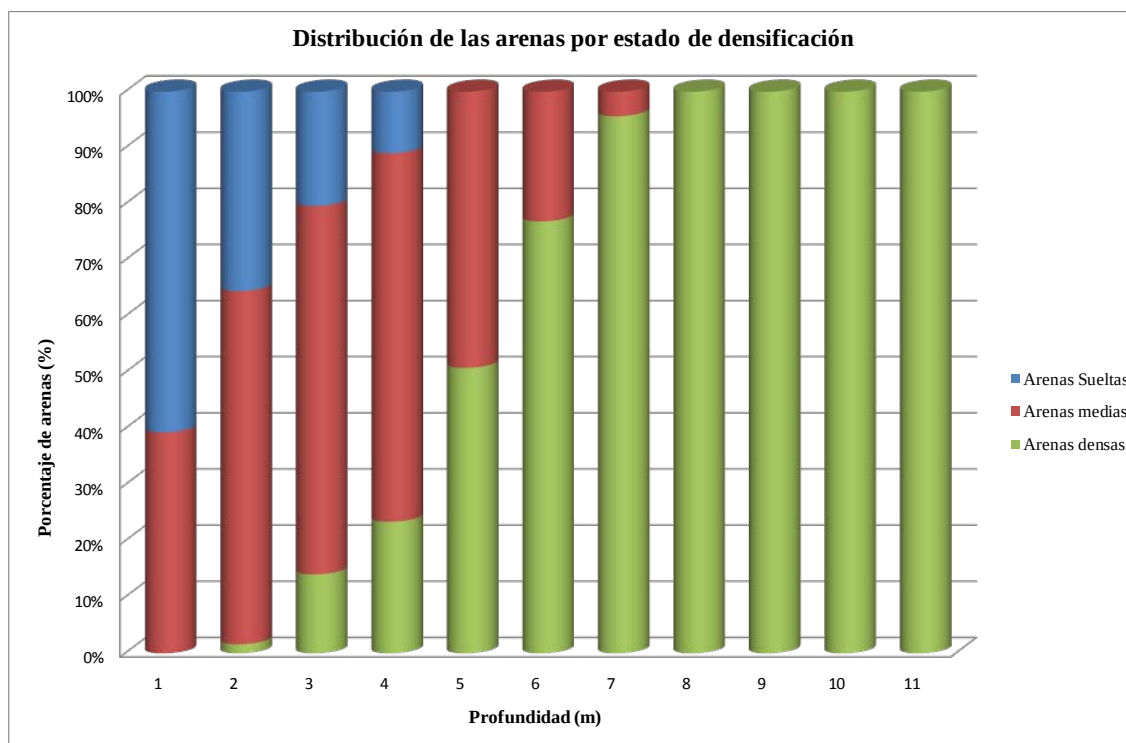


Gráfico 5.3. Distribución de la densidad de las arenas de Piura por profundidad.

La existencia de arenas sueltas es más notoria a 1 m de profundidad, las arenas medianamente densas predominan desde los 2 m hasta los 5 m de profundidad y finalmente las arenas densas destacan a partir de los 6 m.

5.3.4 Cálculo de la variabilidad del N y N_1

Se ha presentado los rangos de penetración estándar en el distrito de Piura por profundidad utilizando todos los datos disponibles del LEMC, algunos de estos estudios poseen más de una exploración y otros sólo una. De los 20 EMS encontrados con las características típicas del distrito de Piura 16 contenían más de una exploración por estudio, dejando de lado los estudios con fines de pavimentación y drenaje en los que las exploraciones se han realizado a distancia de 1 Km. una de otra.

Para calcular la variabilidad del valor de N y N_1 se utilizaron los estudios con más de una exploración para poder obtener una penetración estándar mínima y máxima y con éstas un rango por estudio.

Se espera que a una misma profundidad el rango de los 16 estudios sea parecido. Puesto que en el Acápite 5.3.2 se muestra toda la diversidad de N del suelo de Piura; con el rango por estudio se busca encontrar la variabilidad existente entre una exploración y otra de cada proyecto analizado, para aplicarla a los futuros proyectos que se ejecuten

en el distrito de Piura. La variabilidad expresada en desviación estándar se obtuvo por profundidad usando la propuesta de Burlington y May (1970) vista en el Capítulo 4, tomando en cuenta que la cantidad de estudios es menor de 50 y que algunos de estos poseen exploraciones hasta cierta profundidad mientras que otros poseen exploraciones de profundidades mayores.

La Tabla 5.5 presenta la desviación estándar de N por profundidad que se encuentra en función del rango promedio, que ha sido obtenido de los rangos hallados por estudio.

Tabla 5.5. Desviación estándar de N por profundidad.

Profundidad (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Mínimo	8	11	16	19	25	34	47	55	63	103	110
Máximo	12	17	22	28	36	53	73	77	84	121	127
Rango	4	6	7	9	10	19	25	22	20	18	18
Desviación estándar	1.2	1.7	1.8	2.46	2.98	7	9.4	9.6	9.8	8.7	16

De la misma manera se ha obtenido la desviación estándar de N_1 por profundidad que se muestra en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6. Desviación estándar de N_1 por profundidad.

Profundidad (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Mínimo	14	19	24	26	30	37	48	56	63	115	128
Máximo	21	29	33	37	42	60	76	81	80	130	158
Rango	7	10	9	11	12	23	28	26	17	14	30
Desviación estándar	2.1	2.9	2.6	3.24	3.34	8.5	10.5	11.1	8.5	7.03	26

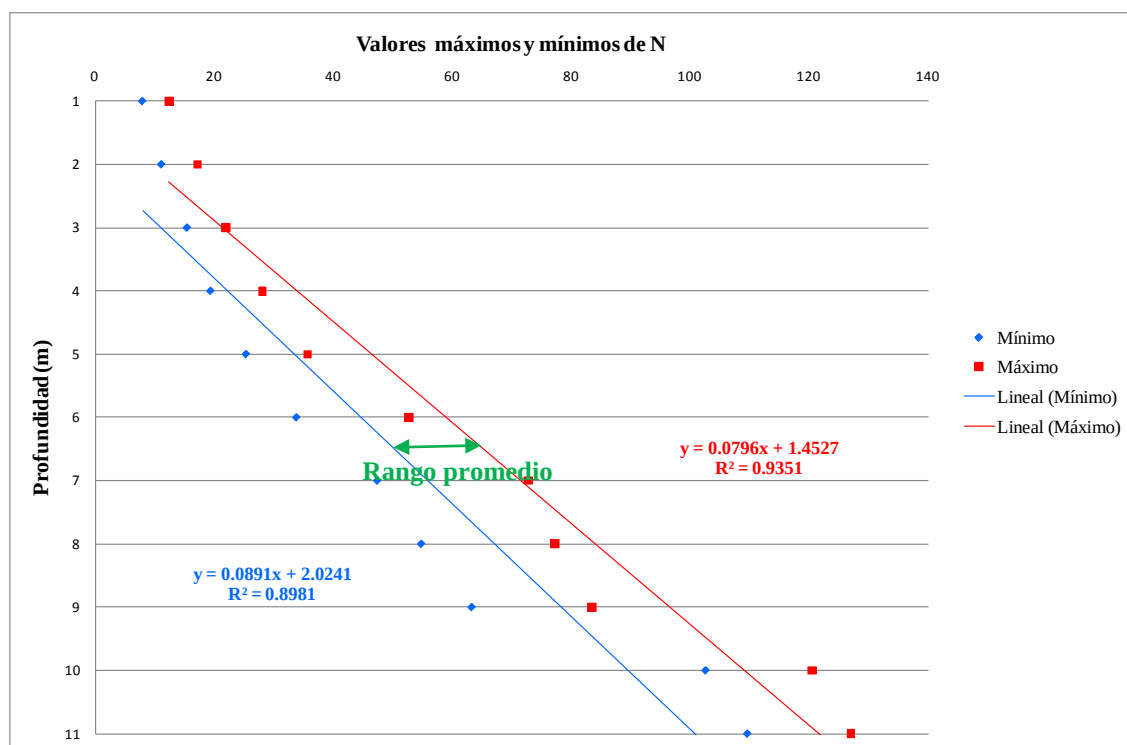


Gráfico 5.4. Rango promedio de N por profundidad.

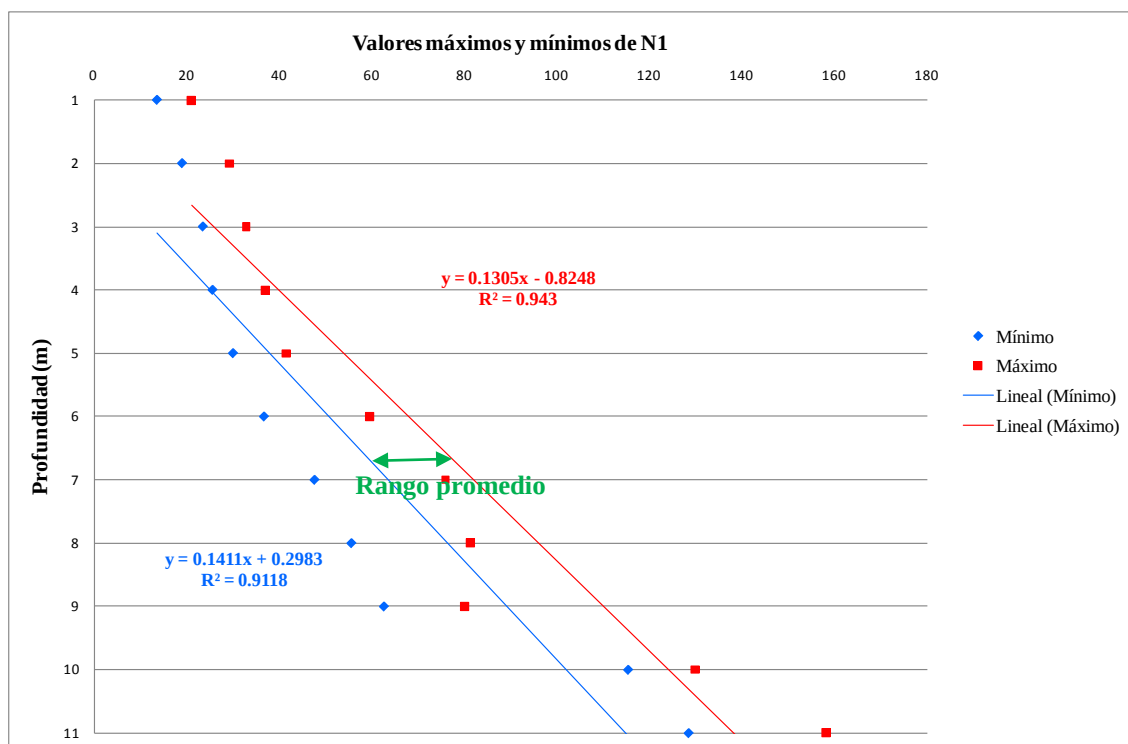


Gráfico 5.5. Rango promedio de N1 por profundidad.

El Gráfico 5.4 y el Gráfico 5.5 representan el rango promedio por profundidad para N y N_1 .

Basado en la información de los trabajos de tesis anteriores, se correlacionó la densidad seca con los datos de N del SPT, y a partir de ésta se calculó la densidad total para un grado de saturación de 100% y el ángulo de fricción, con la finalidad de determinar la desviación estándar de cada parámetro.

Se realizó el estudio de variabilidad al valor de N y se calculó la variabilidad de otros parámetros del suelo a través de correlaciones, debido a la falta de estos datos en laboratorio. Sin embargo, para realizar un análisis más completo es necesario el cálculo de la variabilidad del valor de N y de los parámetros geotécnicos a partir de datos obtenidos en el laboratorio.

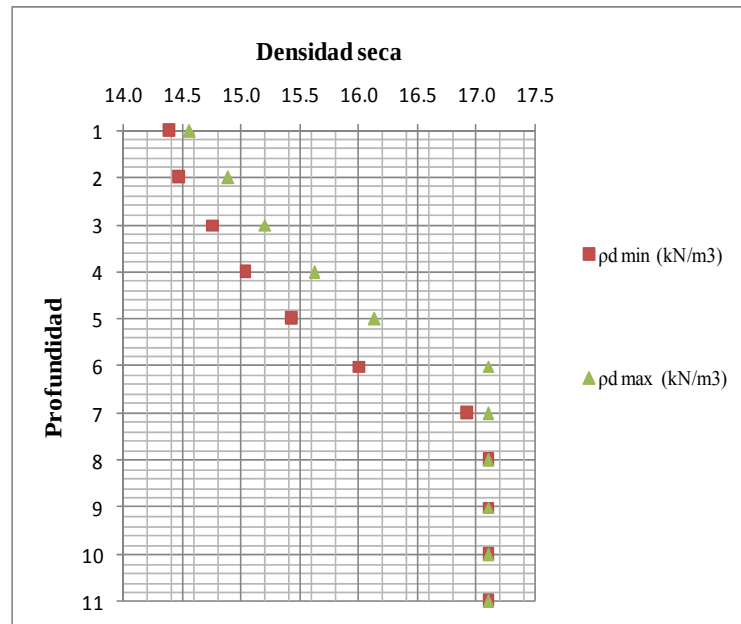
A continuación se presenta la Tabla 5.7 con la correlación de las variables geotécnicas a partir de datos conocidos por otras tesis. Estos datos se encuentran representados del Gráfico 5.6 al Gráfico 5.8.

Si comparamos la desviación estándar de N con la desviación estándar de los otros parámetros geotécnicos que parten de la correlación de N, se observa que existe mucha más variabilidad en N; y por tanto, el coeficiente de variación del factor de seguridad es mayor en los cálculos que dependen de N que en los cálculos que solo dependen de los parámetros geotécnicos correlacionados.

Cuando ocurre esto, la probabilidad de falla es casi cero para coeficientes de seguridad bajos, ya que la variación del coeficiente de seguridad es pequeña.

Tabla 5.7. Valores promedio, mínimo, máximo y desviación estándar de las variables geotécnicas.

