

CÓDIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA

CÓDIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA

Asociación Costarricense de Geotecnia

Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica
Segunda Edición

Revisión, Redacción y Esquema Fundamental

Marcia Cordero
Marlon Jiménez
Gastón Laporte
José A. Rodríguez
Sergio Sáenz
Marco Tapia
Marco Valverde
Secretario Ejecutivo: José P. Rodríguez

Revisión

Dr. Gabriel Auvinet- Consultor Mexicano

Comisión de Apoyo CSCR 2002

Miguel Cruz
María Laporte

Colaboradores

Roy Bogantes
Álvaro Climent
Manuel Gutiérrez
William Vargas

CÓDIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA

Asociación Costarricense de Geotecnia

Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica
Primera Edición

Redacción y Esquema Fundamental

Eduardo Avilés
Marcia Cordero
Julio Delgado
Manuel Gutiérrez
Gastón Laporte
José A. Rodríguez
Sergio Sáenz
Marco Tapia
Oscar Vega

Discusión corrección y aprobación

Eduardo Avilés
Gastón Laporte
Sergio Mora
José A. Rodríguez
Sergio Sáenz
Dr. Angel Uriel (qdDg)-Consultor Español

Comisión de apoyo

Luis Llach
Oldemar Ramírez
Roque Rímolo
Fernando Rodríguez
Jorge Jiménez
Marco Valverde
Rolando Vega

PREFACIO (2^{da} EDICIÓN)

Transcurrida más de una década desde que se editó la primera edición del Código de Cimentaciones de Costa Rica, se han presentado cambios en el desarrollo de la geotecnia que obligaron a actualizar dicho documento en algunos capítulos, los cuales se complementaron con aspectos de diseño para dar más criterios a los usuarios de este Código, así como subtemas adicionales de actualidad nacional.

Se mantuvo prácticamente el mismo temario, sin embargo con la formulación de las Euronormas y otros códigos Americanos, se ha elaborado una descripción más a fondo de algunas metodologías de diseño, sobretodo aquellas basadas en estado límite. Se agregan además otros aspectos que no estaban regulados, adaptándolo a nuevas prácticas geotécnicas en nuestro país.

El contenido de esta segunda edición continúa con una primera parte sobre Normativas y Filosofías del diseño, que incluye generalidades de nuestros suelos, requisitos mínimos para la investigación geotécnica y aspectos de seguridad y acciones de diseño. Una segunda parte de Metodologías de Diseño para cimentaciones superficiales, profundas, obras de retención, excavaciones y análisis de deformaciones y asentamientos. Finalmente una tercera parte que complementa el capítulo sobre Temas Geotécnicos Especiales, que trata sobre aspectos asociados al fenómeno de licuación, mejoramiento del terreno y temas de instrumentación e inspección de obras geotécnicas.

Este Código está hecho para servir en el sentido práctico a todos aquellos profesionales que trabajen en el diseño de obras geotécnicas y suplir la falta de conocimiento a aquellos que por su formación carecen de los conceptos fundamentales.

Se agradece a la Comisión Código de Cimentaciones, a los miembros de la Comisión Permanente del Código Sísmico de Costa Rica 2002, así como, a otros usuarios que participaron con sugerencias e inquietudes. Se extiende además el agradecimiento a Junta Directiva del Colegio de Ingenieros Civiles.

PREFACIO (1ª EDICIÓN)

El Código de Cimentaciones de Costa Rica establece los requisitos mínimos de exploración, análisis, diseño y construcción de las cimentaciones de edificios y viviendas en Costa Rica, necesarios para lograr un nivel de seguridad adecuado.

El objetivo del Código es procurar que las cimentaciones de las edificaciones sean proyectadas y construidas de tal manera que bajo condiciones normales de carga no se produzcan daños que obstaculicen la operación del edificio o pongan en peligro su integridad estructural. Se ha procurado agregar la consideración de factores, para que en condiciones sísmicas extraordinarias, no se produzcan fallas en la cimentación que puedan llevar al colapso de la superestructura.

Este Código no pretende regular el diseño y construcción de cimentaciones de estructuras especiales tales como puentes, presas, etc. Va dirigido más bien, al diseño y construcción de las edificaciones consideradas por el Código Sísmico de Costa Rica.

Tampoco se presentan normas rígidas que deban ser utilizadas ciegamente. Por el contrario, debe ser considerado como una guía que proporciona información y criterios al usuario para lograr cimentaciones seguras, confiables y económicas.

Además, aunque el Código sea en cierta manera detallista, no pretende ser dogmático. Así, aquellos profesionales que tengan los conocimientos y herramientas apropiados pueden proponer soluciones más refinadas, debidamente documentadas.

El Código está concebido para su uso en cualquier tipo de suelo, sin embargo, se hace un primer esfuerzo por considerar los tipos de suelo predominantes en la Gran Área Metropolitana y luego en el resto del país. Para ello, se mencionan las características de los principales tipos de suelos que se pueden encontrar, se identifican los problemas usuales asociados a cada uno de ellos y se proponen posibles soluciones.

El Código está presentado como un documento dinámico, de tal manera que la experiencia que su uso genere en Costa Rica y las innovaciones tecnológicas que se presenten, puedan ir retroalimentando sin modificar su estructura básica general.

Debe aclararse que, en lo sucesivo, se utiliza la palabra cimentación para referirse al conjunto formado por el elemento estructural que transmite la carga de la superestructura al suelo más el suelo o roca soportante.

TABLA DE CONTENIDOS

1.	EL MEDIO SOPORTANTE Y PROBLEMAS ASOCIADOS	1
1.1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.2.	TIPOS DE SUELO	1
1.2.1.	Arcillas de alta expansividad.....	2
1.2.2.	Limos de baja resistencia.....	3
1.2.3.	Rellenos artificiales	4
1.2.4.	Suelos granulares finos de baja densidad	4
1.2.5.	Suelos tixotrópicos	5
1.3.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS SUELOS	6
1.4.	PROBLEMAS ASOCIADOS AL MEDIO SOPORTANTE	6
2.	REQUISITOS MÍNIMOS PARA LA EJECUCIÓN DE ESTUDIOS DE SUELOS	8
2.1.	GENERALIDADES	8
2.2.	NATURALEZA DEL PROYECTO	8
2.2.1.	Estudios preliminares	8
2.2.2.	Estudios para el diseño y construcción.....	9
2.2.3.	Estudios de comprobación.....	9
2.2.4.	Estudios de seguimiento	9
2.3.	MODELO GEOTÉCNICO	9
2.4.	PRUEBAS DE LABORATORIO	11
3.	ASPECTOS DE SEGURIDAD Y ACCIONES DE DISEÑO	13
3.1.	GENERALIDADES	13
3.2.	ASPECTOS TEÓRICOS.....	13
3.3.	ACCIONES DE DISEÑO	16
3.4.	ESTADO LÍMITE DE FALLA.....	17
3.4.1.	Capacidad de soporte.....	17
3.4.1.1.	Método de resistencia última.....	17
3.4.1.2.	Método de esfuerzos de trabajo	18
3.4.2.	Factores de reducción y seguridad para otros aspectos	19
3.5.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	19
4.	CIMENTACIONES SUPERFICIALES	23
4.1.	GENERALIDADES	23
4.1.1.	Tipos de cimentaciones superficiales	23
4.1.2.	Nivel de desplante	24
4.1.3.	Efecto de la rigidez	24
4.2.	CAPACIDAD SOPORTANTE	26
4.2.1.	Estimación de la capacidad de soporte	26
4.2.2.	Cimientos rectangulares o circulares.....	28
4.2.3.	Cargas excéntricas	29
4.2.4.	Cargas inclinadas.....	31
4.2.5.	Suelos estratificados	31

4.2.6.	Cimientos sobre taludes o laderas – base del cimiento inclinada.....	32
4.2.6.1.	Método de diseño último	32
4.2.6.2.	Método de esfuerzos de trabajo	33
4.2.7.	Cimentaciones en roca.....	33
4.2.7.1.	Consideraciones generales.....	33
4.2.7.2.	Requisitos de la cimentación en roca	34
4.2.7.3.	Capacidad de soporte.....	34
4.2.7.4.	Estabilidad de la masa rocosa.....	46
4.2.8.	Nivel freático	47
4.2.9.	Estructuras vecinas	47
4.3.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	50
4.3.1.	Placas individuales o corridas	50
4.3.2.	Cimientos combinados	51
4.3.3.	Rellenos de sustitución	51
4.3.4.	Losas de fundación	53
4.3.5.	Cimentación con pozos.....	54
4.3.6.	Cimentación con bloque rígido	55
4.4.	RECOMENDACIONES SOBRE SUELOS ESPECIALES	57
4.4.1.	Cimientos sobre suelos expansivos	57
4.4.2.	Cimientos sobre suelos colapsables.....	58
4.4.3.	Cimientos sobre terrenos licuables.....	59
4.4.4.	Cimentaciones sometidas a vibración.....	60
5.	CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	61
5.1.	USO Y DEFINICIONES.....	61
5.2.	TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	61
5.2.1.	Micropilotes.....	61
5.2.2.	Pilotes	62
5.2.3.	Pilas o pilares.....	62
5.2.4.	Cilindros de fundación	63
5.3.	CARGAS.....	63
5.3.1.	Cargas estructurales.....	63
5.3.2.	Fricción negativa	63
5.3.3.	Empujes laterales del terreno.....	64
5.4.	CAPACIDAD DE CARGA AXIAL ÚLTIMA DE LOS PILOTES.....	65
5.4.1.	Cálculo estático	65
5.4.1.1.	Capacidad de carga en suelos granulares	65
5.4.1.2.	Capacidad de carga en suelos cohesivos (condición no drenada)	67
5.4.2.	Correlaciones empíricas	69
5.4.3.	Pruebas de carga	69
5.4.4.	Métodos aproximados	70
5.5.	EFFECTOS DE HINCA.....	74
5.6.	PILOTES SOBRE ROCAS.....	75
5.6.1.	Capacidad de carga por punta en roca.....	75
5.6.2.	Capacidad de carga por fricción entre concreto y roca	76
5.7.	PILOTES SOMETIDOS A FUERZAS DE EXTRACCIÓN	76
5.8.	PILOTES CON CARGA LATERAL.....	76

5.8.1.	Pilotes cortos	77
5.8.2.	Pilotes largos	77
5.8.3.	Métodos alternativos de análisis	78
5.9.	PILOTES EN GRUPO SOMETIDOS A MOMENTO	79
5.10.	EFFECTO DE PILOTES EN GRUPO	81
5.11.	OTROS ASPECTOS	82
5.11.1.	Pérdida o aumento de la capacidad de carga del pilote	82
5.11.2.	Efectos sísmicos	82
5.11.3.	Flexión de pilotes esbeltos en depósitos suaves	83
5.11.4.	Daños a otros pilotes o estructuras durante la hinca	83
5.11.5.	Reducción de la fricción negativa	83
5.11.6.	Pilotes para viviendas	83
6.	OBRAS DE RETENCIÓN Y EXCAVACIONES	85
6.1.	GENERALIDADES	85
6.2.	EMPUJE DE TIERRAS	85
6.2.1.	Condición de empuje	85
6.2.2.	Teorías para el cálculo de empuje	91
6.2.2.1.	Teoría de Rankine	91
6.2.2.2.	Teoría de Coulomb	93
6.2.3.	Coeficientes de empuje	97
6.2.4.	Empuje dinámico	99
6.3.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	101
6.3.1.	Capacidad soportante	101
6.3.2.	Estabilidad contra el deslizamiento	102
6.3.3.	Estabilidad contra el volcamiento	103
6.3.4.	Estabilidad global	103
6.3.5.	Estabilidad interna	104
6.3.6.	Deformaciones	104
6.4.	CASOS ESPECIALES	105
6.4.1.	Arcillas expansivas	105
6.4.2.	Suelos parcialmente saturados	105
6.4.3.	Presiones hidrostáticas	105
6.5.	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	106
6.5.1.	Estabilidad durante la construcción	106
6.5.2.	Filtros y drenajes	106
6.5.3.	Material de relleno	109
6.6.	EXCAVACIONES	109
6.6.1.	Estabilidad de las paredes	109
6.6.2.	Falla por capacidad soportante en el fondo	111
6.6.3.	Sifonamiento o falla del fondo por subpresiones	111
6.6.4.	Danos en estructuras vecinas por deformaciones	112
7.	DEFORMACIONES Y ASENTAMIENTOS	113
7.1.	GENERALIDADES	113
7.1.1.	Introducción al problema	113
7.1.2.	Definiciones	114

7.2.	DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE DEFORMABILIDAD DEL MEDIO SOPORTANTE	114
7.2.1.	Comportamiento de los diferentes tipos de suelo	114
7.2.2.	Propiedades del suelo para el cálculo de asentamientos.....	115
7.3.	CÁLCULOS DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO DEBIDOS A LA PRESIÓN DE FUNDACIÓN.....	116
7.3.1.	Métodos de cálculos de esfuerzos	116
7.3.2.	Métodos numéricos para el cálculo de esfuerzos	116
7.3.3.	Distribución de esfuerzos en la masa de suelo	117
7.3.3.1.	Cimentaciones superficiales	117
7.3.3.2.	Grupos de pilotes.....	117
7.4.	CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS	117
7.4.1.	Componentes del asentamiento total de la cimentación superficial	117
7.4.2.	Cálculo del asentamiento inmediato (elástico).....	118
7.4.3.	Cálculo del asentamiento por consolidación	118
7.4.4.	Cálculo del asentamiento por consolidación secundaria	119
7.4.5.	Cálculo del asentamiento del grupo de pilotes	119
7.4.5.1.	Definición	119
7.4.5.2.	Asentamientos por consolidación para grupos de pilotes en suelos cohesivos	120
7.4.5.3.	Asentamientos elásticos para grupos de pilotes en suelos no cohesivos	120
7.5.	CONSIDERACIONES ESPECIALES	120
7.5.1.	Confiabilidad de los cálculos de asentamientos	120
7.5.2.	Asentamientos debidos a sismos	121
7.5.3.	Evaluación de asentamientos en cimentaciones compensadas.....	121
7.5.4.	Esfuerzos y asentamientos en suelos estratificados o anisotrópicos	121
7.5.5.	Estructuras sobre rellenos.....	122
8.	TEMAS ESPECIALES	123
8.1.	EFFECTOS DE LOS SISMOS EN LOS SUELOS	123
8.1.1.	El fenómeno de la licuación	123
8.1.2.	Tipos de falla del terreno	123
8.1.2.1.	Desplazamiento o corrimiento lateral.....	124
8.1.2.2.	Oscilación del terreno.....	125
8.1.2.3.	Flujo.....	125
8.1.2.4.	Pérdida de la capacidad de soporte.....	125
8.1.3.	Factores que inciden en la ocurrencia y desarrollo de la licuación	126
8.1.4.	Evaluación de susceptibilidad	127
8.1.4.1.	Criterios históricos.....	127
8.1.4.2.	Criterios geológicos.....	127
8.1.4.3.	Criterios de composición	127
8.1.4.4.	Criterios de estado inicial del suelo.....	128
8.1.5.	Metodologías de análisis	128
8.1.5.1.	Métodos de grado 1	128
8.1.5.2.	Métodos de grado 2	130
8.1.5.3.	Métodos de grado 3	130