Propiedades	Profundidad (m)										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N min	8	11	16	19	25	34	47	55	63	103	110
N max	12	17	22	28	36	53	73	77	84	121	127
Desviación estándar	1.246	1.716	1.84	2.46	2.98	6.97	9.35	9.63	9.83	8.74	15.5
ρ_d min (kN/m ³)	14.40	14.48	14.77	15.04	15.44	16.01	16.93	17.10	17.10	17.10	17.10
ρ_d max (kN/m ³)	14.56	14.89	15.21	15.62	16.14	17.10	17.10	17.10	17.10	17.10	17.10
Desviación estándar	0.046	0.116	0.124	0.166	0.201	0.403	0.064	0.000	0.000	0.000	0.000
ρ_t min (kN/m ³)	18.71	18.76	18.94	19.11	19.36	19.71	20.28	20.38	20.38	20.38	20.38
ρ_t max (kN/m ³)	18.81	19.02	19.21	19.47	19.79	20.38	20.38	20.38	20.38	20.38	20.38
Desviación estándar	0.028	0.072	0.077	0.103	0.124	0.249	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000
ϕ min (°)	27.50	27.50	27.91	28.44	30.16	31.97	34.63	36.51	36.51	36.51	36.51
ϕ max (°)	27.50	28.03	29.13	30.91	32.18	36.51	36.51	36.51	36.51	36.51	36.51
Desviación estándar	0.000	0.149	0.347	0.699	0.582	1.677	0.694	0.000	0.000	0.000	0.000



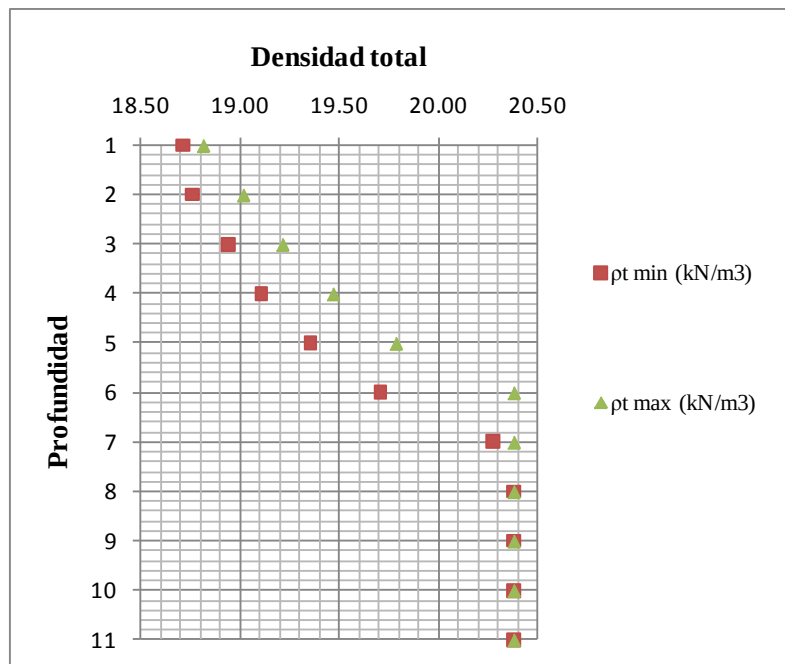


Gráfico 5.7. Rango de densidad total vs. Profundidad

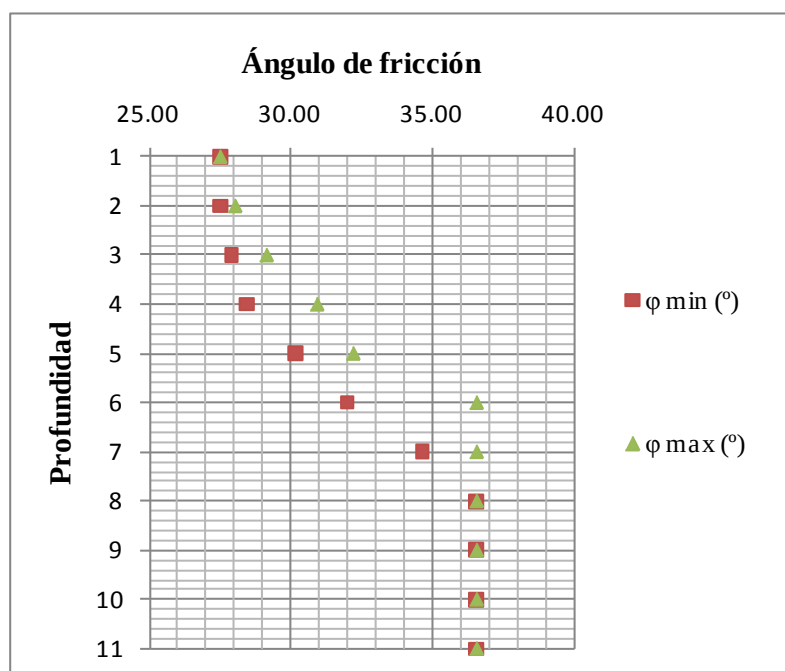


Gráfico 5.8. Rango de ángulo de fricción vs. profundidad

Con ayuda de estos datos se destina a evaluar tres cálculos geotécnicos más utilizados en nuestro medio, éstos son el cálculo de potencial de licuación, asentamiento en arenas y capacidad de carga en cimentaciones.

5.4 Cálculos geotécnicos

5.4.1 Cálculo de probabilidad de falla en potencial de licuación

La base del cálculo de potencial de licuación es el método de Seed e Idriss.

De las exploraciones de campo realizadas para determinado proyecto se toma el valor de N , se corrige por presión de tapada obteniendo N_1 por profundidad.

Adicionalmente, con el valor de N del Ensayo de SPT se correlaciona la densidad seca y densidad total a cada profundidad y se toman los valores más probables para calcular la relación de tensiones cíclicas (CSR) y con N_1 promedio se calcula la relación de resistencia cíclica (CRR).

Se halla el factor de seguridad más probable por licuación, tal como sigue:

$$FS_{MLV} = \frac{CRR_{prom}}{CSR_{prom}} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Las variables son el CSR y CRR. El CSR está en función de la aceleración máxima (a_{max}), la relación de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos, la aceleración de la gravedad y el coeficiente de reducción de tensiones (r_d); y el CRR se encuentra en función del N_1 . La aceleración máxima ha sido obtenida a partir de un análisis estadístico, pues tiene asociado una probabilidad de ser excedida en un cierto período de tiempo.

De todos los parámetros mencionados, los que son propiedades del suelo de Piura son el N_1 , la densidad efectiva y la densidad total para un grado de saturación de 100%.

Al incrementar y disminuir una desviación estándar a los parámetros de densidad total y densidad efectiva medias, se obtienen CSR^+ y CSR^- respectivamente. Asimismo, al incrementar y disminuir una desviación estándar al parámetro N_1 promedio, se obtienen CRR^+ y CRR^- respectivamente.

Se calcula el factor de seguridad FS^+ con la división de CRR^+ y CSR^+ y el factor de seguridad FS^- con la división de CRR^- y CSR^- . Con la diferencia de FS^+ y FS^- se obtiene ΔFS .

$$FS_{N_1}^+ = \frac{CRR^+}{CSR} \quad FS_{N_1}^- = \frac{CRR^-}{CSR}$$

$$\Delta FS_{N_1} = FS_{N_1}^+ - FS_{N_1}^-$$

$$FS_{\rho}^+ = \frac{CRR}{CSR^+} \quad FS_{\rho}^- = \frac{CRR}{CSR^-}$$

$$\Delta FS_{\rho} = FS_{\rho}^+ - FS_{\rho}^-$$

Usando el método simplificado de Taylor se obtiene la desviación estándar del factor de seguridad σ_{FS} como se muestra en la Ecuación 5.2; y con ésta, el coeficiente de variación del factor de seguridad $\Omega(FS)$ como se indica en la Ecuación 4.20.

$$\sigma_{FS} = \sqrt{\left(\frac{\Delta FS_{N1}}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta FS_p}{2}\right)^2} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

Con el factor de seguridad al potencial de licuación promedio y el coeficiente de variación de este factor de seguridad, calculado en la ecuación anterior, hallamos el índice de fiabilidad (β); y con éste, la probabilidad de falla.

La falla para este tipo de cálculo es alta debido a que involucra vidas humanas y medio ambiente, y la probabilidad de falla admisible es muy baja del orden de 10^{-4} .

5.4.2 Cálculo de probabilidad de falla en asentamiento en arenas

La base del cálculo en asentamiento en arenas es el método de Burland y Burbridge para distintos tipo de cimentaciones, como son: cuadrada, circular, rectangular y continua.

De los datos del proyecto, se toma la carga de diseño correspondiente a la columna más cargada para calcular el asentamiento.

El factor de seguridad por asentamiento se define como la relación del asentamiento admisible y el asentamiento provocado por la edificación, el primero se calcula a partir de la distorsión angular (Norma E. 050) y la longitud de pórtico.

A partir de los datos de N del Ensayo SPT, se correlaciona la densidad efectiva del suelo a extraer por excavación, ya que la base de la cimentación llegará hasta esa profundidad, y en la profundidad de influencia se halla el N promedio ($\bar{N}$). Con la densidad efectiva y $\bar{N}$ más probable, se obtiene el factor de seguridad más probable por asentamiento, tal como sigue:

$$FS_{MLV} = \frac{S \text{ admisible}}{B^{0.75} \frac{1.7}{\bar{N}_{Prom}^{1.4}} \cdot \left(q - \frac{2}{3} \sigma'_{voProm} \right)} \quad \text{Ecuación 5.3}$$

Las variables que intervienen en el cálculo son el asentamiento admisible y el asentamiento que produce la edificación. El asentamiento admisible se obtiene según las especificaciones de la norma E. 050; y el asentamiento producido por la edificación está en función de la carga q , el ancho de cimentación B , el esfuerzo efectivo del terreno a retirar por excavación y el $\bar{N}$ en la profundidad de influencia.

Con los parámetros de densidad efectiva promedio, aumentada y disminuida en una desviación estándar se consigue el asentamiento Sp^+ y Sp^- respectivamente, y con el $\bar{N}$ promedio, aumentado y disminuido en una desviación estándar se consigue el asentamiento S_N^+ y S_N^- respectivamente.

Los factores de seguridad serán FS_N^+ y FS_N^- cuando el asentamiento es calculado variando $\bar{N}$; y FSp'^+ y FSp'^- cuando el asentamiento es calculado variando el parámetro de densidad efectiva. La diferencia de éstos es ΔFS_N y $\Delta FSp'$.

$$FS_N^+ = \frac{S \text{ admisible}}{B^{0.75} \frac{1.7}{\bar{N}_+^{1.4}} \cdot \left(q - \frac{2}{3} \sigma'_{vo \text{ Prom}} \right)}$$

$$FS_N^- = \frac{S \text{ admisible}}{B^{0.75} \frac{1.7}{\bar{N}_-^{1.4}} \cdot \left(q - \frac{2}{3} \sigma'_{vo \text{ Prom}} \right)}$$

$$\Delta FS_N = FS_N^+ - FS_N^-$$

$$FS\rho'^+ = \frac{S \text{ admisible}}{B^{0.75} \frac{1.7}{\bar{N}_{\text{Prom}}^{1.4}} \cdot \left(q - \frac{2}{3} \sigma'_{vo+} \right)}$$

$$FS\rho'^- = \frac{S \text{ admisible}}{B^{0.75} \frac{1.7}{\bar{N}_{\text{Prom}}^{1.4}} \cdot \left(q - \frac{2}{3} \sigma'_{vo-} \right)}$$

$$\Delta FS\rho = FS\rho'^+ - FS\rho'^-$$

Aplicando el método simplificado de Taylor se obtiene la desviación estándar del factor de seguridad σ_{FS} como se muestra en la Ecuación 5.4; y con ésta, el coeficiente de variación del factor de seguridad $\Omega(FS)$ como se indica en la Ecuación 4.20.

$$\sigma_{FS} = \sqrt{\left(\frac{\Delta FS\rho'}{2} \right)^2 + \left(\frac{\Delta FS_N}{2} \right)^2} \quad \text{Ecuación 5.4}$$

Con el factor de seguridad por asentamiento FS_{MLV} y el coeficiente de variación de este factor de seguridad calculado en la ecuación anterior, hallamos el índice de fiabilidad (β) (Ecuación 4.21) y luego la probabilidad de falla.

Para este cálculo geotécnico, la falla es de servicialidad, y los daños que involucran pueden ser recuperados económicamente.

5.4.3 Cálculo de probabilidad de falla en capacidad de carga

La base del cálculo en capacidad de carga es el método de Terzaghi para distintos tipos de cimentaciones, como son: cuadrada, circular y continua.

De los datos del proyecto, se toma la carga de diseño correspondiente a la columna más cargada para calcular la capacidad de carga máxima neta según Ecuación 3.7, Ecuación 3.8 y Ecuación 3.9.

El factor de seguridad por capacidad de carga se define como la relación de la capacidad de carga máxima neta entre la capacidad de carga actuante.

Para los valores de N encontrados en el Ensayo SPT, se correlaciona la densidad en el bulbo de influencia, el ángulo de fricción y la densidad efectiva. Con la densidad, el ángulo de fricción y la densidad efectiva más probables se calcula el factor de seguridad promedio por capacidad de carga, en caso de que la cimentación sea cuadrada, el factor de seguridad más probable es tal como sigue:

$$FS_{MLV} = \frac{q \text{ actuante}}{\sigma'_{D \text{ Prom}} (N_{q \text{ prom}} - 1) + 0.4 \gamma_{\text{Prom}} B N_{\gamma \text{ Prom}}} \quad \text{Ecuación 5.5}$$

Las variables que intervienen en el cálculo son la capacidad de carga máxima neta y la capacidad de carga actuante. La capacidad de carga neta está en función del esfuerzo efectivo a la profundidad de la base de la cimentación, densidad del estrato de suelo, ancho de la cimentación y los factores de carga (N_q y N_γ); y la capacidad de carga actuante depende de la carga actuante y el ancho de la cimentación.

De todos estos parámetros, los que son propiedades del suelo de Piura son la densidad efectiva hasta la base de la cimentación, la densidad del estrato de suelo en el bulbo de influencia y el ángulo de fricción con el que se obtienen los factores de carga.

Si aumentamos y disminuimos una desviación estándar a la densidad efectiva promedio, se obtienen $q'u(\rho')^+$ y $q'u(\rho')^-$. De la misma manera, para la densidad del estrato de suelo y el ángulo de fricción se obtienen $q'u(\rho)^+$ y $q'u(\rho)^-$; y $q'u(\phi)^+$ y $q'u(\phi)^-$, respectivamente.

Cuando se calcula la resistencia última neta variando los valores de densidad efectiva se obtienen los factores de seguridad $FS\rho'^+$ y $FS\rho'^-$; cuando se calcula la resistencia última neta variando la densidad del estrato del suelo se obtienen los factores de seguridad $FS\rho^+$ y $FS\rho^-$; y cuando se calcula la resistencia última neta variando el ángulo de fricción se obtienen los factores de seguridad $FS\phi^+$ y $FS\phi^-$.

La diferencia de los factores de seguridad son $\Delta FS\rho'$, $\Delta FS\rho$ y $\Delta FS\phi$.

$$FS\rho' = \frac{q \text{ actuante}}{\sigma'_{D'} (N_{qprom} - 1) + 0.4\gamma_{Pr om} BN_{\gamma Pr om}} \quad FS\rho' = \frac{q \text{ actuante}}{\sigma'_{D'} (N_{qprom} - 1) + 0.4\gamma_{Pr om} BN_{\gamma Pr om}}$$

$$\Delta FS\rho' = FS\rho'^+ - FS\rho'^-$$

$$FS\rho = \frac{q \text{ actuante}}{\sigma'_{D Pr om} (N_{qprom} - 1) + 0.4\gamma_{+} BN_{\gamma Pr om}} \quad FS\rho = \frac{q \text{ actuante}}{\sigma'_{D Pr om} (N_{qprom} - 1) + 0.4\gamma_{-} BN_{\gamma Pr om}}$$

$$\Delta FS\rho = FS\rho^+ - FS\rho^-$$

$$FS\phi = \frac{q \text{ actuante}}{\sigma'_{D Pr om} (N_{q+} - 1) + 0.4\gamma_{Pr om} BN_{\gamma+}} \quad FS\phi = \frac{q \text{ actuante}}{\sigma'_{D Pr om} (N_{q-} - 1) + 0.4\gamma_{Pr om} BN_{\gamma-}}$$

$$\Delta FS\phi = FS\phi^+ - FS\phi^-$$

Aplicando el método simplificado de Taylor se obtiene la desviación estándar del factor de seguridad σ_{FS} como se muestra en la Ecuación 5.6; y con ésta, el coeficiente de variación del factor de seguridad $\Omega(FS)$ como se indica en la Ecuación 4.20.

$$\sigma_{FS} = \sqrt{\left(\frac{\Delta FS\rho'}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta FS\rho}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta FS\phi}{2}\right)^2}$$

Ecuación 5.6

Con el factor de seguridad por capacidad de carga más probable y el coeficiente de variación de este factor de seguridad calculado en la ecuación anterior, hallamos el índice de fiabilidad (β) (Ecuación 4.21) y luego la probabilidad de falla.

El tipo de falla por resistencia última es una falla brusca, y la probabilidad de falla debe ser suficientemente pequeña debido a que el costo de recuperación de daños es alto.

Capítulo 6

Valoración del coeficiente de seguridad y su probabilidad de falla

Para evaluar la confiabilidad del factor de seguridad se han implementado programas hechos en Excel para los cálculos geotécnicos mencionados en el capítulo anterior. Estos programas permitirán calcular la probabilidad de falla del coeficiente de seguridad en los casos de potencial de licuación, asentamiento y capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.

Los valores de entrada de estos programas son básicamente las cargas actuantes y los valores de penetración estándar a determinada profundidad. Se debe tener en cuenta que el perfil estratigráfico debe presentar la existencia de arenas pobremente graduadas (SP) que es el tipo de suelo base de este estudio.

Para un mejor entendimiento de estos programas, se usará un EMS como ejemplo y de esta manera se podrá valorar los factores de seguridad y su suficiencia con respecto a los diseños presentados antes del uso de la metodología propuesta en esta tesis.

Se escoge el EMS para la construcción de Residencial Santa Isabel, que cumple con poseer el tipo de terreno estudiado. Para la elaboración de este EMS se realizaron 3 exploraciones del tipo SPT de 5.45 m de profundidad cada una. Se saca el promedio de estos tres sondajes para obtener el SPT más probable (Ver Figura 6.1), el cual será dato de entrada para el cálculo del coeficiente de seguridad y la probabilidad de falla.

El proyecto posee las siguientes características:

- Tipo de estructura: Edificio multifamiliar de 4 pisos estructurado con muro de albañilería portante.
- Área techada: 226 m².
- Área del terreno: 342 m².
- Carga por metro lineal de cimientos corridos: 7 ton/m.
- Carga puntual en zapata más cargada: 24 ton.
- Distancia entre ejes de cimentación: 3.8 m.

EXPLORACIÓN DEL SUELO

OBRA:	Residencial Santa Isabel
UBICACIÓN:	Calle Los Ceibos con Las Casuarinas A-1A
FECHA:	Febrero del 2008
SONDAJE:	Promedio

LONGITUD:	541161.36 mE
LATITUD:	9426720.76 mS
NIVEL DE TERRENO:	30 m.s.n.m
NIVEL FREÁTICO:	2.95 m

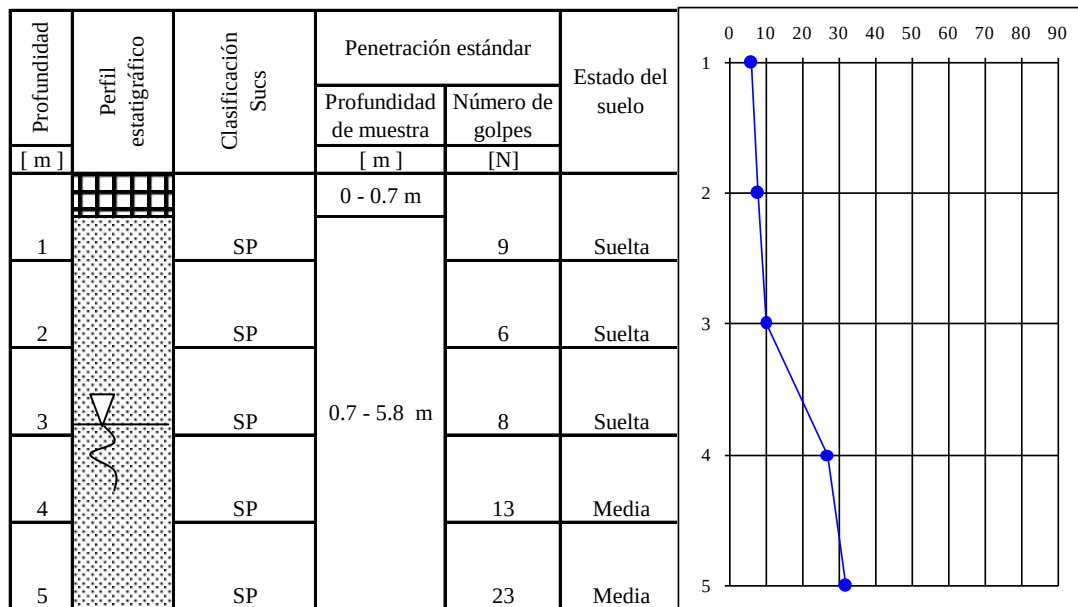


Figura 6.1. Valores de N Promedio del EMS del Proyecto Residencial Santa Isabel.

El diseño de la cimentación se basa en la probabilidad de falla que se quiera tener como límite para cada cálculo, dependiendo de los daños que se producirían si ocurre la falla.

Cabe destacar que existen reglamentos extranjeros que dan un valor de probabilidad de falla en función de los daños que se producirían si ocurre la falla, tanto por estados de límites últimos como por estados de límites de servicio. El estado límite último (ELU) se considera asociado con una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso u otras formas de fallo mecánico de la misma o de una parte de ella y el estado límite de servicio (ELS) se considera asociado con una reducción o pérdida de funcionalidad que afecten el uso normal de la obra.

Para estas dos condiciones se cuantifican los daños socio-ambientales y económicos. La seguridad debe ser mayor cuando las consecuencias sociales o ambientales de la falla son graves; cuando la falla suele ser estrictamente económica es recomendable hacer un estudio de optimización económica del proyecto.

Como antecedentes podemos citar al eurocódigo 1, las recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias (ROM 0.0 Y ROM 0.5-05), la norma EHE para proyecto y construcción de hormigón y la *Joint Committee on structural safety* (JCSS). Esta última está compuesta por 66 miembros de distintas partes del mundo tales como Alemania, Japón, Portugal, Estados Unidos, entre otros.

En 1971, el comité CEB que coordina las actividades de las seis asociaciones internacionales en ingeniería civil, integrado por la CEB, CIB, FIB, IABSE y RILEM, creó un Comité Mixto de Seguridad Estructural, JCSS, con el objetivo de mejorar el conocimiento general en seguridad estructural. El JCSS ha tenido más de 40 reuniones, durante estas reuniones se han discutido más de 200 documentos sobre la seguridad estructural y cuestiones conexas. Estos documentos han orientado sobre diseño y construcción de diferentes tipos de estructuras y materiales, así como otros documentos de la ISO, Eurocódigos y los Modelos CEB y ECCS.

1. Eurocódigo 1: es una norma europea que proporciona una serie de métodos comunes para calcular la resistencia mecánica de los elementos que desempeñan una función estructural en una obra de construcción, en lo sucesivo denominados “los productos de construcción estructurales”. Dichos métodos permiten proyectar y verificar la estabilidad de las obras de construcción o de partes de las mismas, así como dar a los productos de construcción estructurales las dimensiones necesarias.

Muestran tres clases de fiabilidad que están asociadas a tres clases de consecuencias de los fallos de la estructura o de los elementos estructurales en cuestión. A continuación, se muestra las tres clases de consecuencias y las tres clases de fiabilidad.

Tabla 6.1. Definición de las clases de consecuencias.

Clases de Consecuencias	Descripción	Ejemplos de edificios y obras de ingeniería civil
CC3	Consecuencia grave de pérdida de vidas humanas; o consecuencias económicas, sociales o medio ambiente muy importantes .	Estadios, edificios en que las consecuencias de un fallo son graves (por ejemplo, una sala de concierto).
CC2	Consecuencia moderada de pérdida de vidas humanas; o consecuencias económicas, sociales o medioambientales considerables.	Edificios residenciales y de oficinas, edificios públicos donde las consecuencias de un fallo son moderadas (por ejemplo, un edificio de oficina).
CC1	Consecuencia leve de pérdida de vidas humana y consecuencias económicas, sociales o medioambientales, mínimas o despreciables.	Edificios agrícolas en los que la gente no entra normalmente (por ejemplo, almacenes) invernaderos.

Fuente: Eurocódigo 1

Tabla 6.2. Valores mínimos recomendados de fiabilidad para ELU (Eurocódigo 1).

Clase de fiabilidad	Valores mínimos de β	
	Período de referencia de 1 año	Período de referencia de 50 años
RC3	5.2	4.3
RC2	4.7	3.8
RC1	4.2	3.3

Nota- Un proyecto que use la norma EN 1990 con los coeficientes parciales dados en el anexo A1 y las Normas EN 1991, hasta EN 1999, es considerado que conduce generalmente a una estructura con un valor β mayor que 3.8 para un período de referencia de 50 años. Las clases de fiabilidad para los elementos de la estructura por encima de RC3 no son tratadas en este anexo, ya que estas estructuras necesitan cada una de ellas un tratamiento individualizado.

Tabla 6.3. Fiabilidad para elementos estructurales con tipo de consecuencia 2.

Estado límite	Índice objetivo de fiabilidad	
	1 año	50 años
Último	5.2	3.8
De fatiga	-	1.5 a 3.8*
De servicio (irreversible)	2.9	1.5

*Depende del grado de aptitud a la inspección y de la tolerancia a los daños.

Fuente: Eurocódigo 1

2. ROM 0.5-05 (Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias): éstas recomendaciones reúnen los criterios necesarios para la definición y realización de los trabajos de exploración geotécnica, la elaboración de la información obtenida con dicha exploración, los métodos de análisis de los diversos aspectos de tipo geotécnico y modo de evaluar los parámetros en cada caso y, finalmente, el estudio de los problemas geotécnicos que presentan cada una de las tipologías estructurales más habituales en las obras marítimas y portuarias.

La seguridad mínima exigida a las obras marítimas y portuarias en cada una de las fases de proyecto está en función de la importancia de las mismas, establecido a partir del Índice de Repercusión Económica (IRE) y el Índice de Repercusión Social y Ambiental (ISA). En este sentido, la seguridad debe ser mayor cuando las consecuencias sociales o ambientales de la falla son graves (Índice social y ambiental, ISA, alto o muy alto). En estos casos, el ingeniero debe tomar todas las precauciones necesarias para evitar posibles daños. La probabilidad de fallo que aquí se indica (10^{-4} en la vida útil) es consistente con lo que se especifica en otros códigos de cálculo. Esa probabilidad es únicamente una referencia formal necesaria para ordenar el proyecto. Como se ha dicho, la falla no debe ocurrir.

A continuación se presenta la probabilidad de falla máxima en la vida útil de la estructura para estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS).

Tabla 6.4. Probabilidad de fallo para ELU

Índice ISA	No significativo < 5	Bajo 5 a 9	Alto o muy alto ≥ 20
Máxima probabilidad de falla en la vida útil	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}
Índice de confianza	2.33	3.09	3.72

Fuente: ROM 0.5-05

Tabla 6.5. Probabilidad de fallo para ELS

Índice ISA	No significativo < 5	Bajo 5 a 9	Alto o muy alto ≥ 20
Máxima probabilidad de falla en la vida útil	0.10	0.07	0.05
Índice de confianza	1.28	1.48	1.65

Fuente: ROM 0.5-05

1. EHE (Instrucción de Hormigón Estructural): esta instrucción es aplicable a las estructuras realizadas con hormigones especiales, tales como los ligeros, los pesados, los refractarios y los compuestos con amiantos, serrines u otras

sustancias análogas; a las estructuras que estén expuestas normalmente a temperaturas superiores a 70°C; a los elementos estructurales mixtos de hormigón y acero estructural y, en general, a las estructuras mixtas de hormigón y otro material de distinta naturaleza con función resistente y las presas. Los valores de probabilidad de falla de la Tabla 6.6 se deben considerar como valores nominales de seguridad que sirven de base para el desarrollo de unas reglas coherentes y rigurosas para el dimensionamiento de estructuras.

Tabla 6.6. Probabilidad de falla e índice de fiabilidad para ELU Y ELS (EHE)

Estado límite	Probabilidad de fallo Pf	Índice de fiabilidad β
Último	7.2×10^{-5}	3.8
Servicio	6.7×10^{-2}	1.5

Fuente: Instrucción de Hormigón Estructural

El diseñador debe valorar la falla y en base a su experiencia dar unas disposiciones que ayuden a establecer unos límites. Para los tres cálculos geotécnicos vistos en este estudio, la licuación produce daños importantes tanto a la estructura como a las personas por lo que su probabilidad de falla debe ser en sentido estricto en el orden de 0.01 %, el diseño por capacidad de carga implica que no ocurra una falla mecánica de la cimentación que produciría daños a la edificación y a las personas que la habitan, por lo que la probabilidad de falla debe ser en el orden de 0.1 % y por último, el asentamiento de una cimentación que se da a lo largo de la vida útil de la edificación puede producir daños en la estructura que exija reparaciones (consecuencias económicas) por lo que la probabilidad de falla debe ser en el orden de 1 %.