8.1.6.	Evaluación de los efectos de la licuación de suelos	134
8.1.7.	Potencial de licuación en Costa Rica.....	134
8.1.8.	Medidas correctivas para disminuir el potencial de licuación.....	135
8.2.	MEJORAMIENTO DE SUELOS	135
8.3.	ASPECTOS AMBIENTALES	137
8.3.1.	Generalidades	137
8.3.2.	Ámbito de aplicación.....	138
8.3.3.	Recomendaciones específicas.....	138
8.3.3.1.	Rellenos sanitarios.....	138
8.3.3.2.	Botaderos.....	139
8.3.3.3.	Laderas y cortes.....	139
8.3.3.4.	Tajos y canteras	139
9.	INSTRUMENTACIÓN E INSPECCIÓN.....	141
9.1.	INSTRUMENTACIÓN.....	141
9.2.	INSPECCIÓN.....	143

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1.1: Propiedades típicas de arcillas expansivas y limos de baja resistencia	3
Cuadro 2.1: Requisitos mínimos para la exploración de campo	10
Cuadro 2.2: Tipos de ensayos de laboratorio y objetivos principales	11
Cuadro 3.1: Factores de reducción Φ para la capacidad soportante de los suelos (CFIA 2003).....	17
Cuadro 3.2: Factores de seguridad para capacidad de soporte	18
Cuadro 3.3: Factores de seguridad para cargas excéntricas	18
Cuadro 3.4: Factores de reducción y seguridad para distintos aspectos geotécnicos.....	19
Cuadro 3.5: Asentamiento total admisible (Adaptado de Sowers 1979).....	20
Cuadro 3.6: Distorsión angular límite para distintas condiciones (Adaptado de Bjerrum 1963).....	21
Cuadro 4.1: Módulo de deformación E_o y Módulo de reacción vertical del suelo (K_{s1}).....	25
Cuadro 4.2: Factores de corrección para cargas inclinadas (Sowers 1990)	31
Cuadro 4.3: Factores de corrección para los factores de capacidad de carga (Sowers 1979)	40
Cuadro 4.4: Valores de la constante m_i para roca intacta y por tipo de roca (Hoek et al. 2002).....	42
Cuadro 4.5: Valores recomendados para el parámetro de alteración D (Hoek et al. 2002) .	43
Cuadro 4.6: Valores nominales de presiones admisibles	46
Cuadro 5.1: Valores propuestos para β (Bjerrum 1969)	64
Cuadro 5.2: Valores recomendados para el coeficiente de empuje lateral K (Tomlinson 1994).....	66
Cuadro 5.3: Coeficientes de fricción entre suelos no cohesivos y pilotes u otras estructuras similares (Tomlinson 1994).....	66
Cuadro 5.4: Valores de la adherencia entre la arcilla y pilotes (Adaptado de Tomlinson 1957).....	68
Cuadro 5.5: Valores recomendados de ψ	69
Cuadro 5.6: Coeficiente de eficiencia para distintos tipos de martillos (Das 2005)	71
Cuadro 5.7: Coeficiente de restitución para distintos tipos de material del pilote (Das 2005)	71
Cuadro 5.8: Valores de constante c_1	71
Cuadro 5.9: Valores de constante c_2	72
Cuadro 5.10: Valores de constante c_3	72
Cuadro 5.11: Valores de la constante C para la fórmula de ENR (Das 2005)	73
Cuadro 5.12: Factores de reducción Φ para el cálculo de la capacidad admisible de los pilotes (Modificado de US Army Corps of Engineers)	73
Cuadro 5.13: Factores de seguridad para el cálculo de la capacidad admisible de los pilotes (US Army Corps of Engineers)	74
Cuadro 6.1: Tipos de muros y sus características.....	86
Cuadro 6.2: Coeficientes dinámicos para distintos tipos de suelo y según el tipo de zona (Laporte 2004)	100
Cuadro 8.1: Tipos de inestabilidad originados por fenómenos de licuación.....	126

Cuadro 8.2: Criterio de Iwasaki para evaluar el potencial de licuación (Technical Comité for Earthquake Geotechnical Engineering, 1993)	130
Cuadro 8.3: Valón de N(barra) según el Código Chino	134
Cuadro 8.4: Métodos de mejoramiento de suelos	135
Cuadro 9.1: Controles generales.....	142
Cuadro 9.2: Tipos de instrumentos.....	143

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.1: Factores de capacidad de carga para la ecuación general de capacidad de soporte (Reissner 1924 y Meyerhoff 1955).....	27
Figura 4.2: Distribución de esfuerzos por cargas excéntricas (adaptado AASHTO 1992)..	30
Figura 4.3: Modos de falla por capacidad soportante asociados con diversas condiciones del macizo rocoso (Adaptado de ASCE 1996).....	36
Figura 4.4: Factor de corrección J para espaciamiento de las discontinuidades con la profundidad (Bishnoi 1968)	39
Figura 4.5: Valores de GSI con base en las condiciones geológicas (Hoek et al. 2002).....	44
Figura 4.6: Valores de capacidad de soporte admisible en roca discontinua (ASCE 1996)	45
Figura 4.7: Excavaciones cerca de cimentaciones (Adaptado de Rico Rodríguez 1988)	48
Figura 5.1: Factor de capacidad de carga N_q^* para cimentaciones profundas (Meyerhoff 1976).....	67
Figura 6.1: Presión activa de Coulomb – suelos friccionantes (Adaptado de Das 1990)	94
Figura 6.2: Presión pasiva de Coulomb – suelos friccionantes (Adaptado de Das 1990)....	95
Figura 6.3: Polígono de fuerzas del método de Coulomb para suelos friccionantes y cohesivos	95
Figura 6.4: Empujes a considerar en obras de retención de laderas – condición estable e inestable.....	97
Figura 6.5: Coeficientes de empuje típicos en arenas y arcillas.....	98
Figura 6.6: Determinación de la línea de acción de P_{ae} (Adaptado de Das 1990).....	100
Figura 6.7: Diagrama de posibles tipos de falla (Adaptado de Das 1990)	104
Figura 6.8: Detalle del drenaje	107
Figura 6.9: Detalle de drenajes con geotextil	108
Figura 6.10: Sistemas típicos de ademes (Jiménez Salas 1980).....	110
Figura 7.1: Asentamiento de un grupo de pilotes.....	119
Figura 8.1: Tipos de falla del terreno debido a la licuación	124
Figura 8.2: Distancia del epicentro hasta el sitio más lejano donde ocurrió licuación, R, para magnitudes de onda superficiales, M_s (Adaptado de Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, 1993)	129
Figura 8.3: Factor de reducción para estimar la variación del esfuerzo cíclico cortante con la profundidad (Adaptado de Youd e Idriss 2001).	132
Figura 8.4: Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limpias, $M = 7,5$ (Adaptado de Youd e Idriss 2001)	132
Figura 8.5: Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limosas, $M = 7,5$ (Adaptado de Youd e Idriss 2001).....	133
Figura 8.6: Aplicabilidad de técnicas de mejoramiento según el tamaño de partícula de suelo.....	137

SIMBOLOGÍA

A	Área de la placa
A	Área de la sección del pilote
A	Área del alma para secciones de acero
A'	Área efectiva de la placa cuando se presentan cargas excéntricas
A_b	Área de la base del pilote
A_b	Área seccional del pilote en la base
A_{eq}	Área del fuste en contacto con el suelo
A_f	Área bruta para secciones de concreto
A_g	Área del fuste del pilote en contacto con el tramo del suelo que genera la fricción negativa
A_L	
A_w	
a	Constante del material que depende del índice geológico de resistencia (GSI)
a_{max}	Aceleración máxima
a_{max}	Aceleración pico estimada
B	Ancho mínimo de la cimentación
B	Ancho de la base del cimiento en contacto con el suelo
B	Ancho de la excavación
B'	Ancho reducido del cimiento para casos de carga excéntrica
C	Constante considerado en las fórmulas dinámicas
C_A	Aherencia suelo-pilote que se establece con base en la resistencia al corte no drenada
C_c	Índice de compresión del suelo
C_v	Coefficiente de consolidación del suelo
C_n	Coefficiente de corrección por presión
c	Cohesión del material
c'	Cohesión efectiva del material
c_a	Adherencia entre la cimentación y el suelo
c_c	Factor de corrección para N_c
c_f	Factor de corrección para N_γ
c_u	Resistencia al corte no drenada en condición saturada
c_1	Compresión elástica del sombrerete
c_2	Compresión elástica del pilote
c_3	Compresión elástica del suelo
D	Diámetro del bloque rígido
D	Diámetro del pilote
D	Factor de alteración producida por voladura o excavación en macizos rocosos
D	Profundidad de empotramiento del pilote en la capa dura
D_f	Profundidad de cimentación
D_{15}	Diámetro representativo de los granos correspondientes al 15% de material pasando en la curva granulométrica
D_{85}	Diámetro representativo de los granos correspondientes al 85% de material pasando en la curva granulométrica

d_s	Profundidad en metros de la capa de arena
d_w	Profundidad del nivel freático en metros
E	Módulo estático de deformación
E_a	Fuerza activa por unidad de longitud
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_f	Eficiencia del martillo
$E_{\max}$	Espaciamiento máximo entre puntos de sondeo o de exploración.
E_P	Módulo de elasticidad del material del pilote
E_p	Fuerza pasiva por unidad de longitud
E_s	Módulo de elasticidad del acero
E_w	Empuje hidrostático
E_θ	Módulo de deformación del suelo
ER_m	Eficiencia de la energía del equipo de penetración
e	Excentricidad en la base del bloque considerando la presión lateral del suelo
e	Relación de vacíos
e_0	Relación de vacíos inicial
e_b	Excentricidad en el sentido de la dimensión menor
e_L	Excentricidad en el sentido de la dimensión mayor
e_o	Excentricidad en la base del bloque sin considerar la presión lateral
e_x	Excentricidad con respecto al eje x
e_y	Excentricidad con respecto al eje y
F	Factor de reducción de la excentricidad
F_L	Factor de seguridad contra licuación
$F_{Negativa}$	Fricción negativa
FS	Factor de seguridad
FS_v	Factor de seguridad contra volcamiento
f_s	Fricción entre el suelo y el pilote
G_c	Módulo de cortante del concreto
G_s	Módulo de cortante del acero
GSI	Índice geológico de resistencia
g	Aceleración de la gravedad
H	Espesor del estrato bajo análisis
H	Altura del bloque rígido
H	Altura del muro
H	Profundidad de la excavación
H_S	Profundidad de empotramiento en la roca sana
h	Altura de caída del martinete
h_p	Altura del muro en el lado que actúa la fuerza pasiva
I	Momento de inercia de la sección transversal del cimiento
I_{eq}	
I_g	Momento de inercia para secciones de concreto
I_P	Momento de inercia de la sección del pilote
IP	Índice de plasticidad
i_c	Gradiente crítico
J	Factor de corrección que depende del espesor de la roca de cimentación y del ancho de la cimentación
K	Coeficiente de empuje lateral que actúa sobre el fuste

K	Constante de la Figura 4.2
K_o	Coefficiente de presión de tierra en reposo
K_a	Coefficiente de empuje activo
K_{ae}	Coefficiente de presión activa del terreno
K_h	Coefficiente de balasto horizontal
K_{Li}	Rigidez lateral relativa del pilote
K_p	Coefficiente de empuje pasivo
K_{sl}	Módulo de reacción vertical del suelo
K_T	Módulo de rigidez
K_θ	Módulo de rigidez
k_i	Rigidez axial del pilote
k_h	Coefficiente de empuje sísmico horizontal
k_v	Componente vertical de la aceleración del sismo
L	Dimensión máxima del cimiento
L	Longitud del pilote embebida que penetra el estrato de suelo granular
L	Longitud del pilote
LL	Límite líquido
L'	Largo reducido del cimiento para caso de carga excéntrica
L_i	Longitud de apoyo puntual del pilote
L_l	Longitud en la que actúa el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$
M	Momento actuante en la parte superior del bloque
M_{est}	Sumatoria de los momentos de las fuerzas estabilizadoras
M_{vol}	Sumatoria de los momentos de las fuerzas de volcamiento
M_{x0}, M_{y0}	Momentos respecto al punto 0 que a su vez es el centro de rigidez del grupo de pilotes
m	Número de hileras de pilotes en el grupo
m_b	Constante de Hoek para macizo rocoso
m_v	Coefficiente de deformación volumétrica
N	Fuerza vertical actuante en la parte superior del bloque más el peso del bloque
$\bar{N}$	Función de la intensidad del terremoto
N_c, N_p, N_q	Factores de capacidad de carga para cimentaciones superficiales
N_c^*, N_q^*	Factores de capacidad de carga corregidos por aspectos de geometría
N_c, N_q	Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas
N_{crit}	Valor límite bajo el cual puede ocurrir licuación
N_{corr}	Número de golpes corregido del ensayo de penetración estándar
N_{cr}	Factor de capacidad de carga
N_{min}	Número mínimo de perforaciones o puntos de exploración
N_{SPT}	Número de golpes por pie medidos en el ensayo SPT
$(N_l)_{60}$	Resistencia a la penetración normalizada
n	Número de pilotes en cada hilera
n	Número de capas de suelo
n	Número de pozos
P	Carga vertical
P^*	Perímetro del pilote
P_a	Fuerza activa
P_{ae}	Fuerza sísmica del suelo detrás del muro

P_H	Fuerza de empuje horizontal
P_i	Carga vertical recibida por cada pilote del grupo de pilotes
P_L	Carga por unidad de longitud de la placa
$P_{\min}$	Profundidad mínima de los sondeos
P_p	Fuerza pasiva
P_s	Fuerza del sismo que actúa a 0,6 H sobre la base
P_{tu}	Resistencia última a la extracción
p_a	Presión activa del suelo
p_l	Presión lateral máxima del bloque rígido
p_p	Presión pasiva resistente
p_c	Porcentaje de arcillas
$Q_{fricción}$	Capacidad por fricción generada entre el fuste y el suelo que le rodea
Q_{punta}	Capacidad del pilote en la punta
Q_{ult}	Capacidad de carga última de un pilote
q	Presión o sobrecarga sobre la superficie del terreno
q_{adm}	Capacidad de soporte admisible del suelo
q_b	Capacidad de soporte del suelo a nivel de la punta
q_{lim}	Capacidad de soporte límite al nivel de la punta
$q_{máx}$	Presión máxima
$q_{mín}$	Presión mínima
$q_{u\ máx}$	Presión máxima última transmitida al suelo
$q_{u\ mín}$	Presión mínima última transmitida al suelo
q_r	Presión bajo el relleno
q_u	Resistencia a la compresión simple
q_{un}	Capacidad de soporte última neta
q_{ult}	Capacidad de soporte última
RQD	Índice de calidad de la roca
r_d	Factor de reducción de esfuerzos
S	Penetración del pilote por golpe del martillo
S	Separación de las discontinuidades
SPT	Ensayo de penetración estándar
S_{max}	Fuerza resistente al deslizamiento
s	Separación centro a centro del pilote
s	Constante de Hoek para macizos rocosos
T	Espesor de la sustitución
u	Presión del agua en los poros
V	Fuerza horizontal actuante en la parte superior del bloque
V	Componente vertical de la resultante de fuerzas en la base del muro
V_i, V	Cortantes en el pilote individual y en el grupo de pilotes
W	Peso total del pilote o la pila
W_p	Peso del pilote
W_R	Peso del martinete
Z	Longitud elástica de suelo-pilote
z	Profundidad a la que se calcula la presión
z_0	Profundidad de la grieta de tracción
z_w	Profundidad del nivel freático por debajo del nivel de desplante
α	Factor de reducción

α	Inclinación de las discontinuidades (buzamiento)
α	Ángulo entre la superficie del terreno y la horizontal
β	Factor empírico equivalente al producto del coeficiente de empuje en reposo por la tangente del ángulo de fricción entre el pilote y el suelo
β	Ángulo entre el respaldo del muro y la base
γ	Peso unitario del material considerado
γ_{sat}	Peso unitario saturado del material
γ'	Peso específico sumergido
γ_1	Peso volumétrico del suelo por debajo del nivel de desplante
γ_2	Peso volumétrico del suelo por encima del nivel de desplante
γ_m	Peso específico húmedo
γ_r	Peso volumétrico total de material de relleno
γ_w	Peso volumétrico del agua
Δ	Distorsión angular
Δe	Variación de la relación de vacíos
Δl	Longitud del tramo analizado
Δl_i	Espesor de la capa considerada
ΔZ	Espesores de los estratos en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes
$\Delta \sigma$	Incremento promedio de esfuerzos en el estrato bajo análisis
δ	Ángulo de fricción entre el material del pilote y el material de cimentación
δ	Asentamiento total
δ	Inclinación de la fuerza de empuje con respecto a la normal
δ_e	Asentamiento elástico (inmediato)
δ_c	Asentamiento por consolidación primaria
δ_s	Asentamiento por consolidación secundaria
ε	Eficiencia del grupo de pilotes
η	K_h/K_v
η	Coefficiente de restitución entre el martinete y el cabezal del pilote
μ	Relación de Poisson
σ	Esfuerzo normal total en el plano considerado
σ'	Esfuerzo normal efectivo en el plano considerado
σ_{ci}	Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
σ_{pc}	Presión de preconsolidación
σ_0	Esfuerzo total vertical
σ_0	Presión inicial vertical
σ'_0	Esfuerzo vertical efectivo promedio a lo largo del tramo sometido a la fricción negativa
σ'_{0i}	Esfuerzo vertical efectivo promedio en el tramo Δl_i
σ'_1, σ'_3	Esfuerzos principales mayor y menor a la falla
τ, τ'	Resistencia la corte (total y efectiva) en el plano de falla
τ_a	Resistencia por fricción entre concreto y roca
τ_{av}	Promedio del esfuerzo cortante cíclico
Φ	Factor de reducción

ϕ	Ángulo de fricción [°]
ϕ'	Ángulo de fricción efectivo [°]
Ψ	Factor de reducción de adherencia de pilotes preexcavados

1. EL MEDIO SOPORTANTE Y PROBLEMAS ASOCIADOS

1.1. INTRODUCCIÓN

La diversidad de los tipos de suelo de origen residual o transportado, que se encuentran en el Valle Central y en otras regiones del país (muchos de ellos problemáticos desde el punto de vista ingenieril), combinada con la expansión socioeconómica, que conlleva al aumento en la cantidad y tamaño de las obras civiles, hacen cada vez más importante disponer de un buen conocimiento geotécnico acerca del medio en donde se cimentarán estas obras. Es necesario considerar, tanto en sus características y comportamiento, la normalización de los requisitos mínimos que se deben cumplir para su diseño.

La falta de conocimiento del subsuelo ha producido, en numerosos casos, fallas importantes en obras, aumentos de los costos, atrasos durante el proceso constructivo, colapso parcial, falla funcional e incluso pérdida de vidas. Son frecuentes los problemas asociados con asentamientos importantes y empujes y baja capacidad de soporte, entre otros, que podrían detectarse a priori con tan solo un poco de atención sobre estas situaciones.

Por otra parte, las severas condiciones sísmicas que imperan en prácticamente todo Costa Rica, hacen imprescindible considerar sus efectos sobre las cimentaciones, sobre todo lo relacionado con la amplificación de las ondas sísmicas, interacción suelo-estructura y la licuación de los suelos granulares finos saturados.

1.2. TIPOS DE SUELO

Con el fin de definir un marco general de los tipos de suelos existentes en las áreas de mayor desarrollo, se puede generalizar que las topografías escarpadas en su mayoría corresponden con suelos residuales originados por la alteración de la roca madre y en menor grado con depósitos coluviales producto de la erosión y deslizamiento de terrenos más elevados. Los sectores con topografía plana a plano-ondulada corresponden con depósitos aluviales, coluvio-aluviales, coluviales, flujos de lodos, llanuras de inundación de ríos importantes, llanuras costeras, mesetas o valles formados por rellenos de materiales provenientes de sectores montañosos. Los suelos formados por tales procesos se pueden enmarcar como suelos transportados.

Dentro de estas dos grandes categorías, juegan un papel muy importante los factores geológicos como por ejemplo la edad de las formaciones de rocas y suelos, los episodios volcánicos y las condiciones climáticas de Costa Rica. El ambiente tropical, caracterizado por las altas temperaturas y precipitaciones, establece un potencial de meteorización muy alto, que da lugar al desarrollo de perfiles de suelos con espesores importantes. Los tipos de rocas y algunos factores externos, como el clima y las condiciones de drenaje, condicionan la formación de los suelos. Por ejemplo, como producto de la alteración de las tobas, predominan los limos con arcilla de alta compresibilidad (tipo MH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS) y en menor proporción los limos arenosos y arenas limosas. También, a causa de una geomorfología muy reciente, principalmente de

origen volcánico y bajo un clima tropical, aparecen casos especiales de suelos arcillosos de alta expansividad, limos colapsables, limos o arcillas blandas; igualmente pueden aparecer como producto de la actividad humana, rellenos y botaderos heterogéneos mal contruidos que cubren áreas insospechadas dentro de algunos sectores del Valle Central. La presencia del mineral halloysita usualmente contenido en los andosoles y por otra parte los denominados latosoles, según la nomenclatura taxonómica, dan lugar a importantes cambios de comportamiento físico-mecánico, que deben considerarse en los análisis geotécnicos, según se discute en este capítulo.

Al final de este capítulo se incluyen los siguientes mapas de zonificación: 1) Figuras 1.1 a 1.9: Mapas de tipos de suelo de toda Costa Rica adaptados de la clasificación agronómica (Bogantes 2002), 2) Figura 1.10: Mapa de tipos de suelo obtenido para el Valle Central (Bogantes 1999) y 3) Figura 1.11: Mapa de espesores de suelo también del Valle Central (Climent 1999). El objetivo de estos mapas es servir como guía a los usuarios de este Código durante el planeamiento de los estudios de suelo necesarios para cada obra; sin embargo, éstos no sustituyen la necesidad de realizar los estudios de suelos respectivos.

Para efectos de definir un marco general de los tipos de suelos que comúnmente presentan problemas en el Valle Central, cabeceras de provincias y otros sectores en donde existen proyectos de ingeniería importantes, se presentan a continuación sus características geológicas y físico-mecánicas más usuales.

1.2.1. Arcillas de alta expansividad

Se trata de suelos transportados o residuales, típicamente de color negro, café amarillento, gris oscuro o claro a veces conocido como sonsocuitles. Pueden originarse ya sea por la depositación, en áreas bajas, de materiales principalmente orgánicos, producto de la erosión y transporte desde sectores escarpados aledaños, o por la descomposición meteórica y actividad orgánica de suelos piroclásticos.

Su distribución geográfica en el territorio nacional es extensa. Sin pretender mencionar todos los sitios en donde aparecen estas arcillas y con el objeto de dar una idea general sobre su ubicación, se indican algunos de los sitios: sector sur del Área Metropolitana; Desamparados, Alajuelita, Ciruelas, Escazú, Coyol de Alajuela, Lagos de Lindora, Pozos, Siquiars, entre otros. En Cartago aparecen hacia el sur del centro de la ciudad, principalmente asociadas a topografías planas. Fuera del Valle Central, se encuentran en Cañas Centro y alrededores; así como en algunos sitios de Liberia, Filadelfia y Nicoya.

Existen suelos de características similares, aunque de diferente origen, en algunos sitios de la ciudad de Limón; como por ejemplo en Los Corales y el Centro de la ciudad y en la Zona Franca de Moín entre otros. Según lo observado, en el oeste del Valle Central Occidental, los espesores de arcilla varían por lo general entre 0,5 y 4,0 m, y está subyacida por ignimbritas o materiales coluviales y laháricos constituidos por bloques subredondeados de roca envueltos en una matriz arcillosa color café amarillento, con igual o mayor plasticidad que la misma arcilla negra. Bajo condiciones de cambios extremos de humedad, estas arcillas pueden generar presiones de hinchamiento de hasta 700 kPa; lo cual las hace

potencialmente capaces de levantar losas, pisos, pavimentos, dañar paredes, muros, tuberías, cajas, registros, entre otros.

Tan peligrosa como la expansión, es también la capacidad de estas arcillas de contraerse y sufrir asentamientos cuando disminuye su humedad. Algunos valores típicos de propiedades de estas arcillas en Costa Rica se presentan en el Cuadro 1.1.

Cuadro 1.1: Propiedades típicas de arcillas expansivas y limos de baja resistencia

Tipo de Material	Arcillas expansivas color gris	Limos arcillosos color café claro
PARÁMETRO GEOTÉCNICO		
Límite líquido [%]	77 – 150	60 – 90
Límite plástico [%]	26 – 50	40 – 60
Límite de contracción [%]	9 – 18	-
Clasificación SUCS	CH	MH
% pasando la malla 200 [%]	90 – 95	80 – 85
Gravedad específica de sólidos (G_s)	2.63 – 2.70	2.68 – 2.73
Relación de vacíos natural (e)	1.10 – 1.80	1.50 – 2.30
Humedad natural [%]	40 – 50	70 – 80
Resistencia a penetración normalizada (N_1) ₆₀	3 – 20	3 – 15
Peso volumétrico seco [kN/m^3]	9.5 – 11	6.75 – 11
Presión de hinchamiento	hasta 700 kPa	Baja
Expansión libre (AASHTO)	100% o mayor	20-80%
Peso volumétrico seco máximo (Proctor) [kN/m^3]	10 – 12.9	8.6 – 11
Humedad óptima (Proctor) [%]	25 – 39	50 – 105
Resistencia al corte no drenada [kPa]	40 – 100	20 – 50
Índice de compresión	0.30 – 0.70	0.55 – 0.70
Índice de humedad	1.4 – 2.4	-

1.2.2. Limos de baja resistencia

Su origen está asociado con la alteración de materiales piroclásticos bajo condiciones de alta pluviosidad. Considerando que no se dispone de suficiente información, dentro de esta categoría se pueden incluir en forma indiferenciada, varios tipos de limos que presentan en general baja resistencia, pero cuya formación y comportamiento pueden diferir. Entre ellos pueden mencionarse los limos colapsables, cuyo comportamiento es especial, pues bajo saturación total su estructura puede fallar súbitamente aún al someterse a cargas bajas. Se tiene referencia de su existencia en algunas zonas de Coronado, Curridabat y Tres Ríos. Otros limos arcillosos de baja resistencia están asociados con la presencia de minerales arcillosos del tipo halloysita y alofana, lo que les induce ciertas características geotécnicas especiales. Este tipo de suelos se asocia con los que en el léxico taxonómico se define como andosoles, de origen residual, volcánico y color amarillento. Como casos usuales, es posible encontrar espesores de suelo de hasta 9,0 m y más con valores N_{SPT} de 1 a 5 golpes (algunos sitios en Alajuela, Grecia, Naranjo y en general en las faldas de los volcanes Poás, Barba, Irazú y Turrialba). Se detectan fácilmente al manifestar cambios drásticos de sus

límites de consistencia en condiciones de estado natural y en condición seca. Además de su muy baja resistencia, otra característica que los distingue, bajo condiciones de compactación, es su bajo peso volumétrico seco, registrándose valores tan bajos como 7 kN/m³ y contenidos de humedad óptimos del orden de 100%.

1.2.3. Rellenos artificiales

Aunque no se trata de un tipo de suelo natural, se encuentran en numerosos sitios. Sus características pueden afectar profundamente las obras que se construyen sobre ellos. La existencia y utilización de rellenos mal contruidos está muy difundida en nuestro medio. Las causas para que los rellenos sean problemáticos son numerosas, sin embargo, las más usuales son el uso de materiales heterogéneos inadecuados para hacer el terraplén (escombros, suelos orgánicos y de alta expansividad, etc.), escasa energía de compactación y humedad muy diferente de la óptima.

En términos generales el problema de los rellenos artificiales se deriva de los siguientes factores:

- Inadecuado análisis de estabilidad durante la etapa de diseño
- Deficiente preparación del terreno natural
- Escaso o nulo control de calidad durante el proceso constructivo

En muchas ocasiones, el problema es una deficiente preparación del terreno natural antes de iniciar el relleno, (i.e. no se elimina la capa vegetal, falta de subdrenaje y banqueo en laderas empinadas, taludes muy empinados del terraplén, entre otros).

El uso de rellenos es muy usual en sectores en donde el terreno natural es quebrado, cerca de cauces de quebradas, en depresiones, entre otros. Se destacan por ejemplo los antiguos botaderos municipales en las laderas de los ríos María Aguilar y Torres. Se utilizan básicamente para nivelar el sitio y así poder construir. El comportamiento problemático de los rellenos mal contruidos se ha puesto en evidencia principalmente por el efecto de las lluvias y de los sismos, además de múltiples fallas de obras por asentamientos excesivos, deslizamientos y otros problemas asociados.

1.2.4. Suelos granulares finos de baja densidad

Este tipo de suelo está asociado principalmente a depósitos marinos, aluviales y eólicos, cuyos procesos de transporte los han dispuesto en alternancias de capas de arenas finas, mal graduadas, de baja densidad, que combinadas con niveles freáticos cercanos a la superficie y bajo condiciones de sismos fuertes, puede perder su resistencia, y causar daños a las obras existentes. Este fenómeno llamado licuación o licuefacción puede producir otros problemas además de la pérdida de capacidad de soporte del suelo, como por ejemplo: corrimientos laterales, flujo de lodo y oscilaciones del terreno, que se han manifestado en múltiples ocasiones en la historia sísmica del país (Orotina 1924, Tilarán 1973, Cóbano 1990, Limón 1991, entre otros).

Sin pretender definir todas las zonas con alto potencial de licuación, puede mencionarse que por sus características topográficas y geológicas, existe la amenaza de licuación en las zonas costeras del Caribe, en las llanuras aluviales de los ríos grandes, en donde predominan los suelos finos (limos y arenas), depósitos piroclásticos recientes (arenas finas y cenizas volcánicas), en algunas áreas de la costa Pacífica, en particular en las llanuras de inundación, bancos de arena suelta, entre otros. Reconociendo la amenaza de licuación en una región, se pueden tomar medidas que minimicen o eliminen la posibilidad de presentación del fenómeno y de sus daños asociados.

Además de licuación, debe destacarse que estos suelos son muy susceptibles a problemas de asentamientos durante sismos. Esta condición puede darse aunque no se llegue a la situación de licuación. Inclusive asentamientos importantes pueden darse aún en arenas no saturadas, debido a sus características de compactación por vibración.