Las probabilidades de falla anteriores se han obtenido en base a los daños y a la Recomendaciones geotécnicas para Obras marítimas y portuarias (ROM 0.5-05), cuyos valores se aplican a modo de fallos geotécnicos, en comparación al resto de normas que presentan probabilidades de falla globales.

6.1 Confiabilidad del potencial de licuación

El potencial de licuación se ha estudiado aquí a través del método de Seed e Idriss, se considera que la ciudad de Piura en épocas de máxima precipitación ha llegado a saturar el suelo hasta una cota aproximada de 31 m.s.n.m.³⁸

Para el cálculo de la relación de esfuerzos totales y efectivos, la densidad seca se obtiene de los rangos de valores encontrados en la tesis del Ing. Juan Carlos Chiroque a partir del valor de penetración estándar (N); y la densidad total se obtiene usando las relaciones peso-volumen para un grado de saturación de 100%.

$$\rho_d = \left(\frac{G_s \cdot \rho_w}{1 + e} \right) \quad \text{Ecuación 6.1}$$

$$\rho_t = \left(\frac{G_s + S \cdot e}{1 + e} \right) \rho_w \quad \text{Ecuación 6.2}$$

³⁸ Cota de referencia a la que llegó el nivel de agua en época del fenómeno El Niño de 1998. Apuntes de los cursos de recursos hídricos en la carrera de ingeniería civil de la Universidad de Piura.

donde:

S: Grado de saturación

G_s: Gravedad específica

ρ_w: Densidad del agua (kN/m³)

ρ_d: Densidad seca (kN/m³)

ρ_t: Densidad total (kN/m³)

Combinando la Ecuación 6.1 y la Ecuación 6.2, se obtiene la densidad total en función de variables conocidas por la tesis del Ing. Juan Carlos Chiroque. (Ecuación 6.3)

$$\rho_t = \rho_d + S \left(\rho_w - \frac{\rho_d}{G_s} \right) \quad \text{Ecuación 6.3}$$

donde:

S: Grado de saturación=1

G_s: Gravedad específica promedio=2.62

ρ_w: Densidad del agua=1 kN/m³

ρ_d: Densidad seca, f(N).

ρ_t: Densidad total

Al programa de evaluación de potencial de licuación se entra con los valores de penetración estándar (N), cota del terreno, a_{max} en la superficie y magnitud del sismo.

En referencia a la tesis del Ing. César Pinto el valor de a_{max} estimado para nuestro distrito es de 0.24g en la superficie, pero si tomamos en cuenta la norma E. 030 para la región Costa la a_{max} = 0.4g en el basamento rocoso. Para el cálculo del potencial de licuación se usará la aceleración en la superficie del suelo.

Una manera de representar cómo calcula el programa los suelos potencialmente licuables es a través del algoritmo que se muestra en la Figura 6.2.

Para este caso, los datos de entrada se muestran en la Figura 6.3. Debido a que la exploración llega a 5.45 m sólo calcula el potencial de licuación hasta esa profundidad. Automáticamente el programa da como resultados el factor de seguridad y probabilidad de falla por profundidad. (Ver Figura 6.4)

En la Figura 6.4 se observa los resultados del cálculo de potencial de licuación para los valores N promedio de las exploraciones, mostrada en la Figura 6.1. El programa no calcula la probabilidad de falla a partir de los 6 m porque no existen registros de N a partir de esa profundidad.

A los 5 m de profundidad, la probabilidad de falla es 0.004%; que satisface con las especificaciones de la ROM 0.5-05; mientras que a 4 m el coeficiente de seguridad es 0.98 y tiene una probabilidad de falla de 58.63 % obtenido con N₁ de 17. Esto indica que a partir de 5 m el suelo no es potencialmente licuable ya que existe una probabilidad de 99.996% de que el coeficiente de seguridad sea 1.57.

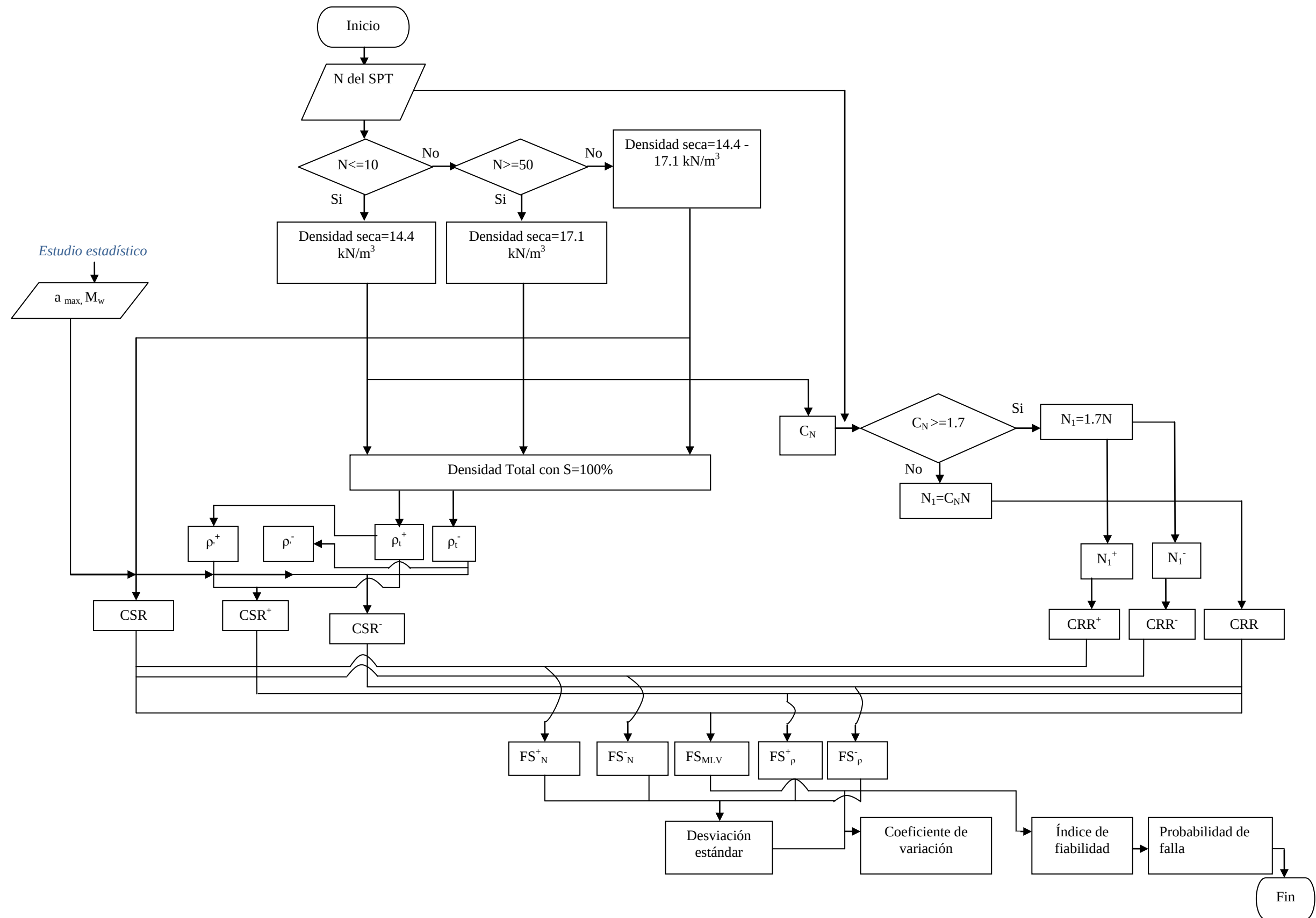


Figura 6.2 . Algoritmo para calcular el potencial de licuación en el terreno de Piura.

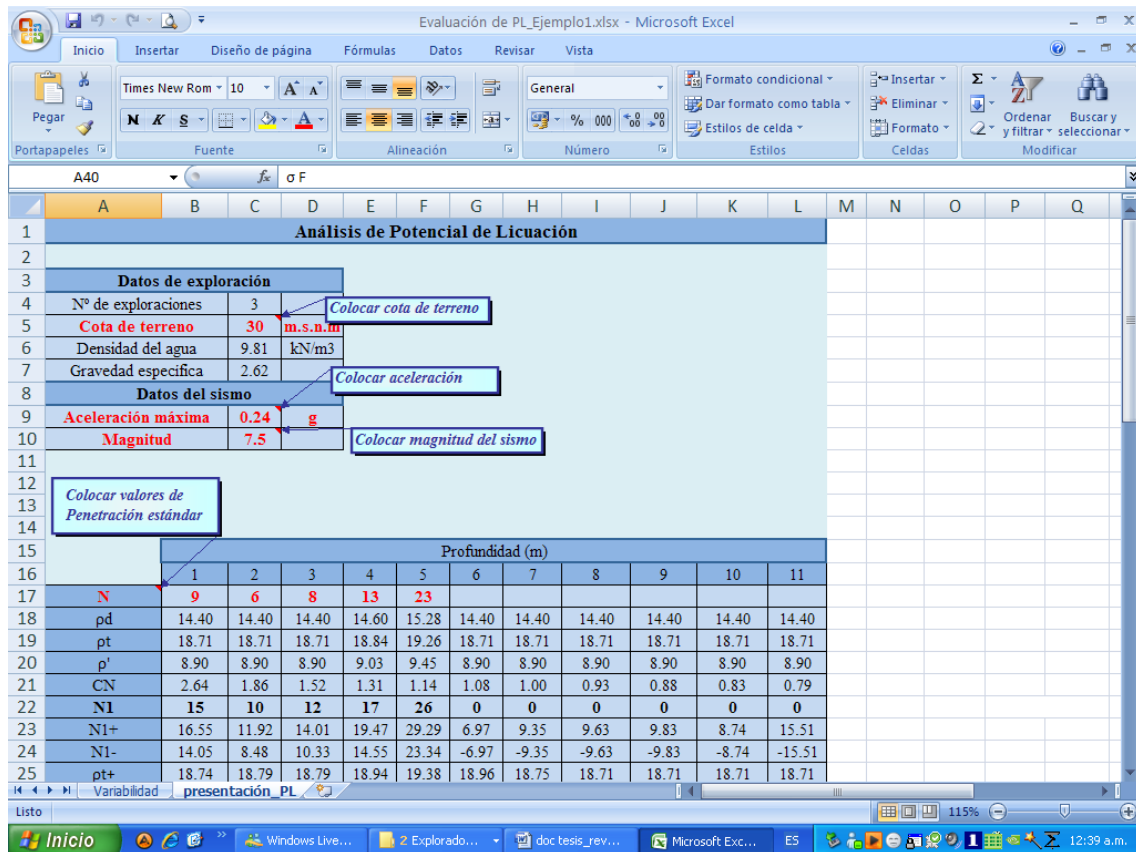


Figura 6.3. Vista de entrada de datos para el cálculo de potencial de licuación.

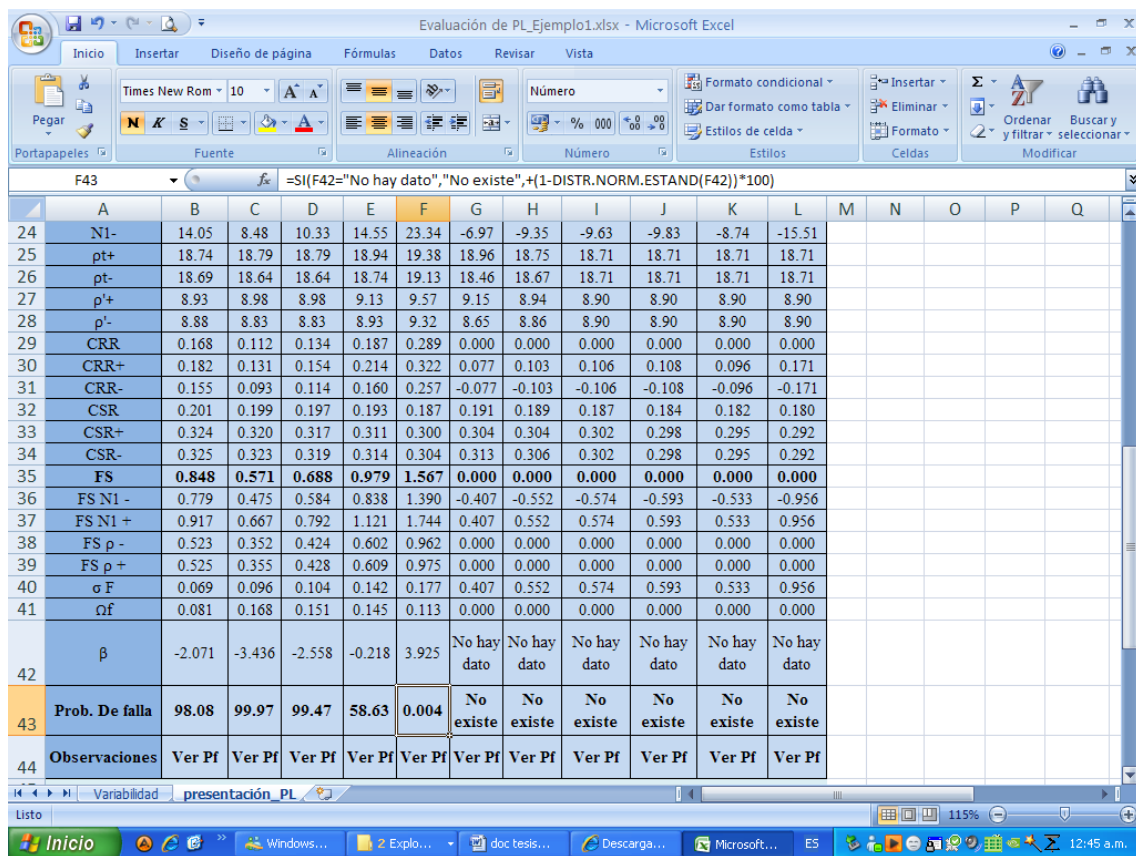


Figura 6.4. Vista de los resultados: F.S y Probabilidad de falla para el cálculo de potencial de licuación.

Además, el coeficiente de variación (Ω_{FS}) disminuye conforme aumenta la profundidad y el índice de fiabilidad β aumenta conforme aumenta la profundidad lo que indica que el área de la cola derecha de la distribución del coeficiente de seguridad disminuye y se refleja en el valor de probabilidad de falla (P_f).

6.2 Confiabilidad del asentamiento en arenas

El cálculo del asentamiento se basa en el método de Burland y Burbidge, se considera que el asentamiento admisible se calcula en base a una distorsión angular (α) dada por la norma E. 050.