1.2.5. Suelos tixotrópicos

Existen en Costa Rica limos y arcillas cuyo comportamiento geotécnico se afecta por vibraciones de diferente índole que pueden ser producidas por un martinete de percusión de gran energía para hincar pilotes, hasta por las vibraciones producidas por la energía aplicada con el método de perforación SPT, entre otros. La razón de este comportamiento se debe a la sensibilidad del suelo (tixotropía), la generación de presión de poro o a la combinación de ambos fenómenos.

Se ha destacada este comportamiento en limos y arcillas de origen marino (Moín – Limón, Laureles – Corredores) y en los limos haloisíticos asociados a la alteración de depósitos piroclásticos ubicados en las faldas de las Cordilleras Volcánicas Central y de Guanacaste, ya mencionados en la sección 1.2.2.

El fenómeno afecta los valores N de la prueba SPT y los golpes de martinete en el caso de la hincada de pilotes ya sea aplicando percusión o vibración.

En cualquier caso el fenómeno puede dar problemas de interpretación, subestimando la resistencia del suelo y generando incongruencias con la literatura conocida que correlaciona valores N_{SPT} con cohesión o con las fórmulas dinámicas de hincada de pilotes que permiten estimar la capacidad de carga.

La tixotropía es un fenómeno relacionado con la estructura mineralógica del suelo y tiene como característica geotécnica principal, una pérdida de resistencia por el efecto instantáneo de las vibraciones y luego una recuperación de ésta, en la mayoría de las veces lenta que puede variar entre una semana y un mes (Moín, Laurel). El problema puede combinarse con la generación de presión de poros que también es importante en suelos con alta sensibilidad, produciendo efectos similares a la tixotropía, tanto en la pérdida de resistencia como en su recuperación.

Cada tipo de suelo puede responder de diferente manera ante los efectos de las vibraciones, por lo tanto, no es posible establecer ecuaciones que relacionen la pérdida de resistencia, los valores N_{SPT} , golpes de martinete y tiempos de recuperación. Lo importante es tener en

consideración que el problema se puede presentar en cualquier proyecto y que desarrollando la investigación adecuada se pueden tomar medidas pertinentes.

1.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS SUELOS

Una característica positiva de los suelos residuales es que usualmente manifiestan un mejoramiento de su calidad mecánica con la profundidad. Por el contrario, los transportados pueden presentar fuertes contrastes en sus características; por ejemplo cuando existen capas de arcilla blanda subyaciendo capas de grava densa. En estos casos es a veces difícil detectar los problemas mediante los métodos de investigación usuales. Es también frecuente encontrar dentro de los suelos volcánicos recientes, numerosos paleosuelos, contactos quemados y en general secuencias o alternancias de capas delgadas que rellenan depresiones antiguas y paleo-relieves que dificultan el establecimiento del modelo geológico-geotécnico del suelo.

Para efectos de la caracterización geotécnica de un perfil del subsuelo, se debe tener un concepto claro de las condiciones físico-mecánicas con las que se debe trabajar. La definición de los valores de c' y ϕ' (cohesión efectiva y ángulo de fricción interna efectivo), aunque suple los parámetros que necesita una ecuación o los datos de entrada a un programa de computadora, no representan la solución del problema. Es apenas el inicio de un proceso analítico en el que intervienen los resultados de las pruebas de laboratorio, así como las condiciones geológicas del sitio y del tipo de obra en proyecto; todo ello en conjunto con la experiencia y el juicio crítico del geotecnista. También es importante definir si se trata de condiciones drenadas o no drenadas, la calidad de las muestras ensayadas y la representatividad de las pruebas. En muchas ocasiones se dispondrá únicamente de la resistencia a la penetración normalizada representada por el número de golpes (valor N_{SPT}), que usualmente se asocia con la capacidad de soporte y con otras características del suelo. Sin embargo, surgen muchas dudas en cuanto a las metodologías usualmente utilizadas, por ejemplo la energía efectiva aplicada y su representatividad para un tipo de suelo dado, entre otras. Por otra parte, existen múltiples correlaciones estadísticas disponibles, por lo que debe plantearse la duda de cuál es la mejor para un caso dado, así como preguntarse qué experiencia previa tiene quien las usa.

1.4. PROBLEMAS ASOCIADOS AL MEDIO SOPORTANTE

Según la magnitud de los proyectos, es necesario definir un marco geológico-geotécnico regional apropiado. En muchos casos puede realizarse un estudio de suelos para la cimentación de una obra desconociendo que se trata de un sector regionalmente inestable, o con la presencia de fallas geológicas activas, cerca de áreas de inundación, con problemas de amplificación de las ondas sísmicas, entre otros. Este contexto se debe conocer para poder hacer recomendaciones realistas y útiles al diseñador estructural.

El sistema de cimentación que se vaya a emplear deberá ser congruente con las características del medio soportante y sus problemas asociados. En terrenos granulares (arenas) se deben estudiar con detalle los posibles asentamientos inmediatos que ocurran durante la construcción o por las vibraciones inducidas por sismos. En regiones de arenas

sueltas, mal graduadas y sumergidas, deben considerarse los posibles efectos de la licuación.

Por su frecuencia, cobra especial interés el análisis de los problemas de los asentamientos a largo plazo (por consolidación) en terrenos arcillosos blandos, o los efectos adversos de la inestabilidad volumétrica en las arcillas expansivas.

Los fenómenos de asentamientos inmediatos debidos al colapso de la estructura del suelo, son típicos en regiones de limos con finos poco plásticos. El colapso se debe a la pérdida de resistencia que está asociada al humedecimiento repentino del suelo, el cual reduce las fuerzas capilares o cementantes, con el consecuente colapso de la estructura interna del suelo. Estos asentamientos pueden ser de gran magnitud y causar daños irreparables a la obra.

No deben olvidarse tampoco los fenómenos de amplificación de las ondas sísmicas y en general los efectos de mal comportamiento dinámico del suelo durante los sismos. Esta situación puede ocurrir en regiones con suelos arcillosos suaves o arenas sueltas, o por irregularidades topográficas del terreno.

Las cimentaciones sobre rellenos merecen también especial atención. Debe destacarse, por su importancia, que las estadísticas demuestran que el mayor número de fallas en cimentaciones corresponden a construcciones ubicadas sobre rellenos artificiales, en los cuales su proceso constructivo no fue controlado.

2. REQUISITOS MÍNIMOS PARA LA EJECUCIÓN DE ESTUDIOS DE SUELOS

2.1. GENERALIDADES

Un estudio de suelos involucra la aplicación de procedimientos y técnicas que se encuentran dentro del ámbito de un profesional geotecnista. La tarea principal que se debe realizar consiste en la evaluación de las características físico-mecánicas del suelo con el fin de ofrecer las recomendaciones geotécnicas necesarias para la factibilidad técnica, diseño, construcción o mantenimiento de una obra civil.

Es requisito obligatorio la realización de estudios de suelos para edificaciones: viviendas, edificios para comercio o industria de cualquier tamaño, movimientos de tierra, rellenos, muelles, estructuras de contención, puentes, viaductos, excavaciones, caminos y en general, cualquier obra que modifique el entorno donde se localice.

Las labores del profesional en geotecnia se deben dar desde las etapas iniciales de la obra y extenderse hasta la verificación del funcionamiento real de lo construido.

2.2. NATURALEZA DEL PROYECTO

El alcance y procedimientos de las investigaciones en suelos y/o cimentaciones varían desde muy simples hasta muy complejos. Se relacionan sobre todo con los requerimientos estructurales, tipos de obra, dimensiones, aspectos legales, constructivos y con las condiciones propias del medio. De esta manera, la importancia relativa de unos factores sobre otros puede variar de un sitio a otro y de una obra a otra.

El desarrollo progresivo de los estudios para la cimentación de una obra, puede dividirse en las siguientes cuatro etapas:

- a) Estudios preliminares
- b) Estudios para el diseño y construcción
- c) Estudios de comprobación
- d) Estudios de seguimiento

2.2.1. Estudios preliminares

Esta categoría incluye los estudios de reconocimiento y viabilidad técnica, cuya intención principal es la de tener un conocimiento al nivel requerido, antes de proceder a realizar estudios más detallados para el diseño y la construcción.

Debe considerarse la evaluación de la información disponible sobre el sitio de la obra en relación con la topografía, geología, sismicidad, clima, vegetación, edificaciones vecinas, etc. incluyendo al menos una visita de inspección geotécnica.

Este tipo de estudios va orientado a la verificación de que no existen problemas mayores, fácilmente detectables como por ejemplo: arcillas expansivas, rellenos orgánicos, riesgo de deslizamiento y otros que comprometan la seguridad del proyecto. Con estos estudios se pretende establecer los lineamientos por seguir en los estudios definitivos.

En caso de ser necesaria la realización de algún tipo de ensayo de campo y/o laboratorio, deberá orientarse su ejecución de acuerdo con los criterios expuestos en los apartados 2.3 y 2.4.

2.2.2. Estudios para el diseño y construcción

Tomando las consideraciones indicadas en la sección 2.2.1 como base, debe procurarse una investigación directa con el detalle que la obra lo exija. Intervienen aquí aspectos como el costo y tipo de obra, su magnitud, ubicación e importancia estructural. La exploración y obtención de parámetros para los análisis deberán considerar los aspectos mínimos indicados en la sección 2.3.

2.2.3. Estudios de comprobación

Como su nombre lo indica, este tipo de estudio tendrá como objetivo comprobar el modelo geotécnico establecido a partir de los estudios preliminares o los de diseño y construcción, así como las premisas utilizadas en el diseño con relación a las propiedades y el comportamiento de los materiales localizados en la obra. Estos estudios se llevan a cabo durante las excavaciones que se realizan para la ejecución de la cimentación de la obra, antes que la misma sea construida. Por sus características, deben ser verificados por un geotecnista, pues podría requerirse alguna modificación al diseño para ajustarse a las condiciones reales del sitio.

2.2.4. Estudios de seguimiento

Se incluyen en esta categoría aquellos estudios tendientes a comprobar el funcionamiento real de una estructura y su posible influencia sobre el medio donde se ubica. Se ejecutan una vez que la estructura ha entrado en operación. Su objetivo es garantizar que el comportamiento de la cimentación es el adecuado o tomar, si se requiere, las medidas correctivas oportunas para evitar comportamientos no deseados de la obra.

2.3. MODELO GEOTÉCNICO

La exploración tiene como objetivo definir el modelo geotécnico, que incluye: conocer la estratigrafía del subsuelo y la profundidad (o la posición) del nivel freático, permitir la evaluación de las propiedades físico – mecánicas de los diferentes tipos de materiales encontrados y los efectos recíprocos entre el medio y la estructura propuesta.

La exploración nunca es lo suficientemente explícita como para explicar todos los fenómenos que pueden aparecer en el medio soportante. Su alcance estará condicionado por la disposición y el tipo de material del subsuelo y el tipo de obra considerada. Se pretende, en términos generales, conocer los diferentes estratos del suelo a un grado

práctico (su extensión, espesor, localización, influencia del nivel freático y otras estructuras, en planta y perfil).

La estratigrafía se determina por medio de perforaciones con recuperación de muestras. Esto puede ser complementado con métodos de prospección geofísica, estudios geológicos de detalle, pozos y trincheras de exploración, entre otros.

El número de perforaciones, distribución y espaciamiento dependen tanto de las condiciones del sitio como de las características de la obra.

Los requisitos mínimos para la exploración de campo se presentan en el Cuadro 2.1.

Cuadro 2.1: Requisitos mínimos para la exploración de campo

Magnitud de la obra ^(A)	Complejidad Geotécnica ^(B)		
	Baja	Media	Alta
Baja	N mín: 2 E máx: 60 m P mín: $D_f + 2$ m	N mín: 3 E máx: 40 m P mín: $D_f + 3$ m	N mín: 4 E máx: 30 m P mín: $D_f + 4$ m
Media	N mín: 2 E máx: 50 m P mín: $D_f + 3$ m	N mín: 3 E máx: 35 m P mín: $D_f + 3$ m	N mín: 4 E máx: 25 m P mín: $D_f + 4$ m
Alta	N mín: 2 E máx: 40 m P mín: $D_f + 4$ m	N mín: 3 E máx: 30 m P mín: $D_f + 3$ m	N mín: 4 E máx: 20 m P mín: $D_f + 5$ m
Especial	La campaña de exploración de campo depende del proyecto y será definida por el ingeniero geotecnista.		

N mín: Número mínimo de perforaciones o puntos de exploración.

E máx: Espaciamiento máximo entre puntos de sondeo o de exploración.

P mín: Profundidad mínima de los sondeos, en m.

D_f : Profundidad de desplante estimada de cimentaciones, en m.

Notas:

- En el caso de obras de magnitud baja y en condiciones de complejidad geotécnica igualmente baja, las perforaciones podrían sustituirse por pozos o trincheras de exploración siempre y cuando se pueda alcanzar con ellas la profundidad mínima exigida en la tabla.
- La profundidad mínima de exploración deberá garantizar además que se estudie el terreno existente dentro del bulbo de presión significativa de la cimentación.

^(A) Magnitud de la obra

Baja: Construcciones menores de 3 niveles; incluye residencias, bodegas y urbanizaciones, entre otras.

Media: Edificaciones de 4 a 10 niveles o cargas menores de 3000 kN por apoyo y naves industriales

Alta: Edificaciones mayores de 10 niveles o cargas mayores de 3000 kN por apoyo.

Especial: Construcciones que por su magnitud, complejidad estructural o de excavación, o condiciones especiales de proceso constructivo, requieren de estudios particulares. Casos especiales de cimentación como losas, pilotes, cajones de cimentación, entre otros.

^(B) Complejidad Geotécnica

A definir por el ingeniero geotecnista que estará a cargo del estudio correspondiente.

Los sondeos exploratorios se deben distribuir lo mejor posible en el terreno que se va a investigar de tal manera que se pueda obtener un modelo espacial adecuado y que indique la geometría y las características de los materiales involucrados.

2.4. PRUEBAS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio, que usualmente se realizan dentro del ámbito de la ingeniería geotécnica y de los materiales, pretenden caracterizar desde el punto de vista físico y mecánico cada material que conforma el subsuelo.

Los ensayos se pueden hacer sobre muestras alteradas o sobre muestras inalteradas. En cada caso se pretende que la prueba se ejecute siguiendo un procedimiento adecuado que refleje las condiciones tanto del suelo como de la interacción suelo – estructura. Los estándares más usuales para llevar a cabo estos ensayos son los de las normas ASTM. Como guía se presenta el Cuadro 2.2 donde se indican algunos ensayos y se presentan los objetivos de su ejecución.

Cuadro 2.2: Tipos de ensayos de laboratorio y objetivos principales

Propiedad	Ensayos de laboratorio de suelos		
	Ensayo	Designación ASTM	Objetivo Principal
CLASIFICACIÓN	Humedad natural Peso Volumétrico Granulometría Límites de Consistencia	D4959 D2216 D6913/D422 D4318	- Clasificar el suelo de acuerdo con sistemas internacionales. - Obtener correlaciones con otras propiedades de más difícil obtención.
RESISTENCIA	Compresión uniaxial Compresión triaxial Corte Directo Veleta	D2166 D4767 y D2850 D3080 D4648	- Medir la resistencia al corte, calcular la resistencia última a la falla.
COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIÓN	Consolidación Expansión Bajo Carga Expansión Libre	D2435 D4546 D2844	- Medir parámetros de deformación, calcular asentamientos y expansión en suelos arcillosos (cohesivos).
OTROS	Permeabilidad Compactación CBR PH, etc	D2434 y D5084 D698, D1557 y D4253 D1883 -	- Evaluación de aspectos particulares.