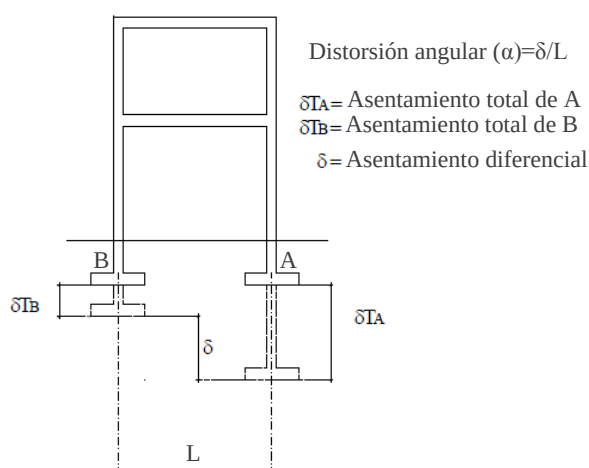


Figura 6.5. Asentamiento diferencial (Fuente RNE E. 050)

Tabla 6.7. Distorsión angular (Fuente RNE E. 050)

TABLA N° 8 DISTORSION ANGULAR = α	
$\alpha = \delta / L$	DESCRIPCION
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado de espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperar dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

El asentamiento diferencial resulta ser la multiplicación de la distorsión angular (α) por la longitud entre ejes de cimentaciones aisladas.

El asentamiento total se obtiene a partir del asentamiento diferencial. El límite superior de la Figura 6.6 se acerca a una razón $\delta_D / \delta = 1$, lo cual es a menudo un buen valor para ser usado en el diseño. En sitios con arenas excepcionalmente homogéneas, tales como

rellenos compactados en espesores uniformes, podríamos usar una razón δ_D / δ en el rango de 0.5 a 0.75.

Las estructuras basadas en losas de cimentación son mucho más rígidas que aquellas sobre zapatas aisladas, por tanto la razón δ_D / δ deberá ser más pequeña.

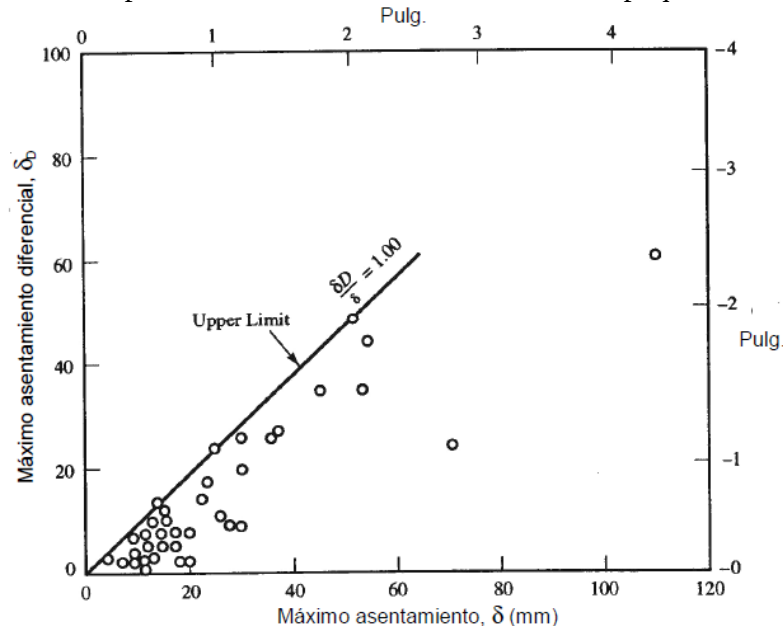


Figura 6.6. Asentamientos total y diferencial de zapatas sobre arenas (Adaptado de Bjerrum, 1963).

En la norma E. 050 se señala que en el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total (Artículo 14.- Asentamiento tolerable). Este criterio permite calcular el asentamiento total admisible.

La definición del coeficiente de seguridad para el cálculo del asentamiento no es la típica relación entre resistencia y carga sino que en términos de asentamiento es la relación entre lo admisible por normas y el más probable (Ecuación 6.4), por lo que el índice de fiabilidad (β) presenta una variante en la ecuación usada en el resto de cálculos geotécnicos. (Ecuación 6.5).

$$FS_{\text{Asent.}} = \frac{\text{Asentamiento admisible}}{\text{Asentamiento más probable}} \quad \text{Ecuación 6.4}$$

$$\beta = \frac{\ln\left(FS_{\text{MVL}} \times \sqrt{1 + \Omega(FS)^2}\right)}{\sqrt{\ln(1 + \Omega(FS)^2)}} \quad \text{Ecuación 6.5}$$

Los datos de entrada son los valores de penetración estándar (N), la carga que soportará la cimentación, la distancia entre ejes de cimentación y la condición que se admite para la edificación a construir.

Una manera de representar el cálculo del factor de seguridad y probabilidad de falla por asentamiento que realiza el programa a través de los parámetros de diseño, como ancho de cimentación y profundidad de base de cimentación, es a través del algoritmo que se muestra en la Figura 6.7.

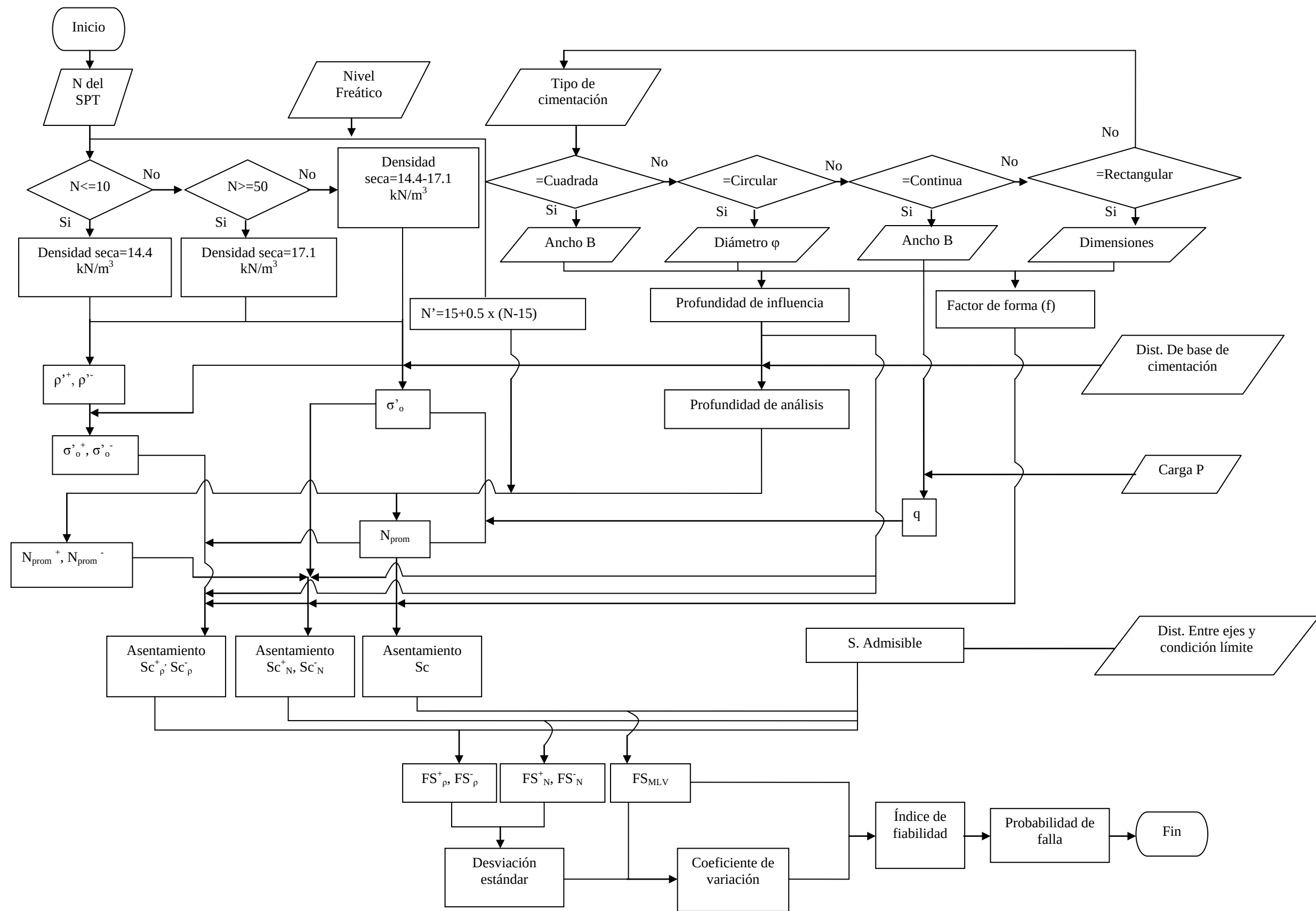


Figura 6.7. Algoritmo para calcular el asentamiento en arenas de Piura.

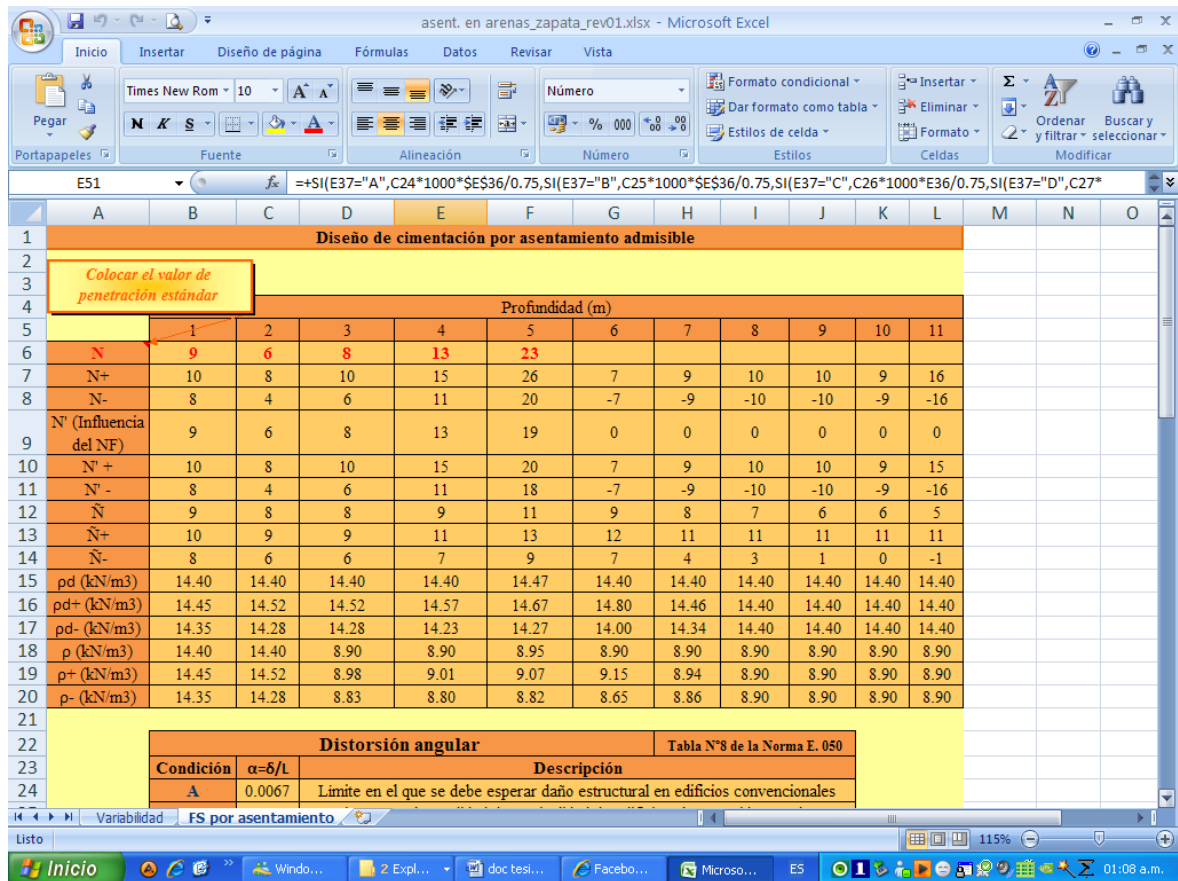


Figura 6.8. Vista de entrada de datos: Penetración estándar para el cálculo de asentamiento en arenas.

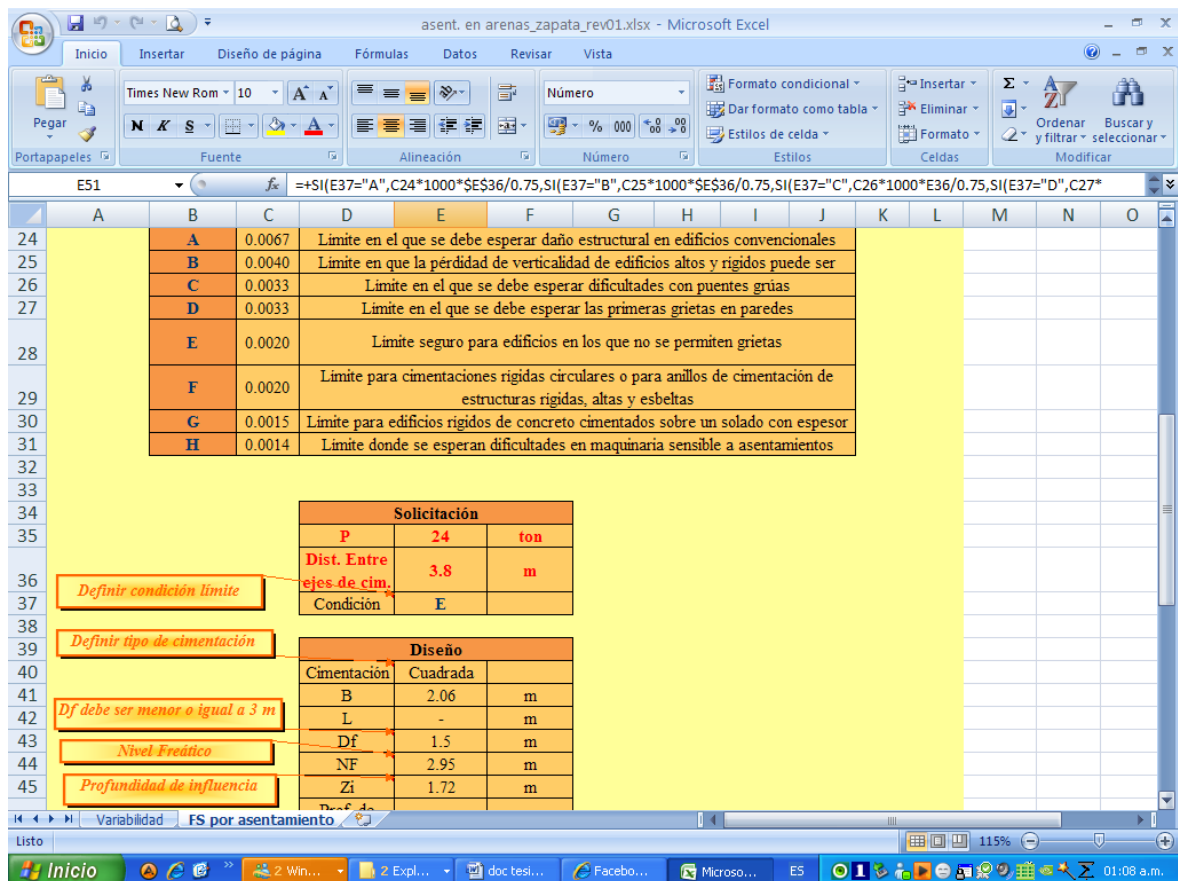


Figura 6.9. Vista de entrada de datos: Zapata cuadrada para el cálculo de asentamiento en arenas.