El tipo y número de ensayos dependen de las características propias de los suelos por investigar y del criterio del ingeniero de suelos.

Cuando hay dificultad de obtener muestras inalteradas para el laboratorio, los ensayos serán básicamente de clasificación combinados con evaluaciones indirectas de sus propiedades a través de ensayos de campo como penetración estándar (ASTM D1586), cono estático (ASTM D3441) y dinámico, ensayo de placa (ASTM D1194), veleta (ASTM D2573), y

métodos de exploración geofísica como por ejemplo el de sísmica de refracción (ASTM D5777) y el de resistividad eléctrica (ASTM D6431).

3. ASPECTOS DE SEGURIDAD Y ACCIONES DE DISEÑO

3.1. GENERALIDADES

Se define como estado límite aquella etapa del comportamiento geomecánico a partir de la cual el elemento (cimentación, estructura de retención, talud, entre otros), o parte de él, deja de cumplir con alguna función para la cual fue proyectado.

En general, para el diseño de cualquier elemento geotécnico se debe revisar que no se alcance ninguno de los dos estados límites siguientes: 1) estado límite de falla, y 2) estado límite de servicio.

En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límites:

- a) De falla: capacidad de soporte local o general del suelo, falla estructural de los elementos de la cimentación, deslizamiento y volcamiento
- b) De servicio: asentamiento, inclinación media, deformación diferencial

La revisión de la seguridad del elemento geotécnico contra el estado límite de falla consistirá en comparar la resistencia del terreno con los esfuerzos resultantes de las acciones de diseño.

Por otra parte, la revisión contra el estado límite de servicio consistirá en comparar los movimientos y deformaciones máximos aceptables por la estructura con los movimientos y las deformaciones inducidas por las acciones de diseño.

En el diseño de otras estructuras geotécnicas también deben revisarse los estados límites mencionados (de falla y de servicio), pero los conceptos a revisar en cada estado límite cambian.

El ingeniero encargado del diseño de la cimentación será el responsable de llevar a cabo los análisis necesarios para demostrar que el diseño es seguro para cada estado límite mencionado.

3.2. ASPECTOS TEÓRICOS

En ingeniería de cimentaciones se admite que el comportamiento mecánico de los suelos (deformabilidad y resistencia) depende exclusivamente de los esfuerzos efectivos, que son iguales a la diferencia entre los esfuerzos totales y la presión de poros. Por ser isótropa la presión del agua, el principio de los esfuerzos efectivos en suelos saturados es:

$$\sigma' = \sigma - u; \tau' = \tau \quad \text{Ecuación 3.1}$$

En donde:

- σ = Esfuerzo normal total en el plano considerado [kPa]
- u = Presión del agua en los poros (también llamada neutra o intersticial) [kPa]
- σ' = Esfuerzo normal efectivo en el plano considerado [kPa]
- τ, τ' = Esfuerzos tangenciales (total y efectivo) en el plano considerado [kPa]

Las deformaciones y los cambios de volumen que sufre el suelo por efecto de las cargas aplicadas son el resultado de las variaciones producidas en los esfuerzos efectivos. Cualquier modificación del estado de esfuerzos que no produzca variaciones de los esfuerzos efectivos no tiene ningún efecto.

Se admite que la resistencia al corte de los suelos sigue la ley de Coulomb, según la cual la resistencia al corte en cualquier plano de falla potencial dentro del suelo es función del esfuerzo normal efectivo que actúa sobre él y puede ser cuantificada por la siguiente expresión:

$$\tau' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad \text{Ecuación 3.2}$$

En donde:

- τ' = Resistencia al corte efectiva en el plano de falla [kPa]
- c' = Cohesión en términos de esfuerzos efectivos [kPa]
- ϕ' = Ángulo de fricción en términos de los esfuerzos efectivos [°]

Los parámetros resistentes c' y ϕ' deberán obtenerse de ensayos de corte (triaxial o directo) drenados, sobre muestras inalteradas saturadas. También podrán obtenerse de ensayos triaxiales con consolidación previa, corte sin drenaje y medida de las presiones de poro.

En un análisis de esfuerzos efectivos, los esfuerzos cortantes resistentes, calculados a partir de la ecuación anterior, deben ser comparados con los esfuerzos efectivos actuantes como resultado de la aplicación de las acciones de diseño. Por tal motivo, es necesario incorporar en el análisis, no solo las presiones de poro existentes previamente a la construcción, sino también las variaciones de la presión de poro producto de las acciones de diseño.

En el análisis a largo plazo, si la construcción no provoca modificaciones permanentes de la posición del nivel freático o los niveles piezométricos del agua en el terreno, las presiones de poro coinciden con las que existían previamente (una vez que se han disipado los excesos o defectos de presión de poro inducidos a corto plazo por las acciones de diseño). El análisis se hace en esfuerzos efectivos, sin considerar más variaciones de las presiones de poro iniciales que aquellas que, eventualmente, podrían inducir las construcciones con carácter permanente (por ejemplo, en ocasiones un muro - pantalla que obstaculice la circulación de agua subterránea, puede provocar una elevación permanente del nivel

freático; también, puede haber bombeos permanentes que causen un descenso del nivel freático).

En suelos de alta permeabilidad (suelos granulares secos), la disipación de los excesos o efectos de presión neutra producidos por las acciones de diseño es muy rápida y prácticamente simultánea a la aplicación de las cargas, por lo que no cabe diferenciar entre situaciones a corto y largo plazo.

A corto plazo, en suelos de baja permeabilidad, el análisis de esfuerzos efectivos es teóricamente posible; pero es necesario conocer los cambios de presión de poro debidos a la aplicación de las acciones de diseño, lo que en la práctica resulta normalmente muy difícil. Por esta razón, a menudo se recurre a analizar los problemas de cimentaciones en términos de esfuerzos totales. La resistencia al corte en el plano de falla potencial se define en este caso de la expresión de la ley de Coulomb en esfuerzos totales:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \text{Ecuación 3.3}$$

En donde,

- τ = Resistencia al corte total en el plano de falla
- c = Resistencia no drenada o “cohesión”
- ϕ = Ángulo de fricción del suelo en términos de esfuerzos totales
- σ = Esfuerzo normal total en el plano de falla

Los parámetros resistentes c y ϕ deberán obtenerse de ensayos de corte sin drenaje y de ensayos de campo.

Las posibilidades que ofrecen las etapas de consolidación y carga en el ensayo triaxial o de corte directo permiten obtener los parámetros específicos de resistencia correspondientes al tipo de análisis que se realice, ajustando las condiciones de ensayo a la situación real de consolidación previa del terreno, velocidad de aplicación de las cargas y drenaje. En ensayos con consolidación previa y carga rápida o sin drenaje (CU), la resistencia medida en términos de esfuerzos totales proporciona los parámetros c y ϕ (los subíndices CU provienen del inglés “consolidated undrained”).

En suelos saturados ($S = 100\%$), los ensayos de corte sin consolidación y sin drenaje conducen a $\phi = 0$. La resistencia al corte es exclusivamente debida a la cohesión total, que recibe entonces el nombre de resistencia al corte no drenada (c_u) o resistencia al corte sin drenaje en la literatura geotécnica. Uno de tales ensayos es el de compresión simple o compresión inconfina. Si el ángulo de fricción total es nulo, resulta que la resistencia no drenada es igual a la mitad de la resistencia a compresión simple del suelo ($c_u = \frac{1}{2}q_u$, donde q_u es la resistencia obtenida en el ensayo de compresión simple).

En un análisis de esfuerzos totales, los esfuerzos cortantes existentes, calculados a partir de la ecuación anterior, deben ser comparados con los esfuerzos totales actuantes como resultado de la aplicación de las acciones de diseño.

Debe hacerse notar que el análisis riguroso es en términos de esfuerzos efectivos; pero la dificultad de su aplicación a la situación de corto plazo en suelos cohesivos (o de baja permeabilidad) hace que normalmente se efectúe el análisis de esfuerzos totales. La experiencia muestra que los factores de seguridad así obtenidos reflejan bien la realidad, aunque la superficie de falla que se deduce no corresponde con la superficie de falla real.

En el problema de la capacidad de carga de una cimentación en arcilla, la condición crítica de estabilidad (menor factor de seguridad) en general se presenta hacia el final de la construcción, y puede ser comprobada utilizando la modalidad de análisis en términos de esfuerzos totales, mediante el empleo de parámetros de resistencia en esfuerzos totales. A largo plazo, la disipación de los excesos de presión de poro y la consiguiente transferencia de esfuerzos efectivos al suelo, hacen que las condiciones suelen ser menos críticas; el análisis debe realizarse en términos de esfuerzos efectivos, utilizando los parámetros de resistencia en esfuerzos efectivos.

En la construcción de edificios, la aplicación de cargas de cimentación al terreno es relativamente lenta, por lo que hacia el final de la construcción se suele haber producido un cierto grado de drenaje o disipación de los excesos de presión de poro y una cierta transferencia de esfuerzos normales efectivos al esqueleto sólido del suelo, que aumenta paulatinamente su capacidad de carga (aún a costa de aumentar los asentamientos). Por esta razón, el análisis de la situación de final de construcción en términos de esfuerzos totales, o sin drenaje, en la hipótesis de aplicación instantánea de las acciones de diseño, se ubica en el lado de la seguridad. No obstante, este hecho no autoriza a rebajar los factores de seguridad exigibles.

El ingeniero encargado del análisis de la cimentación es el responsable de juzgar que tipo de análisis es el más adecuado. En general, el análisis de esfuerzos efectivos, en la práctica, queda limitado a los casos en donde las presiones de poros son conocidas o pueden ser estimadas con precisión razonable; por ejemplo, en la resolución de problemas de estabilidad a largo plazo, con condiciones de agua establecidas. El análisis de esfuerzos totales puede ser más fácilmente aplicado a los problemas de estabilidad a corto plazo en arcillas saturadas, en las cuales no hay suficiente disipación de presión de poro. Este es un caso común en la mayoría de los problemas de cimentaciones y taludes al final de la construcción.

Cualquiera de las metodologías que se utilice requiere que el ingeniero decida qué parámetros de resistencia son los más realistas y cuales tipos de ensayos serán los más indicados para determinarlos.

3.3. ACCIONES DE DISEÑO

Para el análisis y diseño de cimentaciones y otras estructuras geotécnicas se considerarán los valores de carga permanente, carga temporal y carga accidental (sismo y viento) establecidas en el Código Sísmico de Costa Rica 2002 (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos 2003) y en el Reglamento de Construcciones de Costa Rica (INVU 1983). Además, deben considerarse el peso propio de los elementos de la cimentación, las

descargas por excavación, los pesos y los empujes de los rellenos, los eventuales empujes laterales del terreno y fricción negativa sobre los pilotes, las presiones de hinchamiento en suelos expansivos (si no se adoptan disposiciones de diseño para evitarlas), la aceleración de la masa deslizante durante un sismo, la presión del agua y cualquiera otra acción que se genere sobre la cimentación o en su vecindad.

Se deben considerar en el diseño las inclinaciones y las excentricidades de las cargas con respecto al centro de rigidez del sistema de cimentación, que presenten las diversas combinaciones de acciones.

Cuando se utilizan las acciones provenientes de los análisis estructurales en los análisis geotécnicos, debe tenerse claro si incluyen factores de carga (cargas mayoradas) o si no los incluyen (cargas sin mayorar). Como se expone en el siguiente punto, la definición del factor de seguridad aceptable depende del tipo de acción considerada.

3.4. ESTADO LÍMITE DE FALLA

3.4.1. Capacidad de soporte

3.4.1.1. Método de resistencia última

Para la determinación de la capacidad de soporte para un sistema de cimentación convencional superficial pueden utilizarse los factores de reducción para la capacidad soportante última propuestos en el CSCR 2002 (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos 2003). Por medio de esta metodología se indica que para soportar las cargas últimas y sus combinaciones el suelo deberá satisfacer la siguiente relación:

$$q_{umáx} \leq \Phi \cdot q_{ult} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

En donde:

$$\begin{aligned} q_{u \text{ máx}} &= \text{Esfuerzo máximo transmitido al suelo por la cimentación con las} \\ &\quad \text{cargas últimas [kPa]} \\ q_{ult} &= \text{Capacidad soportante última del suelo [kPa]} \end{aligned}$$

Los factores Φ se proporcionan en el Cuadro 3.1.

Cuadro 3.1: Factores de reducción Φ para la capacidad soportante de los suelos (CFIA 2003)

Combinación de carga ^(*)	Relación $q_{u \text{ mín}} / q_{u \text{ máx}}$	Factor Φ
Combinaciones 6-1 y 6-2	Mayor o igual que 0.25	0.5
	Menor que 0.25	0.6
Combinaciones 6-3 y 6-4	Mayor o igual que 0.25	0.66
	Menor que 0.25	0.85

^(*) Tal y como se definen en el CSCR 2002

Donde $q_u \text{ máx}$ y $q_u \text{ mín}$ son la presión máxima y mínima en el suelo, que se calculan suponiendo una distribución lineal entre ellas.

3.4.1.2. Método de esfuerzos de trabajo

También es posible utilizar la metodología de esfuerzos de trabajo para determinar la capacidad de soporte. La comprobación de una cimentación ante el estado límite de falla consiste en comparar su capacidad de carga con las correspondientes acciones de diseño. Para esto se define el concepto de Factor de Seguridad (FS) como la relación entre la capacidad soportante última de la cimentación (q_{ult}) y el esfuerzo máximo de trabajo o admisible (q_{adm}).

De tal manera que,

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Como regla general deberá aplicarse un factor de seguridad de 3.0 si el terreno es de tipo normal y si sus propiedades se han investigado en forma correcta (según se indica en el Capítulo 2). Este factor de seguridad no debe ser inferior a 2.0 aunque se conozcan las cargas con un grado de precisión elevado y se conozcan excepcionalmente bien las propiedades del suelo.

Para la primera de las condiciones anteriores (terreno normal e investigación correcta), se resume en el Cuadro 3.2 los factores de seguridad que deben utilizarse para condiciones de carga estática y dinámica.

Cuadro 3.2: Factores de seguridad para capacidad de soporte

Condición de carga	Factor de Seguridad Tradicional
Estática	3.0
Estática + Dinámica	2.0

Para condiciones de carga excéntrica y en término de presiones máximas ($q_u \text{ máx}$) y mínimas ($q_u \text{ mín}$) pueden utilizarse los valores del factor de seguridad indicados en el Cuadro 3.3.

Cuadro 3.3: Factores de seguridad para cargas excéntricas

Combinación de carga	Relación $q_u \text{ mín} / q_u \text{ máx}$	Factor de seguridad
Estática	Mayor o igual que 0.25	3.0
	Menor que 0.25	2.5
Estática + Dinámica	Mayor o igual que 0.25	2.0
	Menor que 0.25	1.6

Para utilizar estos factores de seguridad, las cargas no deben estar afectadas por factores de carga y las resistencias utilizadas tampoco deben incluir factores de reducción.