El programa da la opción de definir el tipo de cimentación, variar las dimensiones de ésta y la profundidad de base de cimentación. Esta profundidad de base de cimentación puede llegar hasta 3 m.

Para el caso particular del edificio multifamiliar, los datos de entrada de resistencia a la penetración se muestran en la Figura 6.8 y los datos de entrada de las características de la edificación y cimentación se muestran en la Figura 6.9. La condición usada es la E, que corresponde a límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.

En el EMS se especifica el uso de dos tipos de cimentación, una zapata cuadrada y cimientos corridos. La base de la zapata llega a una profundidad de 1.5 m y la base del cimiento corrido llega a una profundidad de 2 m.

Se evalúa la zapata cuadrada de 2.06 m de ancho. Automáticamente el programa da como resultados el factor de seguridad y probabilidad de falla (Ver Figura 6.10).

En la Figura 6.10 se observa que el N promedio a la profundidad de análisis es 9. Para las condiciones a las que va a estar expuesta la zapata, el asentamiento calculado es de 5.54 mm con un coeficiente de seguridad de 1.83 y probabilidad de falla de 0.926 %. Esto se interpreta como que existe una probabilidad de 0.926% de que el coeficiente de seguridad al asentamiento sea distinto a 1.83; o que existe una probabilidad de 99.074% de que el coeficiente de seguridad al asentamiento sea 1.83.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
45	Profundidad de influencia			Zi	1.72	m									
46				Prof. de análisis	3.22	m									
47				q	55.48	kPa									
48				N	9										
49				N+	11										
50				N-	7										
51				Sadm	10.133	mm									
52				f(L/B)	1.00										
53				σ'o	21.60	kPa									
54				σ'o+	21.77	kPa									
55				σ'o-	21.43	kPa									
56				Sc	5.541	mm									
57				FS	1.829										
58				FS N+	2.348										
59				FS N-	1.334										
60				FS p+	1.834										
61				FS p-	1.824										
62				σ FS	0.507										
63				σ FS	0.277										
64				β	2.355										
65				Prob. De falla	0.926										

Figura 6.10. Vista de resultados: F.S y Probabilidad de falla del cálculo del asentamiento en arenas para zapata cuadrada de 2.06 m de ancho.

Se evalúa el cimiento corrido de 1.13 m de ancho. Automáticamente el programa da como resultados el coeficiente de seguridad y probabilidad de falla (Ver Figura 6.12).

asent. en arenas_cimiento corrido_rev1.xlsx - Microsoft Excel

Inicio

Insertar

Diseño de página

Fórmulas

Datos

Revisar

Vista

Pegar

Portapapeles

Fuente

Alineación

Número

Estilos

Formato condicional

Dar formato como tabla

Estilos de celda

Insertar

Eliminar

Formato

Σ

Ordenar y filtrar

Modificar

Celdas

PSO

Figura 6.11. Vista de entrada de datos: Cimiento corrido para el cálculo de asentamiento en arenas.

asent. en arenas_cimiento corrido_rev1.xlsx - Microsoft Excel

Nivel Freático	Df	2	m
Profundidad de influencia	NF	2.95	m
	Zi	1.10	m
	Prof. de analisis	3.10	m
	q	60.77	kPa
	N̄	9	
	N̄+	11	
	N̄-	7	
	Sadm	10.133	mm
	f(L/B)	1.56	
	σ'o	28.80	kPa
	σ'o+	29.05	kPa
	σ'o-	28.55	kPa
	Sc	5.575	mm
	FS	1.818	
	FS N+	2.334	
	FS N-	1.326	
	FS p+	1.825	
Desviación estándar del FS	FS p-	1.811	
Coeficiente de variación del FS	σ FS	0.504	
	αFS	0.277	
Índice de fiabilidad	β	2.333	
	Prob. De falla	0.984	

Nivel Freático

Profundidad de influencia

Desviación estándar del FS

Coeficiente de variación del FS

Índice de fiabilidad

FS por asentamiento

Figura 6.12. Vista de resultados: F.S y Probabilidad de falla del asentamiento en arenas para cimiento corrido de 1.13 m de ancho.

En la Figura 6.12 se observa que el N promedio a la profundidad de análisis es 9. Para las condiciones a las que va a estar expuesto el cimiento corrido, el asentamiento calculado es de 5.56 mm y posee una probabilidad de 0.984% de que el coeficiente de seguridad sea distinto a 1.82.

6.3 Confiabilidad de la capacidad de carga

El cálculo de capacidad de carga máxima se basa en el método de Terzaghi, se considera que por tratarse de arenas, la cohesión es cero y sólo se calcula los factores N_q y N_γ en función del ángulo de fricción (ϕ).

Estos factores pueden ser obtenidos de tablas de distintos autores como Terzaghi, Brinch Hansen, etc. Se usará la correlación de Peck, Handson y Thorburn que se muestra en la Figura 6.13.

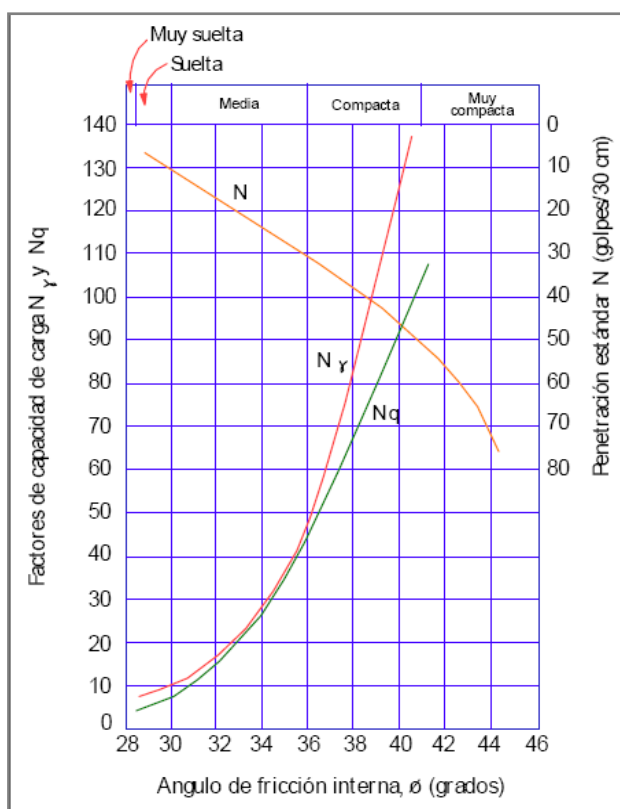


Figura 6.13. Relación entre factores de capacidad de carga, ϕ y el valor de N del ensayo SPT. (Peck, Handson y Thornburn)

Con los valores de N , se calcula la densidad seca con ayuda de los valores obtenidos en la tesis del Ing. Juan Carlos Chiroque y con la densidad se hallan los ángulos de fricción en base a la tesis de la Ing. Judith Vallejos a través de una relación polinómica de grado 4 (Ecuación 6.6).

$$\phi' = 19311\rho^4 - 121961\rho^3 + 288589\rho^2 - 303197\rho + 119355$$

Ecuación 6.6

Donde:

ϕ' : Ángulo de fricción efectivo ($^\circ$)

ρ : Densidad (g/cm^3)

Los factores de carga resultan de la gráfica mostrada en la Figura 6.13.

La capacidad de carga actuante es calculada como la carga entre el área de la cimentación.

Los datos de entrada son los valores de penetración estándar (N) y la carga que soportará la cimentación.

Una manera de representar el cálculo del factor de seguridad y probabilidad de falla por capacidad de carga, que realiza el programa a través de los parámetros de diseño, como ancho de cimentación y profundidad de base de cimentación, es a través del algoritmo que se muestra en la Figura 6.14.

El programa da la opción de definir el tipo de cimentación, variar las dimensiones de ésta y la profundidad de base de cimentación. Esta profundidad de base de la cimentación puede llegar hasta 3 m.

Para el caso particular del edificio multifamiliar, los datos de entrada de resistencia a la penetración se muestran en la Figura 6.15, los datos de entrada de las características de la edificación y cimentación para zapata cuadrada se muestra en la Figura 6.16 y los datos de entrada de las características de la edificación y cimentación para cimientos corridos se muestra en la Figura 6.18.

Se verifica por capacidad de carga si las dimensiones de las cimentaciones calculadas por asentamiento son suficientes. La base de la zapata cuadrada llega a una profundidad de 1.5 m y la base del cimiento corrido llega a la profundidad de 2 m.

Se evalúa la zapata cuadrada de 2.06 m de ancho. Automáticamente el programa da como resultados el coeficiente de seguridad y probabilidad de falla. En la Figura 6.17 se observa que el coeficiente de seguridad de 7.36 tiene una probabilidad de falla de 0 %. El ancho B hallado en el diseño por asentamiento satisface al diseño por capacidad de carga.

Se evalúa el cimiento corrido de 1.13 m de ancho. Automáticamente el programa da como resultados el factor de seguridad y probabilidad de falla. En la Figura 6.19 se observa que el coeficiente de seguridad es de 7.44 y tiene una probabilidad de falla de 0 %. Se ha comprobado que para este ancho de cimiento corrido, la probabilidad de falla es 0%.

Se han obtenido las dimensiones de diseño cuya probabilidad de falla del coeficiente de seguridad cumple con los requerimientos de la ROM 0.5 – 05.

De esta manera, se comprueba que para zapatas cuadradas el ancho de diseño será 2.06 m con un factor de seguridad de 1.83 y probabilidad de falla de 0.926 % (menor a 1 %) por asentamiento admisible, y un factor de seguridad de 7.36 y probabilidad de falla de 0 % (menor a 0.1%) por capacidad de carga. El ancho B por asentamiento manda en el diseño.

En el caso de cimientos corridos el ancho de diseño será 1.13 m con un factor de seguridad de 1.82 y probabilidad de falla de 0.984% (menor a 1%) por asentamiento admisible, y un factor de seguridad de 7.44 y probabilidad de falla de 0 % (menor a 0.1%) por capacidad de carga.

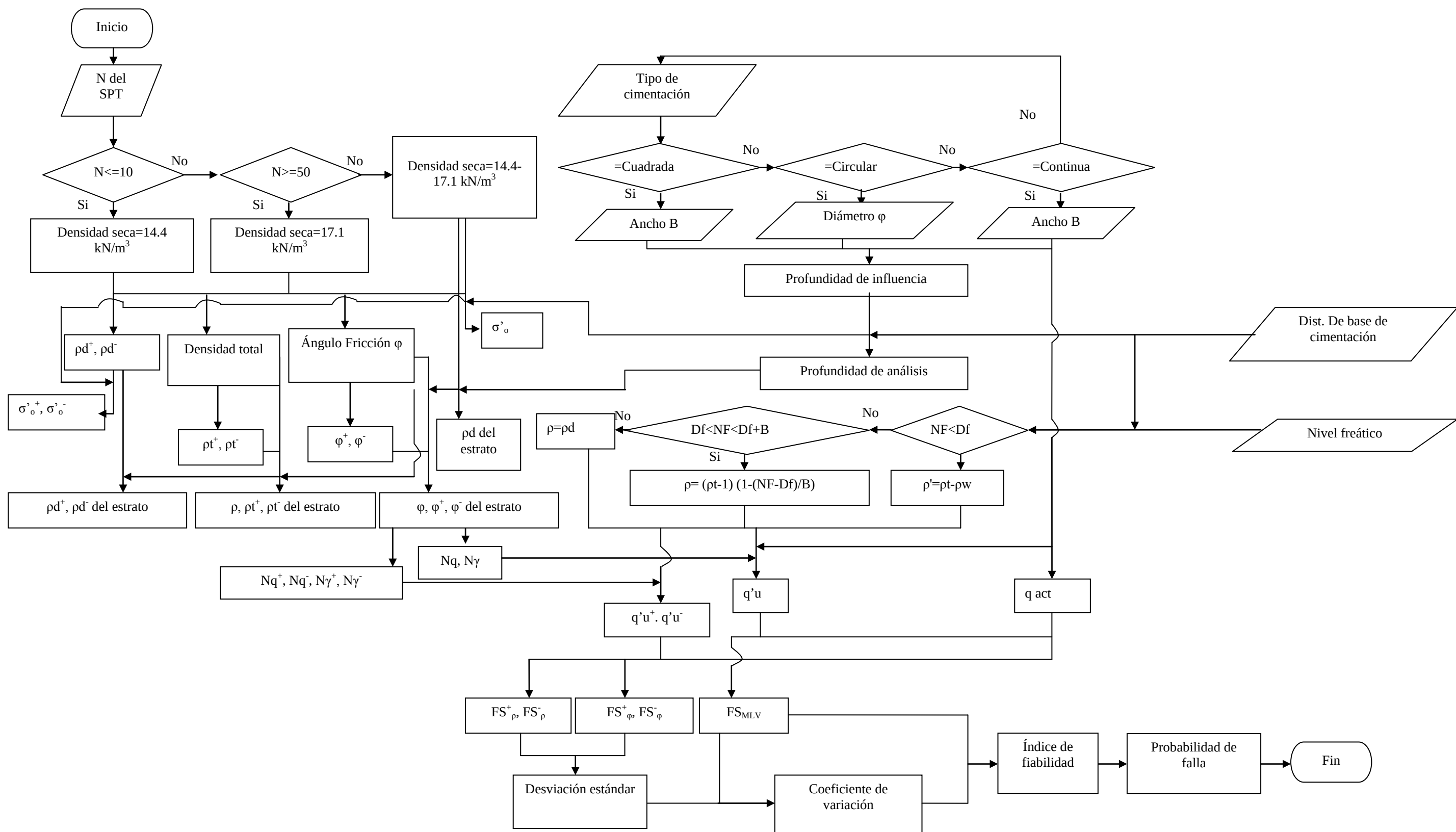


Figura 6.14. Algoritmo para calcular la capacidad de carga en el suelo de Piura

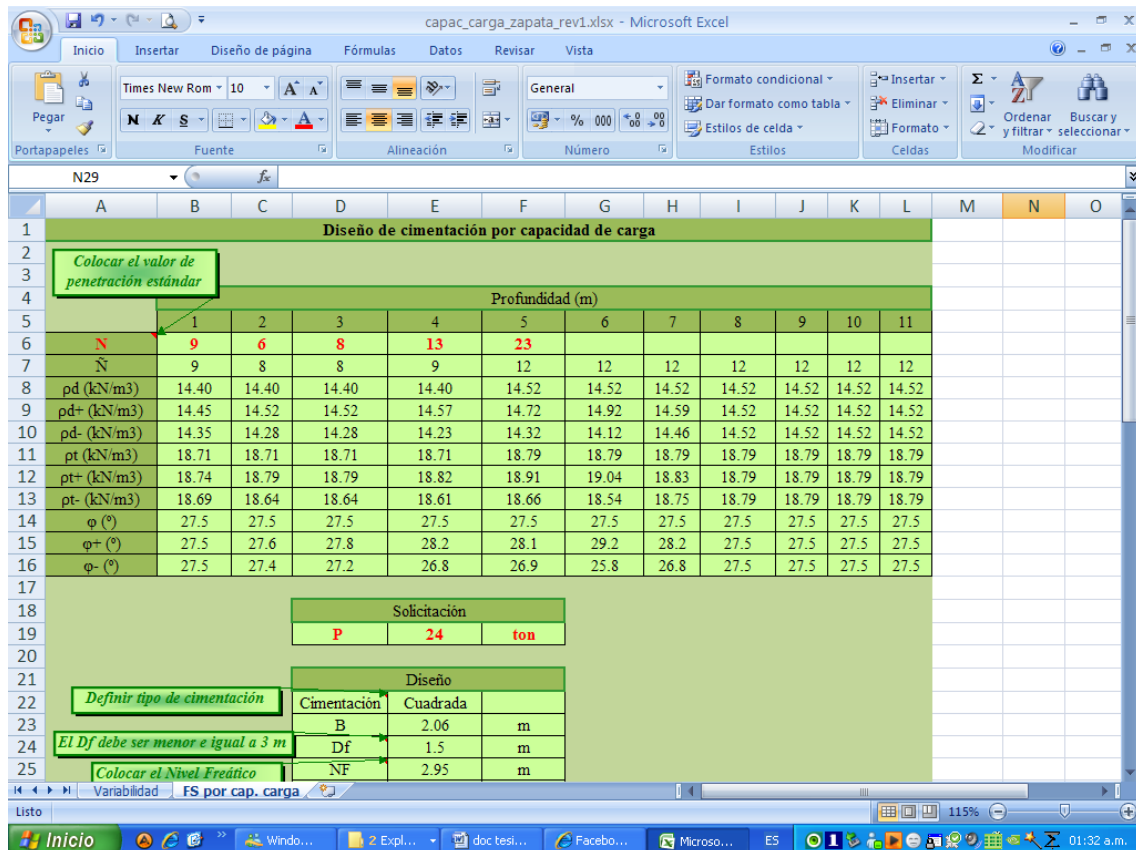


Figura 6.15. Vista de entrada de datos: Penetración estándar para el cálculo de capacidad de carga.

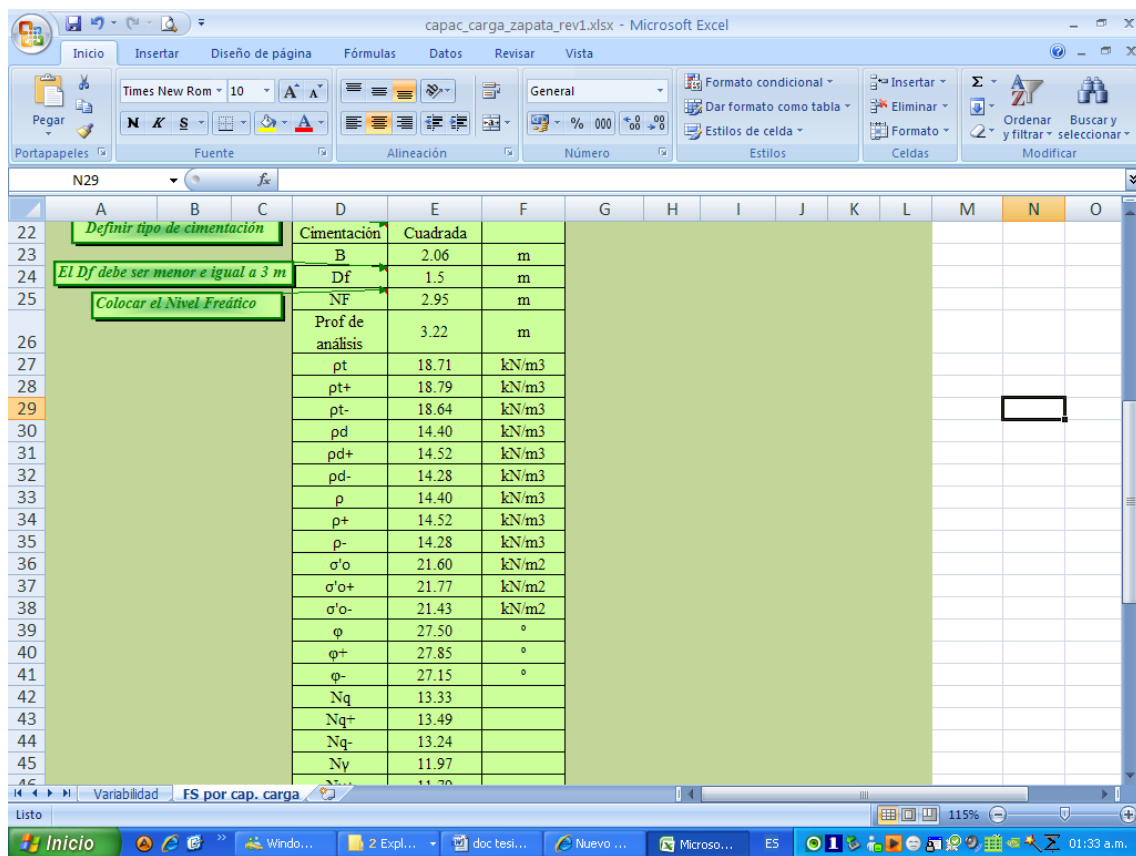


Figura 6.16. Vista de entrada de datos: Zapata cuadrada para el cálculo de capacidad de carga.

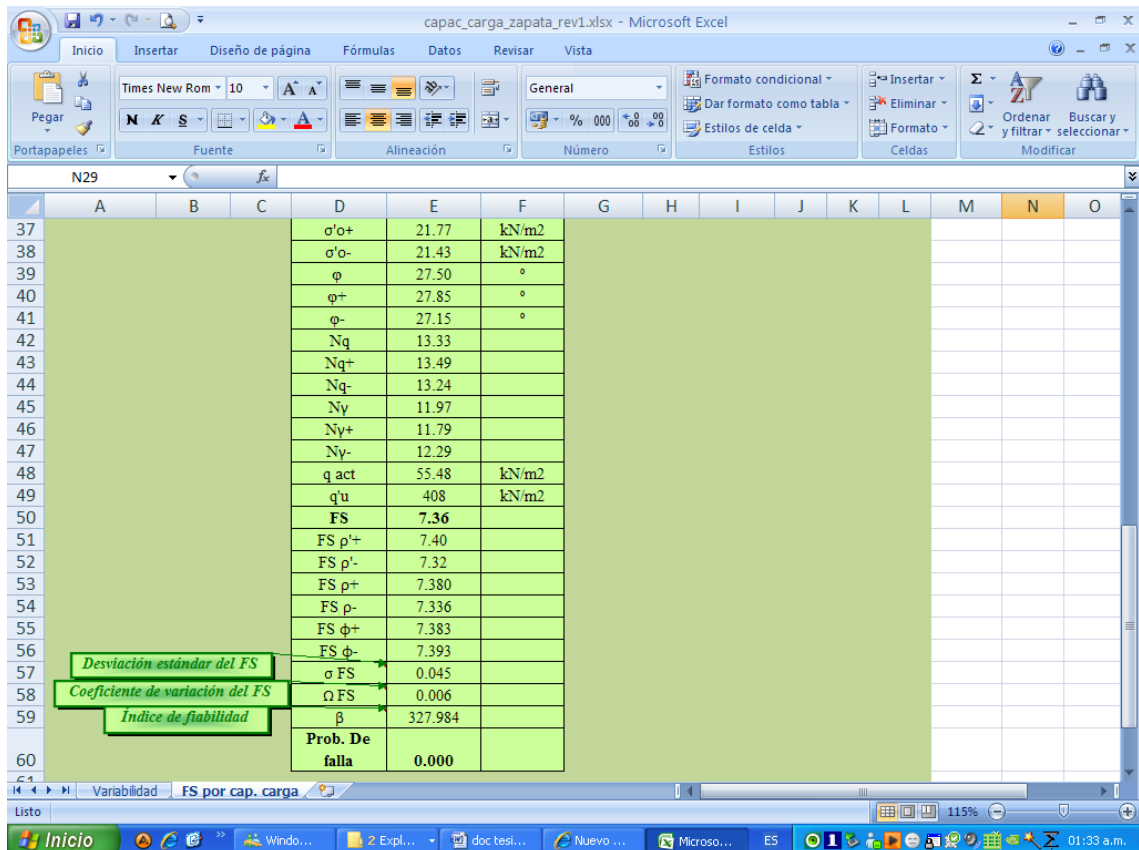


Figura 6.17. Vista de resultados: F.S y Probabilidad de falla del cálculo de capacidad de carga para una zapata cuadrada de 2.06 m de ancho.

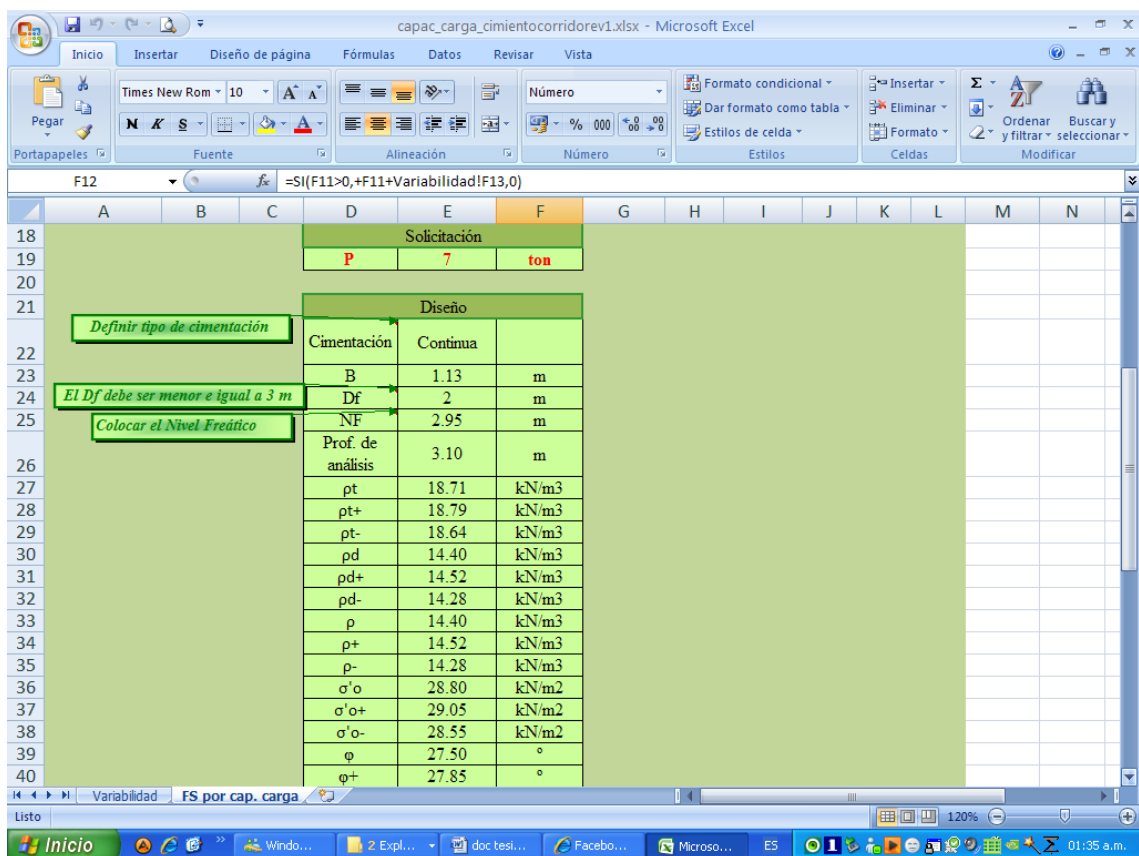


Figura 6.18. Vista de entrada de datos: Cimiento corrido para el cálculo de capacidad de carga.