3.4.2. Factores de reducción y seguridad para otros aspectos

En el análisis del estado límite de falla existen otros aspectos a revisar como por ejemplo deslizamiento y volcamiento. Los factores de seguridad mínimos a considerar en cada caso se presentan en los capítulos correspondientes. Para facilidad del usuario se presenta el Cuadro 3.4, donde se resumen de los factores de seguridad recomendados en cada caso.

Cuadro 3.4: Factores de reducción y seguridad para distintos aspectos geotécnicos

Elemento	Concepto	Factor de reducción	FS mínimo
Cimentación superficial	Capacidad soportante	Ver sección 3.4.1.1	Ver sección 3.4.1.2
	Deslizamiento	0.9	1.50 (estático) 1.15 (dinámico)
	Vuelco	0.7	1.5
Cimentación profunda	Capacidad axial a compresión	Ver Cuadro 5.12	Ver Cuadro 5.13
	Capacidad axial a extracción	Ver Cuadro 5.12	Ver Cuadro 5.13
	Resistencia pasiva	*	3.0
	Fricción lateral	*	1.5
Estructuras de retención	Capacidad soportante	Ver sección 3.4.1.1	Ver sección 3.4.1.2
	Deslizamiento	0.9	1.5
	Volcamiento	0.7	1.5
	Falla global	*	1.5 (estático) 1.3 (pseudoestático)
Excavaciones a cielo abierto	Falla del talud	*	1.5 (estático)
		*	1.3 (pseudoestático)
	Falla de fondo	*	2.5
	Falla por subpresión	*	2.0
	Falla por gradientes de filtración	*	3.0

* Nota: Consultar con el especialista

3.5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

La revisión de una cimentación ante estados límites de servicio consiste en la comparación de los asentamientos, inclinaciones y deformaciones diferenciales máximos admisibles con los valores calculados. Los asentamientos, inclinaciones y deformaciones diferenciales deben estimarse considerando las acciones de diseño promedio. Los valores resultantes deben ser tales que no causen daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas, ni a los servicios públicos.

La revisión del estado límite de servicio es una tarea complicada, especialmente en lo concerniente a la heterogeneidad del terreno y representatividad de los ensayos. Si tal labor es especialmente difícil para el cálculo del asentamiento total, más lo será todavía para las distorsiones angulares o los giros. No obstante, como referencia se presentan en el Capítulo 7 algunas recomendaciones en este sentido.

También deben tenerse presentes las deformaciones transitorias o permanentes de la cimentación bajo carga accidental (sismo), especialmente cuando la importancia de la estructura lo amerite.

El asentamiento total puede utilizarse como criterio de límite de asentamientos permisibles, solamente en el caso de cimientos rígidos tipo losa de fundación. Algunas directrices simples de este criterio se presentan en el Cuadro 3.5.

Cuadro 3.5: Asentamiento total admisible (Adaptado de Sowers 1979)

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	15 – 30 cm
	Acceso	30 – 60 cm
	Estructuras con muros de mampostería	2,5 – 5,0 cm
	Estructuras reticulares	5,0 – 10,0 cm
	Silos y placas	7,0 – 30,0 cm
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de altura y ancho
	Inclinación de chimeneas y torres	0,004 <i>l</i>
	Rodadura de caminos, etc.	0,01 <i>l</i>
	Almacenamiento de mercancías	0,01 <i>l</i>
	Funcionamiento de máquinas telares de algodón	0,003 <i>l</i>
	Funcionamiento de máquinas turbo generadoras	0,0002 <i>l</i>
	Carriles de grúas	0,003 <i>l</i>
	Drenaje de soleras	0,01 – 0,02 <i>l</i>
Asentamientos diferenciales	Muros de ladrillo continuos y elevados	0,0005 – 0,001 <i>l</i>
	Fábrica de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0,001 – 0,002 <i>l</i>
	Fisuración de repellos	0,001 <i>l</i>
	Marcos de concreto reforzado	0,0025 – 0,004 <i>l</i>
	Muros de concreto reforzado	0,003 <i>l</i>
	Marcos metálicos continuos	0,002 <i>l</i>
	Marcos metálicos sencillos	0,005 <i>l</i>

Nota: “*l*” es la distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para los asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden con asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

Los daños en edificios se producen usualmente a causa de los asentamientos diferenciales y las distorsiones angulares (Δ) entre cimientos vecinos. El Cuadro 3.6 presenta un criterio usualmente utilizado para la definición de valores admisibles de la distorsión angular.

Cuadro 3.6: Distorsión angular límite para distintas condiciones (Adaptado de Bjerrum 1963)

Distorsión angular Δ	Descripción
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios
1/150	Considerable agrietamiento en paneles y muros de mampostería
1/250	Límite en el 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 deben esperar las primeras grietas en muros
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 de concreto cimentados sobre un solado de espesor aproximado de 1,20 m
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos

Un asentamiento total o diferencial puede afectar una estructura al punto de producir su falla, por lo tanto la capacidad de soporte admisible debe restringirse a un valor que no produzca problemas de asentamientos.

En resumen, en el proyecto de cimentaciones se deberá exigir lo siguiente:

- Se deberán estimar los asentamientos esperables máximo y mínimo en función de la distribución y magnitud de las diferentes cargas de cimentación y si es de aplicación, de las diferencias de compresibilidad entre unas zonas y otras del terreno bajo una misma estructura.
- Se deberá diseñar de manera que el asentamiento máximo no exceda de los valores admisibles indicados en el Cuadro 3.5. Para arenas este valor se deberá restringir a un máximo de 25 mm. En el caso de cimentación mediante losa corrida para edificios altos, se deberá poner un límite al giro de conformidad con dicho cuadro.
- Se deberán estimar las distorsiones angulares esperables y compararlas con el criterio de daños que se incluye en Cuadro 3.6.

Para profundidades de cimentación importantes (del orden de 2,0 m o más), y en regiones sísmicas, es obligatoria la utilización de vigas de amarre entre placas individuales vecinas, cuya función será evitar los desplazamientos horizontales que suelen ser muy dañinos.

4. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

4.1. GENERALIDADES

4.1.1. Tipos de cimentaciones superficiales

La cimentación es el elemento soportante de una estructura. Incluye no solo la parte estructural que transmite la carga de la superestructura al suelo (placa), sino también al suelo o la roca soportante.

Desde el punto de vista de su profundidad las cimentaciones se clasifican en superficiales, profundas y semi-profundas. Se entiende por superficiales aquellos tipos de cimientos en que la relación D_f/B (D_f = nivel de desplante, B = ancho del cimiento) es menor o igual que 1; semiprofundas cuando esta relación está entre 1 y 4 y profundas cuando D/B es mayor que 4.

Se utilizan cimientos superficiales cuando existe a poca profundidad en el terreno, una capa resistente como para soportar el peso de la estructura, en condiciones estables de seguridad y con asentamientos o movimientos admisibles, según se define en el Capítulo 3 de este Código. De acuerdo con la resistencia del terreno y la importancia de la edificación, se utilizan en nuestro medio: placas individuales, placas corridas, placas combinadas, placas sobre rellenos de sustitución, losas de cimentación, bloque rígido y pozos de cimentación.

Los cimientos corridos consisten en construir, debajo de los muros o paredes con cargas longitudinales, placas de concreto también longitudinales que repartirán la carga sobre una superficie mayor ($L/B > 10$; siendo L = largo). Usualmente se utilizan para construcciones ligeras como viviendas o para la cimentación de muros de carga en edificios.

Las placas individuales son utilizadas para brindar soporte a columnas o pilares que transmiten cargas concentradas. Consisten también en losas de concreto, cuya geometría es usualmente cuadrada o rectangular, y cumplen la función de repartir la carga sobre un área mayor.

Cuando el estrato resistente no se encuentra a una profundidad adecuada, existe la opción de apoyar los cimientos (aislados o corridos), sobre un relleno de material selecto (que cumpla con las condiciones establecidas en la sección 4.3.3), que transmita la carga del edificio sobre la capa soportante seleccionada. Se consigue con esto disminuir la altura de las columnas o paredes del primer nivel. A este sistema se le denomina placas sobre rellenos de sustitución. Normalmente su utilización se restringe a profundidades de cimentación máximas de 4 ó 5 m. Este sistema exige que el relleno sea de excelente calidad. Se deberá excluir toda posibilidad de apoyar cimientos sobre rellenos que no cumplan las disposiciones de calidad indicadas en la sección 4.3.3.

Las cimentaciones mediante losas permiten disponer de una superficie continua que puede cubrir total o parcialmente el área del edificio y en algunos casos hasta puede excederla. Distribuyen las cargas sobre un área muy amplia, asegurando un soporte uniforme. Todos

los puntos de apoyo están unidos, lo que asegura, si su espesor es suficiente, la rigidez general del conjunto. Se utilizan usualmente para la cimentación en áreas con suelos muy blandos o sueltos o para el caso de edificios de gran altura, donde la utilización de otros sistemas produce el traslape de las áreas de fundación. Se suele utilizar cuando el área de cimentación supera el 60% del área de construcción.

En cimentaciones sometidas a valores altos de momento y carga lateral puede utilizarse el bloque rígido. Este tipo de cimentación consiste en un bloque de material rígido (de forma rectangular o circular) que transmite las cargas tanto al suelo en la subbase como en las caras laterales. La acción de las fuerzas de resistencia pasiva en las caras laterales ayuda a reducir la excentricidad en la base. El material que conforma el bloque es usualmente concreto reforzado. En este tipo de cimientos deberá existir una continuidad entre la superestructura y el bloque rígido que garantice su unidad.

Finalmente y a pesar de ser escasa su utilización en nuestro medio, existe el recurso de la cimentación por pozos. Esta es una opción viable y muestra un gran futuro. Consiste en un orificio cilíndrico con diámetro del orden de 0,6 m o mayor que se rellena de concreto o grava, de manera que pueda transmitir los esfuerzos hasta las capas resistentes. Los pozos se emplazan bajo los puntos más cargados de la edificación.

4.1.2. Nivel de desplante

La profundidad de cimentación o nivel de desplante deberá cumplir por los siguientes requisitos:

- 1- La cimentación debe ser segura contra la falla por cortante del suelo.
- 2- No deben producirse deformaciones excesivas en el suelo ni en la estructura.
- 3- Los cimientos no deben colocarse directamente dentro de la zona de cambios volumétricos, en rellenos no compactados, o en suelo orgánico.
- 4- El nivel de fundación deberá establecerse con base en los datos que ofrezca el estudio de suelos requerido según lo establece el Capítulo 2.
- 5- Los cimientos deberán estar por debajo del nivel de socavación probable por causas de agua.

4.1.3. Efecto de la rigidez

El diseño de una placa de cimentación puede efectuarse considerando un comportamiento rígido del cimientos, en el cual la base de la placa se mantiene siempre plana o considerando que el mismo es un elemento flexible.

El diseño de cimientos flexibles requiere de la aplicación de metodologías especiales de cálculo, basadas en las teorías de vigas sobre fundación elástica, o bien utilizando métodos numéricos.

Tradicionalmente las placas de cimentación en concreto reforzado se diseñan como elementos rígidos. Para que un cimiento sea rígido se deberá verificar que se cumple la siguiente relación:

$$L < \frac{1}{4} \frac{\pi}{\sqrt[4]{\frac{K_{s1} B}{4 E_c I}}} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

En donde:

- L = Dimensión máxima del cimiento
- B = Ancho del cimiento
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto
- I = Momento de inercia de la sección transversal del cimiento
- K_{s1} = Módulo de reacción vertical del suelo (Cuadro 4.1) dentro de la zona de influencia de la cimentación

*Cuadro 4.1: Módulo de deformación E_o y Módulo de reacción vertical del suelo (K_{s1})
(Adaptado de Jiménez Salas 1980)*

TIPO DE SUELO	Módulo de Deformación E_o (kg/cm ²)	Módulo de reacción vertical K_{s1} (kg/cm ³)
** Suelo fangoso	11.00 a 33.00	0.50 a 1.50
* Arena seca o húmeda, suelta (N_{SPT} 3 a 9)	0.16H a 0.48H	1.20 a 3.60
* Arena seca o húmeda, media (N_{SPT} 9 a 30)	0.48H a 1.60H	3.60 a 12.00
* Arena seca o húmeda, densa (N_{SPT} 30 a 50)	1.60H a 3.20H	12.00 a 24.00
* Grava fina con arena fina	1.07H a 1.33H	8.00 a 10.00
* Grava media con arena fina	1.33H a 1.60H	10.00 a 12.00
* Grava media con arena gruesa	1.60H a 2.00H	12.00 a 15.00
* Grava gruesa con arena gruesa	2.00H a 2.66H	15.00 a 20.00
* Grava gruesa firmemente estratificada	2.66H a 5.32H	20.00 a 40.00
** Arcilla blanda (q_u 0.25 a 0.50 kg/cm ²)	15 a 30	0.65 a 1.30
** Arcilla media (q_u 0.50 a 2.00 kg/cm ²)	30 a 90	1.30 a 4.00
** Arcilla compacta (q_u 2.00 a 4.00 kg/cm ²)	90 a 180	4.00 a 8.00
Arcilla dura (q_u 4.00 a 10.00 kg/cm ²)	180 a 480	8.00 a 21.00

H: Profundidad del pozo de cimentación en cm

*: Los terrenos granulares si están sumergidos se tomarán con E_o o K_{s1} igual a los del cuadro multiplicados por 0.6

**: Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración. Si se consideran cargas permanentes que produzcan V y M y ha de tener lugar la consolidación, se multiplican los valores de E_o y K_{s1} por 0.25

La distribución de presiones bajo un cimiento depende de los valores relativos del módulo de reacción del suelo (K_{sl}) y de la longitud y espesor del cimiento. Conforme aumenta el módulo de reacción del suelo (K_{sl}), es necesario un mayor espesor de la placa para mantener una distribución uniforme o planar de presiones en la base del cimiento.

En suelos suaves la presión contra el fondo de la losa se aproxima a una distribución planar, por lo tanto, es plenamente justificado diseñar la losa usando el método rígido convencional. En cambio, para suelos rígidos se debe usar el método no rígido que considera deflexiones por flexión en las losas

Para un medio estratificado (incluyendo un relleno compactado debajo de la losa) el valor de K_{sl} debe ser un valor ponderado hasta la profundidad donde se presentan los mayores esfuerzos y no solo el K_{sl} del relleno, que generalmente corresponde con un alto valor.

En el caso de rocas y suelos rígidos la reacción del medio soportante para una placa cargada concéntricamente se acentúa en la zona bajo las columnas y disminuye hacia los bordes de la placa. Esto se contrapone al comportamiento rígido de la placa; por lo tanto, en estos casos en que no se da una distribución uniforme de presiones en la base del cimiento, se debe suponer el comportamiento flexible de la placa y cumplir con lo estipulado en la sección 4.3.4.

En el caso de rocas y suelos rígidos la reacción del medio soportante para una placa cargada concéntricamente se acentúa en la zona bajo las columnas y disminuye hacia los bordes de la placa. Esto se contrapone al comportamiento rígido de la placa; por lo tanto, en estos casos en que no se da una distribución uniforme de presiones en la base del cimiento, se debe suponer el comportamiento flexible de la placa y cumplir con lo estipulado en la sección 4.3.4.

4.2. CAPACIDAD SOPORTANTE

4.2.1. Estimación de la capacidad de soporte

La capacidad de carga de una cimentación se puede definir a partir de formulaciones teóricas o mediante pruebas in situ. Entre las pruebas in situ más importantes que podrían usarse para esa finalidad figuran las pruebas de carga con placas rígidas o la utilización de presiómetros, CPT y otros.

Tradicionalmente, se ha recurrido a la utilización de fórmulas clásicas de equilibrio límite para la definición de la capacidad de soporte. Con esta metodología, la capacidad de carga se calcula por la siguiente expresión:

$$q_{ult} = \frac{\gamma_1 B}{2} N_\gamma + c N_c + \gamma_2 D_f N_q \quad \text{Ecuación 4.2}$$

En donde:

- q_{ult} = Capacidad de soporte última [kPa]
 B = Ancho mínimo de la cimentación [m]
 c = Cohesión del material [kPa]
 γ_1 = Peso volumétrico del suelo por debajo del nivel de desplante [kN/m³]
 γ_2 = Peso volumétrico del suelo por encima del nivel de desplante [kN/m³]
 D_f = Nivel de desplante (en el caso de sótanos usar la mínima) [m]
 N_γ, N_c, N_q = Factores de capacidad de carga

Los factores de capacidad de carga son dependientes del ángulo de fricción del material y de la teoría de análisis que se utilice. La escogencia del factor N_c , N_γ , N_q por utilizar en un determinado diseño quedará a criterio del especialista. No obstante, a manera de ejemplo, se presentan en la Figura 4.1 los valores propuestos por Reissner (1924) y Meyerhof (1955).

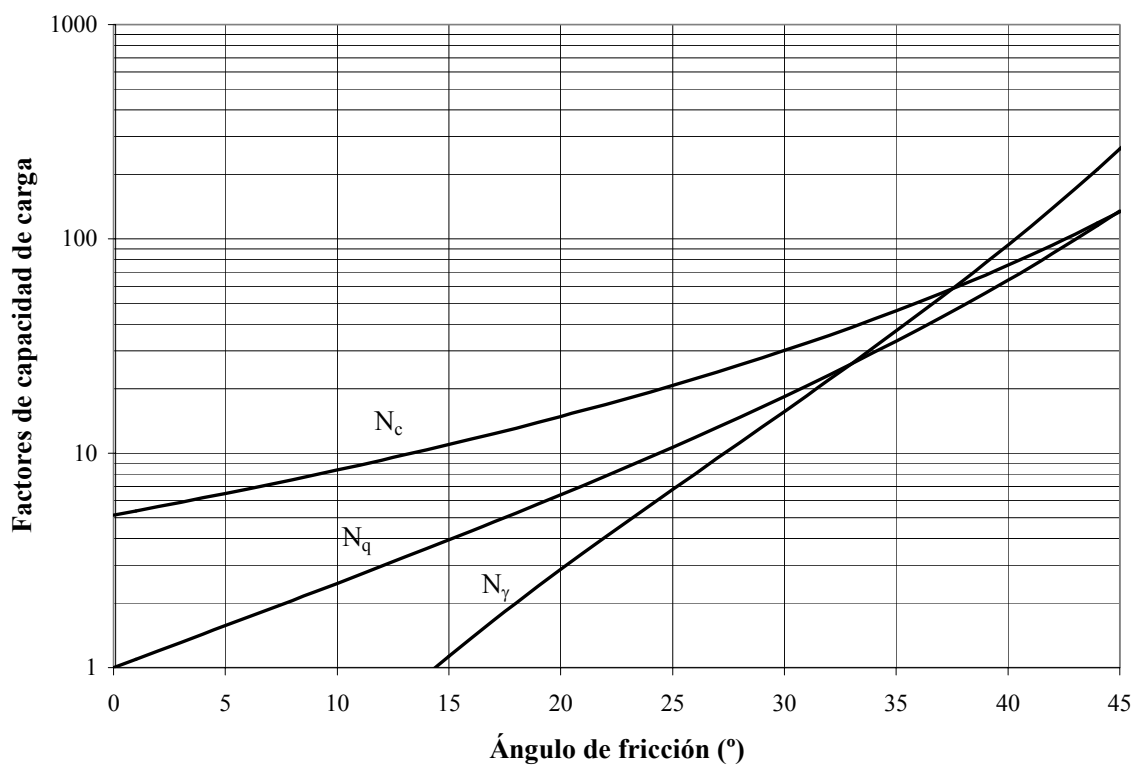


Figura 4.1: Factores de capacidad de carga para la ecuación general de capacidad de soporte (Reissner 1924 y Meyerhoff 1955)

En el caso de cimientos sobre arenas muy sueltas o arcillas muy blandas, se deberán utilizar valores de cohesión y de tangente del ángulo de fricción reducidos a dos tercios de los considerados como característicos del terreno.

Los factores de capacidad de carga indicados en la Figura 4.1 corresponden a:

- Cimiento corrido
- Carga concentrada
- Carga vertical
- Profundidad de desplante nula o la no consideración de la resistencia al corte del terreno situado por encima del nivel de desplante (teniendo en cuenta solamente como sobrecarga lateral)
- Superficie del terreno horizontal, base del cimiento horizontal y no proximidad de los cimientos a un talud
- Terreno formado por suelo homogéneo

Para condiciones diferentes a las que se indican (por ejemplo, placas rectangulares, cargas excéntricas, cargas inclinadas, cimientos en o sobre taludes, etc.), los valores de N_c , N_γ y N_q deberán corregirse o modificarse de acuerdo con las indicaciones de los apartados de este Capítulo 4.

El peso del suelo sobre el cimiento puede ser considerado como una carga externa adicional o alternatively reducido de la capacidad soportante. En este último caso se trabaja con lo que se denomina capacidad de soporte última neta (q_{un}), y que se define por:

$$q_{un} = \frac{\gamma_1 B}{2} N_\gamma + c N_c + \gamma_2 D (N_q - 1) \quad \text{Ecuación 4.3}$$

La capacidad soportante que deberá utilizarse para el diseño puede ser determinada utilizando la ecuación 3.4 o bien a partir de la expresión 3.5.

En suelos arcillosos firmes o duros y en suelos granulares densos, el diseño de cimentaciones superficiales con los factores de seguridad por capacidad de carga establecidos en este Código conduce, normalmente, a asentamientos admisibles de las estructuras.

Para suelos arcillosos suaves o granulares sueltos, los asentamientos excesivos pueden producir la pérdida de funcionalidad de una estructura, en cuyo caso la capacidad de soporte admisible debe regirse por asentamientos y no por falla de cortante (ver Capítulo 3 y 7).

4.2.2. Cimientos rectangulares o circulares

Deberán aplicarse valores corregidos N'_c y N'_γ definidos por:

$$N'_c = N_c \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) \quad \text{Ecuación 4.4}$$

$$N'_\gamma = N_\gamma \left(1 - 0,4 \frac{B}{L} \right) \quad \text{Ecuación 4.5}$$

En donde:

$$\begin{aligned} B &= \text{Ancho del cimiento [m]} \\ L &= \text{Largo del cimiento [m]} \end{aligned}$$

4.2.3. Cargas excéntricas

Se define una carga excéntrica como aquella en la que la resultante de las fuerzas está desplazada en relación con el centro geométrico del área de fundación. Cuando esto sucede, se dice también que la superficie inferior de la cimentación no está cargada uniformemente.

Si la carga excéntrica está posicionada dentro del núcleo central de la cimentación ($e_b \leq B/6$, $e_L \leq L/6$) toda la placa se encuentra sometida a compresión y las presiones máximas y mínimas pueden ser calculadas por la siguiente expresión:

$$q_{\begin{smallmatrix} máx \\ mín \end{smallmatrix}} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_b}{B} \pm \frac{6e_L}{L} \right) \quad \text{Ecuación 4.6}$$

En donde:

$$\begin{aligned} q_{máx} &= \text{Presión máxima [kPa]} \\ q_{mín} &= \text{Presión mínima [kPa]} \\ e_b &= \text{Excentricidad en el sentido de la dimensión menor [m]} \\ e_L &= \text{Excentricidad en el sentido de la dimensión mayor [m]} \\ B &= \text{Ancho mínimo de la placa [m]} \\ L &= \text{Lado mayor de la placa [m]} \\ P &= \text{Carga vertical [kN]} \\ A &= \text{Área de la placa [m}^2\text{]} \end{aligned}$$

Esta condición de cargas es la más adecuada para el diseño de cimientos con carga excéntrica. No obstante, en algunos casos su utilización puede llevar a aumentar los costos de los cimientos, sobre todo cuando la excentricidad es temporal. Bajo tal circunstancia se puede permitir que la excentricidad esté fuera del núcleo central ($B/6 < e_b < B/2$, $L/6 < e_L < L/2$). En este caso la presión mínima es cero y la presión máxima puede calcularse por la siguiente expresión:

$$q_{máx} = K \frac{P}{BL} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

En donde K es una constante que puede ser obtenida de la Figura 4.2.

Si la carga excéntrica actúa en una sola dirección, también se puede obtener $q_{máx}$ a partir de la siguiente expresión:

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{2P}{3L\left(\frac{B}{2} - e\right)} \quad \text{Ecuación 4.8}$$

El área de la placa debe ser obtenida considerando el equilibrio de las fuerzas verticales, para efectos de utilizar los respectivos diagramas de presión bajo la placa.

Una simplificación para definir el área de cimentación de las placas con carga excéntrica consiste en trabajar con dimensiones reducidas del cimiento (B' , L'), que pueden ser utilizadas para determinar los factores modificadores de la capacidad de carga (cercanía a taludes, forma del cimiento, inclinación de la carga, etc.). Las dimensiones reducidas del cimiento pueden ser determinadas por:

$$B' = B - 2e_b \quad \text{Ecuación 4.9}$$

$$L' = L - 2e_L \quad \text{Ecuación 4.10}$$

El área efectiva de la placa puede ser determinada como: $A' = B'L'$

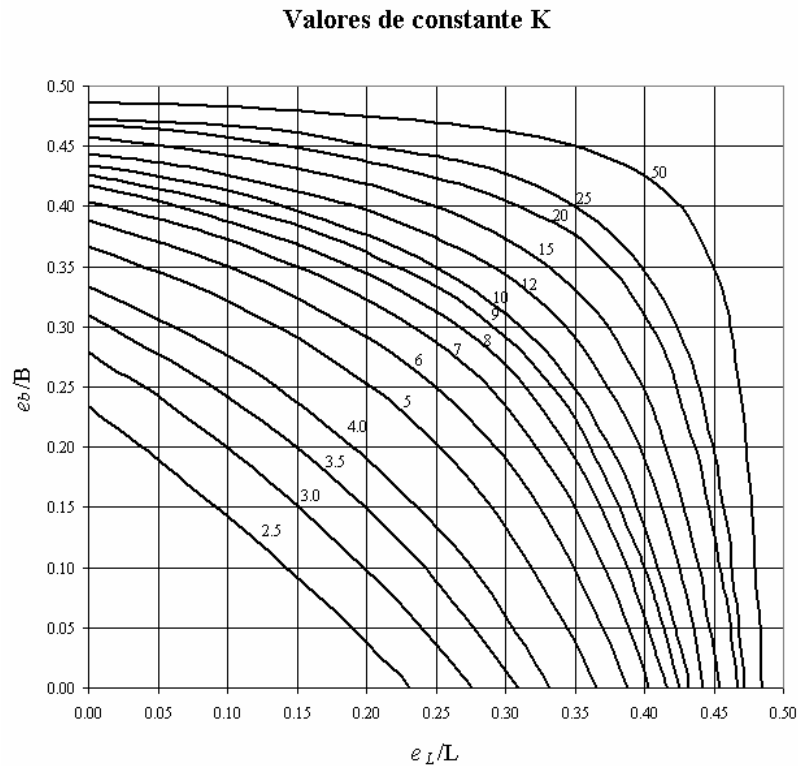


Figura 4.2: Distribución de esfuerzos por cargas excéntricas (adaptado AASHTO 1992)

El valor de la capacidad de carga q_{ult} obtenida utilizando las dimensiones reducidas de la placa, representa una presión de soporte uniforme ideal y no la distribución de presión real

bajo el cimient. Esta presión equivalente debe ser multiplicada por el área reducida para obtener la carga resistente última que soportará el cimiento.

La forma como se distribuye la presión real (trapezoidal o triangularmente) que se produce para las dimensiones reales del cimiento ($B \times L$), debe ser utilizada para el diseño estructural de la placa.

Cuando toda la placa está sometida a compresión ($q_{min} \geq 0$) no hay peligro de volcamiento. En el caso contrario ($e_L > L/6$ o $e_b > B/6$) deberá verificarse la seguridad del cimiento contra el volcamiento (Ver sección 6.3.3).

4.2.4. Cargas inclinadas

Deben aplicarse factores de corrección a los factores de capacidad de carga cuando la resultante de las cargas sea inclinada. Los factores de corrección se indican en el Cuadro 4.2.

Cuadro 4.2: Factores de corrección para cargas inclinadas (Sowers 1990)

Factor de capacidad de carga	Nivel de desplante(D_f)	Inclinación de la carga con respecto a la vertical			
		0°	10°	20°	30°
N_γ	0	1.0	0.5	0.2	0
N_γ	B	1.0	0.6	0.4	0.25
N_c	0 a B	1.0	0.8	0.6	0.4

La condición de falla por deslizamiento debe ser también verificada tal y como se indica en la sección 6.3.2.

4.2.5. Suelos estratificados

Para el diseño de cimientos sobre suelos estratificados deberán tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- Si los parámetros de resistencia al corte (c' , ϕ') de las capas que se encuentran dentro del bulbo de esfuerzos aún con valores significativos, no varían en más de un 10%, se puede trabajar con los valores promedio de dichos parámetros.
- Si bajo el nivel de desplante y dentro de la profundidad significativa aparecen capas suaves por encima de capas duras, se deberán utilizar los parámetros de las capas suaves para la estimación de la capacidad de soporte.
- Si a determinada profundidad, tal que se considere aún bajo la influencia del bulbo de esfuerzos, aparecen capas duras por encima de las capas suaves, se deberá verificar que los esfuerzos en la parte inferior de las capas duras no excedan el valor de capacidad soportante admisible de las capas suaves.

- d. En el caso de suelos arcillosos y cuando la diferencia entre la rigidez de las capas sea pequeña, de tal forma que no pueda decirse que una de ellas sea extremadamente dura o suave, en relación con la otra, se podrán utilizar teorías especialmente concebidas para estos casos (e.g. Button o similares).

4.2.6. Cimientos sobre taludes o laderas – base del cimiento inclinada

Los cimientos sobre taludes o en laderas o con base inclinada, no permiten desarrollar las superficies de resistencia al corte en su totalidad, tal y como se generarían si el terreno fuera horizontal. Por tal motivo se debe aplicar también una reducción a los factores de capacidad de carga (N_c , N_γ , N_q) para que tomen en cuenta esta situación. Algunos casos particulares de esta solución se encuentran en la literatura y se pueden utilizar a criterio del diseñador.

Por otro lado, la estabilidad de los cimientos en estas circunstancias puede ser analizada a la luz de los métodos clásicos de análisis de estabilidad de taludes. En estos casos la presión admisible de cimentación, sería tal que permita mantener un factor de seguridad adecuado contra la falla del talud. Se requiere por lo tanto emplear el procedimiento correspondiente según la metodología escogida.