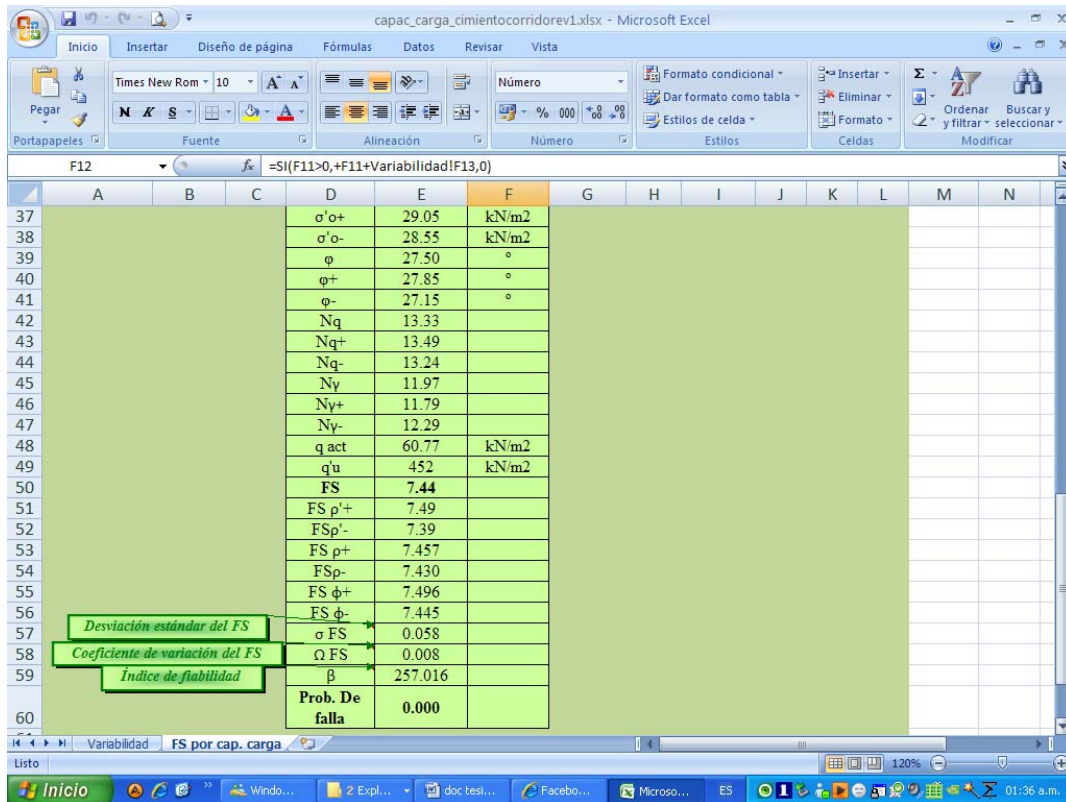


Figura 6.19. Vista de resultados: F.S y Probabilidad de falla del cálculo de capacidad de carga para un cemento corrido de 1.13 m de ancho.

Existe una limitación en el cálculo del factor de seguridad por capacidad de carga, debido a que las variables que intervienen en este cálculo (ρ y ϕ) parten de la correlación del valor de N y no de N directamente, así como ocurre en los otros dos cálculos presentados en este capítulo.

Conclusiones

- Teniendo como base los EMS realizados en el LEMC se puede afirmar que el suelo de Piura se caracteriza por poseer un comportamiento en el que la penetración estándar aumenta con la profundidad y que la mayor cantidad de datos de N se encuentran hasta los 6 m debido a que la mayoría de las exploraciones se realizan hasta esa profundidad.
- A partir de los gráficos por dispersión de los datos de la muestra, se obtiene que los valores de N al ser corregidos por presión de tapada se hacen más dispersos en los mínimos y máximos. Esto es así, porque al ajustar los valores a una recta tendencia, los primeros metros no satisfacen esta ley sino que a partir de los 4 m la tendencia es lineal.
- Con la clasificación del suelo por estado de densificación se encontró que existen arenas en estado suelto hasta los 4 m con mayor proporción a 1 m de profundidad, arenas en estado medianamente denso hasta los 7 m con mayor proporción a los 2 y 3 m de profundidad y arenas en estado denso a partir de los 2 m de profundidad con una proporción de 100 % a partir de los 6 m.
- El rango promedio de N y N₁, calculado numéricamente, aumenta conforme aumenta la profundidad hasta los 7 m y luego disminuye. Esta disminución se debe a que a partir de esa profundidad se encuentran datos de SPT con un N mayor a 100 y que en algunos EMS se registra dicho valor y en otros simplemente se coloca mayor a 100. Un N igual a 100 es uno de los límites dado por la norma que indica que se ha llegado al rechazo y por tanto a la culminación del ensayo. Sin embargo, la tendencia es que el rango promedio de N y N₁ aumente de forma lineal conforme aumenta la profundidad.
- La desviación estándar de los valores de N del SPT que se encuentra en función del rango promedio y la cantidad de datos también aumenta conforme aumenta la profundidad debido a que a mayor profundidad, el rango promedio es mayor y la cantidad de datos de la muestra es menor. Adicionalmente, a una misma profundidad la desviación estándar de N₁ es mayor a la desviación estándar de

N, debido a que al corregir por presión de tapada se incrementan los valores de N, aumentando también los valores de N máximos, y en consecuencia se obtiene un rango de N_1 mayor y una mayor desviación estándar.

- La desviación estándar de la densidad seca es pequeña y aumenta conforme aumenta la profundidad hasta los 6 m, a los 7 m disminuye y luego se hace cero porque a pesar que el valor de N aumente, la densidad seca (correspondiente para esa profundidad a un suelo denso) no aumenta sino que llega hasta cierto valor y luego se mantiene constante. Como la densidad total y el ángulo de fricción efectivo están en función de la densidad seca, la desviación estándar de estos parámetros posee la misma tendencia de la densidad seca.
- En el cálculo de potencial de licuación como el valor de N aumenta con la profundidad, se espera que el coeficiente de seguridad y el índice de fiabilidad aumenten mientras que el coeficiente de variación y la probabilidad de falla del coeficiente de seguridad disminuyan.
- El criterio para definir si un suelo es o no potencialmente licuable es la probabilidad de falla del coeficiente de seguridad. Mientras menor sea la probabilidad de falla, el suelo tiende a no ser potencialmente licuable. Como los daños cuando se produce licuación son altos se considera una probabilidad de falla admisible de 0.01%, tomando como referencia la ROM 0.5-05.
- El criterio para definir las dimensiones de diseño de una cimentación es la probabilidad de falla del coeficiente de seguridad por asentamiento y capacidad de carga. Depende del diseñador el valor de probabilidad de falla que desee poner como límite, pero debe tener en cuenta la importancia de los daños que se ocasionarían si se produce la “falla”. Siendo así, se recomienda considerar la dimensión de diseño cuya probabilidad de falla del coeficiente de seguridad por capacidad de carga sea menor e igual a 0.1 % y por asentamiento sea menor e igual a 1%, pues la rotura por capacidad de carga produciría daños más importantes en comparación con el asentamiento, que se da a lo largo de toda la vida útil de la edificación. Este criterio está basado en la ROM 0.5-05.

Recomendaciones

- Se pueden afinar las correlaciones de las propiedades del suelo eólico de Piura tomando una mayor cantidad de datos que la de los trabajos de tesis existentes, y así generar relaciones gráficas y ecuaciones de los valores de N con las propiedades características del tipo de suelo SP.
- En base al método de series de Taylor, se pueden desarrollar programas con otros cálculos geotécnicos como muros de contención, pantallas y cimentaciones profundas.
- Establecer una normativa interna que considere la probabilidad de falla en los diseños geotécnicos a partir del método de Taylor, tal como se aplica en países desarrollados.
- Se puede completar la investigación con el estudio de la variabilidad de las cargas y junto con la variabilidad del suelo obtener un coeficiente de seguridad y probabilidad de fallo global.

Referencias bibliográficas

- ABNT –Associação brasileira de normas técnicas. *Projeto de Estruturas de Concreto*. NBR 6118 - NB1. Brasil: Río de Janeiro, 2001.
- Abramowitz, M. y Stegun, I. A. *Handbook of Mathematical Functions with formulas, graphs and mathematical tables*. Washington: U.S. Government Printing Office, Junio 1964. 1946 p.
- Ángulo Bustíos, César. *Estadística*. 2ª Edición. Piura: Universidad de Piura, 2007. 272 p.
- Badillo, J y Rodriguez, R. *Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. Mexico: Limusa, 2006. 644p.
- Baecher, Gregory B.; Christian, John T. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. USA: Copyright 2003. 605 p.
- Benjamín, Jack R., Cornell C. Allin. *Probabilidad y Estadística en Ingeniería Civil*. Bogotá: McGraw Hill Latinoamericana, 1981. 685 p.
- Burland, T. B. y Burbridge, M. C. "Settlements of foundations on sand and gravel". Proc. I. C. E., Parte 1. Año 1985. pp 1325-1381.
- Canavos, George C. *Probabilidad y Estadística. Aplicaciones y Métodos*. Mexico DF: McGraw Hill, 1988. 651 p.
- Carter, Michael. *Correlations of soil properties*. Londres: Pentech Press 1991. 130 p.
- Chiroque Molero, Juan Carlos. *Caracterización de los suelos de Piura usando ensayos SPT*. Tesis (Ingeniero Civil). Piura: Universidad de Piura, 1995. 143p.
- Coduto, Donald P. *Foundation design: principles and practices*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 1994. 796 p.

- Comisión permanente del hormigón (CPH). *Instrucción de hormigón estructural*. EHE. Real decreto 2661/1998 del ministerio de fomento. España, enero de 1999. 445p.
- Comité europeo de normalización (CEN). *Eurocódigo 1. Bases de cálculo de estructuras*. España, junio 2003. 42p.
- Crespo Villalaz, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 3ra edición. México DF: Limusa 1985. 585 p.
- Dai, S. H. y Wang, M. O. *Reliability analysis in engineering applications*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1992.
- Department of the US Army, Corps of Engineers. “Engineering and Design - Geotechnical Investigations: Penetration Resistance Test and Sampling with a Split-Barrel Sampler”, marzo de 1988.
- Duncan, J M.; Gutierrez, M.; Woods, C. “Development of a simplified Reliability- Based Method for Liquefaction Evaluation”. USGS Grant number: 02HQGR0058. Septiembre 2002. 16 p.
- Duncan, Michael. “Factors of safety and reliability in geotechnical engineering”. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. Abril 2000. pp 307-316, 700-721.
- El Instituto de Geofísica del Perú (IGP). *Catálogo Sísmico*. Años 1982-2009.
- Estudio de mecánica de suelos. *Edificación multifamiliar ubicada en Santa María del Pinar – Piura*. Solicitado por NN Guillén, Julio 2005.
- García Nuñez, Jesús R. *Análisis comparativo del fenómeno de licuación en arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia)*. Tesis (Doctor en ingeniería de caminos, canales y puertos). Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2007. 371 p.
- Gibbs H. J. y Holtz W. G., “Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing”, Londres 1957.
- Henríquez Pantaleón, Carlos Iván. *Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación. Tesis (Doctor en ingeniería de caminos, canales y puertos)*. Madrid: Universidad politécnica de Madrid, 2007. 691 p.
- Indecopi. Suelos. *Método de ensayo de penetración estándar SPT*. NTP 339.133. Perú, 1999.
- Instituto geológico minero y metalúrgico (INGEMMET). *Carta geológica nacional* boletín N° 39. Luis Reyes R. y Julio Caldas V. Lima, Perú. Noviembre 1987.

- Jeyapalan, J. K. y Boehm, R. "Procedures for predicting settlements in sands. Proc. Spec. Conf. on Settl. Of Shallow founds on cohesionless soils". Geot. Spec. Pub. 5 ASCE. Año 1986. pp 1-22.
- Jiménez Salas, José A. De Justo Alpañes, José L. *Geotecnia y cimientos I. Propiedades de los suelos y de las rocas*. 2da edición. Madrid: Rueda 1975. 3v.
- Jiménez Salas, José A. De Justo Alpañes, José L. *Geotecnia y cimientos II. Mecánica del suelo y de las rocas*. 2da edición. Madrid: Rueda 1981. 3v.
- Jiménez Salas, José A. De Justo Alpañes, José L. *Geotecnia y cimientos III. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia*. 2da edición. Madrid: Rueda 1981. 3v.
- Kovacs W. y Salomone L. "SPT Hammer Energy Measurement", ASCE, Vol. 108, GT 4. Abril 1982. pp 599-621.
- Kovacs W., "Velocity Measurement of Free Fall SPT Hammer", ASCE, Vol. 105, GT 11. Purdue Univ: West Lafayette, noviembre 1979. pp 1-10.
- Kulhawy, F. H. Y y Mayne, P.W. *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Report N° EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, agosto 1990. 306 p.
- Leonards, G. A. "Investigation of failures." Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 108(No. GT2). Año 1975. pp 187–246.
- Liao. S. C. y Whitman, R. V. "Overburden correction Factors for SPT in sand. Journal of geotechnical engineering." ASCE, 112 (GT3). Año 1986. pp 373-377.
- Ludeña Encalada, Luis Patricio. *Variabilidad espacial del ensayo de penetración estándar de los sedimentos volcánicos del subsuelo del centro - norte de la ciudad de Quito*. Tesis (Magister en ingeniería geotécnica). Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2007. 108 p.
- Marcuson III W. y Bieganousky W., "SPT and Relative Density in Coarse Sands", ASCE, Vol. 103, GT 11. Año 1979. pp 1295-1309.
- Michelena, Roberto. *Mecánica de suelos aplicada*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú 1991. 187 p.
- Ministerio de fomento - Puertos del estado. *Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias*. ROM 0.5-05. Madrid, noviembre 2005. 535p.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. *Reglamento Nacional de edificaciones (RNE)*. Norma E 030 Diseño sismo resistente. Perú, junio 2006.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. *Reglamento Nacional de edificaciones (RNE)*. Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Perú, junio 2006.

- Nakayama, Shigeru. "In Situ Testing". Ground Engineering. Vol. 29, N° 02. Ritsumeikan University. Kyoto, Japón. Marzo 1996. pp. 10-16
- Peck, Ralph B., Hanson, Walter E., Thornburn, Thomas H. *Ingeniería de Cimentaciones*. 2da edición. Mexico DF: Limusa, 2000. 557 p.
- Pinto Zegarra, César. *Identificación de zonas con potencial de licuación en la ciudad de Piura con ensayos SPT*. Tesis (Ingeniero Civil). Piura: Universidad de Piura, 1999. 60p.
- Schmertmann J. and Palacios A., "Energy Dynamics of SPT", ASCE, Vol. 105, GT 8. Año 1979. pp 909-926.
- Seed B., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", ASCE, Vol. 111, № 12. Diciembre 1985.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division" ASCE, 97(SM9). Año 1971. pp 1249-1273.
- Skempton A. W., "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation", Geotechnique 36, № 3. Año 1986. pp 425-447.
- Stigler, S. M. *The History of Statistics: The Measurement of Uncertainty before 1900*. Cambridge y Londres: Harvard University Press, 1986.
- Taylor, J. R. *An Introduction to error analysis*. 2da edición. Sausalito, California: University Science Books, 1997.
- Terzaghi K., Peck R. y Mesri G. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3ra edición. New York: Wiley, 1996. 549 p.
- Terzaghi K., Peck R. *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*, 2da edición, Buenos Aires: El Ateneo, 1973. 722p.
- Vallejos Castro, Judith. *Dilatancia y ángulo de fricción efectivo de la arena eólica de Piura con el ensayo de corte directo*. Tesis (Ingeniero Civil). Piura: Universidad de Piura, 2004. 102p.
- Vesic, A. "Bearing capacity of deep foundations in sand". Highway Research Record, 39. National Academy of sciences, National Research Council. Año 1963. pp 112-153.

Anexo A

Plano de ubicación de SPT