4.2.6.1. Método de diseño último

- a. Verificar la estabilidad del talud o de la ladera en su estado original (es decir sin la obra civil), bajo las condiciones usuales (estáticas, pseudo-estáticas, variaciones del nivel freático, u otras).
- b. Calcular las sobrecargas que aportaría la obra al talud o la ladera. Condición de cargas mayoradas.
- c. Analizar la forma como estas sobrecargas actuarían e influenciarían la estabilidad.
- d. Recalcular la presión de cimentación última (q_{ult}) que conduce a un valor unitario del factor de seguridad (retroanálisis); para una superficie de prueba que pase por el borde interior de la cimentación, es decir que la superficie analizada considere el peso de la o las cimentaciones.
- e. Calcular la presión de cimentación de trabajo ($q_u \text{ máx}$) considerando cargas mayoradas.
- f. Calcular el factor $\Phi = q_u \text{ máx} / q_{ult}$. Este valor deberá cumplir con lo estipulado en el Cuadro 3.1.
- g. Si los valores de Φ no cumplen con lo estipulado en el Cuadro 3.1 se deberán reducir las presiones de cimentación hasta que se cumpla con este factor.

4.2.6.2. Método de esfuerzos de trabajo

- a. Verificar la estabilidad del talud o de la ladera en su estado original (es decir sin la obra civil) bajo las condiciones usuales (estáticas, pseudo-estáticas, variaciones del nivel freático y otras).
- b. Calcular las sobrecargas que aportaría la obra al talud o la ladera. Condición de cargas sin mayorar.
- c. Analizar la forma cómo estas sobrecargas actuarían e influenciarían la estabilidad.
- d. Recalcular la estabilidad del talud o de la ladera incluyendo la sobrecarga, para una superficie que pase por el borde interior de la cimentación, es decir que la superficie analizada considere el peso de la o las cimentaciones.
- e. Si el factor de seguridad así calculado no cumple con lo establecido en este Código, se debe variar la geometría y las presiones de cimentación y proceder de nuevo a calcular la estabilidad. Este procedimiento se deberá continuar hasta que el factor de seguridad cumpla con los valores indicados en los Cuadros 3.2 y 3.3 de este Código.

4.2.7. Cimentaciones en roca

4.2.7.1. Consideraciones generales

Los tipos de estructura que requieren cimentarse sobre roca son de las más variada índole e incluyen desde estructuras cuyas cargas son de magnitud muy importante, como por ejemplo: presas o diques, muros de retención importantes, edificios o estructuras muy altas o con cargas muy excéntricas y puentes; hasta estructuras mucho más livianas como edificaciones de uno y dos pisos y otros.

Los principios generales para el diseño de las cimentaciones en suelos son igualmente aplicables en las cimentaciones en roca. Sin embargo, en este tipo de materiales de cimentación el proceso de toma de decisiones se apoya en forma muy importante en el criterio y el juicio ingenieril del especialista, dada la dificultad para su caracterización geomecánica y la complejidad del comportamiento del material.

Para las cimentaciones en macizos fracturados será de interés el conocimiento del número de familias de discontinuidades, espaciamiento, orientación, abertura, rugosidad, espesor y tipo de material de relleno de las discontinuidades, planos de estratificación, condiciones hidrogeológicas del macizo, grado de alteración de las caras de la discontinuidad y persistencia.

La exploración geotécnica mínima del terreno deberá realizarse conforme a lo estipulado en el Capítulo 2. En macizos fracturados, este estudio deberá orientarse básicamente al conocimiento de las discontinuidades del mismo, que son las que gobiernan su

comportamiento, aunque también deberá incluirse el aporte de la roca intacta cuando se emplean metodologías empíricas. Por otra parte, en los materiales masivos, en los que el mecanismo de falla no es estructuralmente controlado, será de particular interés la roca intacta. La evaluación de estos parámetros puede llevarse a cabo tanto mediante ensayos de campo y laboratorio; como a partir de metodologías empíricas desarrolladas para este propósito. La selección de la metodología dependerá, entre otros, del conocimiento que se tenga del macizo, de la etapa en que se encuentre el proyecto y de la magnitud del mismo.

4.2.7.2. Requisitos de la cimentación en roca

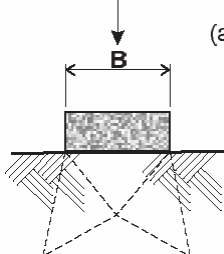
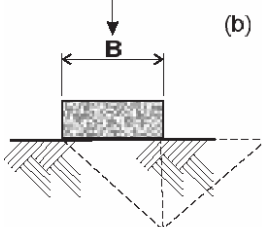
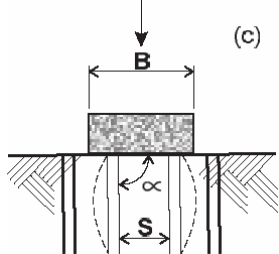
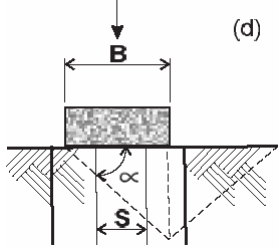
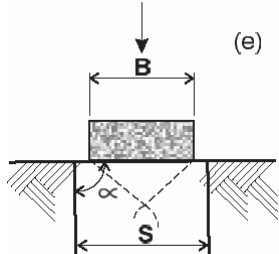
El diseño de la cimentación en roca debe cumplir tres requisitos:

- a. Capacidad de soporte del medio rocoso (sección 4.2.7.3)
- b. Deformaciones y asentamientos admisibles (Capítulos 3 y 7)
- c. Estabilidad de la masa rocosa (sección 4.2.7.4)

El primero de estos requisitos se refiere a la capacidad de la roca para soportar las cargas impuestas por la estructura. El segundo se refiere al análisis de la estructura particular en relación con la cimentación en roca para definir cuáles deformaciones son tolerables y el tercero, busca garantizar que la masa rocosa resistirá las cargas impuestas sin sufrir deslizamientos o volcamientos.

4.2.7.3. Capacidad de soporte

Uno de los aspectos centrales del análisis y diseño de las cimentaciones en roca, es la determinación del modo de falla de la masa rocosa. Cada sitio en particular, según sus condiciones específicas, deberá ser analizado con el primer objetivo de determinar cuál o cuáles serían los modos de falla probables. A manera de guía, se presenta la Figura 4.3 que muestra varios posibles modos de falla por capacidad soportante asociados a diversas condiciones del macizo rocoso y las ecuaciones para su estimación.

Condiciones del Macizo Rocosó			Ruptura		Ecuación de Capacidad de Soporte
	Discontinuidades		Ilustración	Mecanismo	
	Buzamiento	Espaciamiento			
Intacto o Masivo	N/A	$S \gg B$		Roca frágil: Falla de cortante local producida por ruptura frágil	Ecuación 4.16
				Roca dúctil: Falla en general de cortante a lo largo de superficies de ruptura bien definidas	Ecuación 4.11
Discontinuidades con Buzamiento Alto	$70 < \alpha < 90$	$S > B$		Discontinuidades abiertas: Falla por compresión de columnas individuales de roca. Juego de discontinuidades con poco espaciamiento entre sí.	Ecuación 4.17
				Discontinuidades cerradas: Falla generalizada por cortante a lo largo de superficies de ruptura bien definidas. Discontinuidades muy verticales.	Ecuación 4.11
		$S > B$		Discontinuidades abiertas y/o cerradas: Falla iniciada por punzonamiento, tendiendo a la falla generalizada por cortante. Juego de discontinuidades muy verticales.	Ecuación 4.18 a 4.20

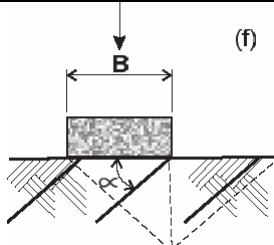
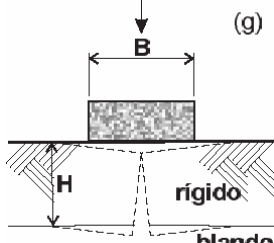
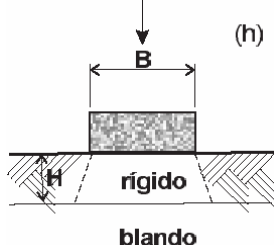
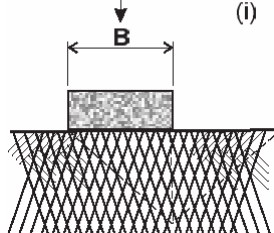
Condiciones del Macizo Rocoso			Ruptura		Ecuación de Capacidad de Soporte
	Discontinuidades		Ilustración	Mecanismo	
	Buzamiento	Espaciamiento			
Diaclasado	$20 < \alpha < 70$	$S > B$ o $S < B$ Si la cuña de falla puede desarrollarse a lo largo de las discontinuidades		Falla generalizada por cortante con potencial de ruptura a lo largo de las discontinuidades. Juegos de discontinuidades con buzamiento moderado.	Ecuación 4.22
Estratificado	$0 < \alpha < 20$	Valores límites de H con respecto a B, son dependientes de las propiedades de la roca		Capa superior rígida y gruesa: La falla es iniciada por ruptura a tracción provocada por flexión del estrato rígido superior.	N/A
				Capa superior rígida y delgada: La falla es iniciada por el punzonamiento del estrato rígido y delgado superior.	N/A
Fracturado	N/A	$S \ll B$		Falla generalizada de cortante por superficie de ruptura irregular a través del macizo rocoso. Dos o más juegos de discontinuidades poco espaciadas.	Ecuación 4.22

Figura 4.3: Modos de falla por capacidad soportante asociados con diversas condiciones del macizo rocoso (Adaptado de ASCE 1996)

A continuación se describen cada uno de estos casos:

a. Roca intacta

Se considerará esta condición cuando el espaciamiento típico de las discontinuidades (S) sea más de cuatro a cinco veces el ancho B de la placa de fundación. La Figura 4.3.a y 4.3.b muestra la característica para esta condición y en la última columna se incluye la ecuación para la determinación de la capacidad de soporte.

Para roca dúctil:

$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + \gamma DN_q \quad \text{Ecuación 4.11}$$

En donde:

- q_{ult} = Capacidad de soporte última [kPa]
 γ = Peso unitario efectivo del macizo rocoso [kN/m³]
 B = Ancho de la fundación [m]
 D = Nivel de desplante de la cimentación [m]
 c = Cohesión del macizo rocoso [kPa]
 N_c, N_γ, N_q = Factores de capacidad de carga definidos de la siguiente forma

$$N_c = 2\sqrt{N_\phi}(N_\phi + 1) \quad \text{Ecuación 4.12}$$

$$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}(N_\phi^2 - 1) \quad \text{Ecuación 4.13}$$

$$N_q = N_\phi^2 \quad \text{Ecuación 4.14}$$

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Ecuación 4.15}$$

En donde:

- ϕ = Ángulo de fricción del macizo rocoso [°]

Para roca frágil:

$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma \quad \text{Ecuación 4.16}$$

Los términos de la ecuación están definidos anteriormente.

Para esta condición la capacidad de soporte admisible no debe exceder el 40% de la resistencia a la compresión inconfiada medida en el laboratorio sobre especímenes de roca intacta.

b. Macizo fracturado

La capacidad de soporte del macizo dependerá en este caso del espaciamiento, orientación y condición de las discontinuidades. En general, se pueden presentar tres condiciones:

- i) Discontinuidades con inclinación muy alta y con muy poca separación (Figura 4.3.c y 4.3.d)

$$q_{ult} = 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Ecuación 4.17}$$

- ii) Discontinuidades con inclinación muy alta y con separación grande (Figura 4.3.e)

Para cimentaciones circulares:

$$q_{ult} = JcN_{cr} \quad \text{Ecuación 4.18}$$

Para cimentaciones cuadradas:

$$q_{ult} = 0.85JcN_{cr} \quad \text{Ecuación 4.19}$$

Para cimentaciones corridas con $L/B \leq 32$:

$$q_{ult} = \frac{JcN_{cr}}{\left(2.2 + 0.18 \frac{L}{B}\right)} \quad \text{Ecuación 4.20}$$

En donde:

- J = Factor de corrección que depende del espesor de la roca de cimentación y del ancho de la cimentación (Figura 4.4)
 L = Dimensión máxima del cimiento [m]
 N_{cr} = Factor de capacidad de carga dada por:

$$N_{cr} = \frac{2N_{\phi}^2}{1 + N_{\phi}} (\cot \phi) \left(\frac{S}{B}\right) \left(1 - \frac{1}{N_{\phi}}\right) - N_{\phi} (\cot \phi) + 2\sqrt{N_{\phi}} \quad \text{Ecuación 4.21}$$

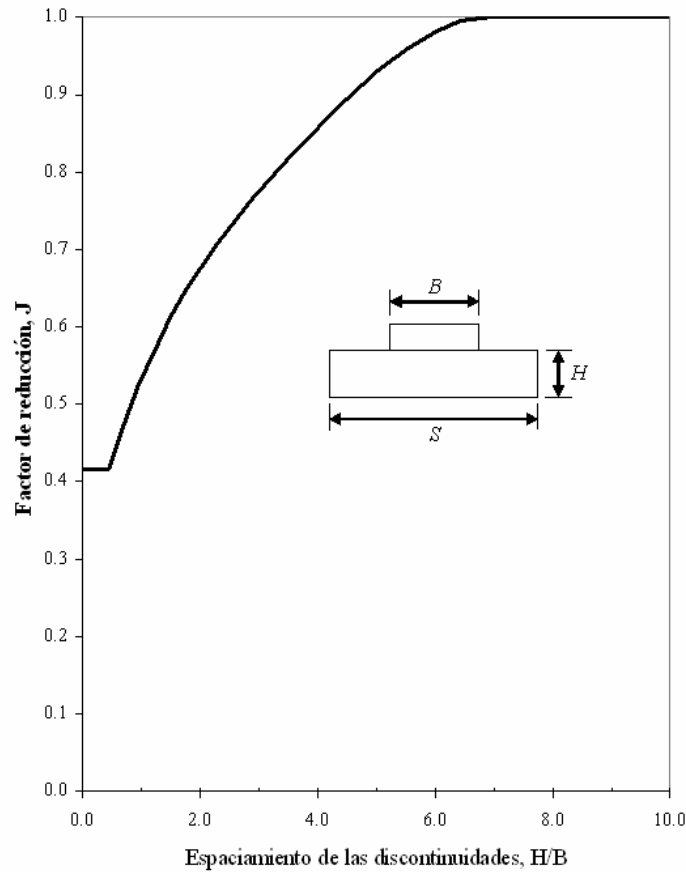


Figura 4.4: Factor de corrección J para espaciamiento de las discontinuidades con la profundidad (Bishnoi 1968)

iii) Discontinuidades inclinadas (Figura 4.3.f).

$$q_{ult} = 0.5\gamma BN_{\gamma} + \gamma DN_q \quad \text{Ecuación 4.22}$$

c. Macizo estratificado

Los modos de falla de macizos multicapa, en donde cada capa posee propiedades diferentes, son complejos. Existen dos casos particulares en los cuales la capa de fundación consiste de una roca rígida subyacente por un material suave, muy deformable, con inclinaciones α de al menos 20° con respecto al plano de cimentación. En el primer caso (Figura 4.3.g) una capa gruesa rígida sobreyace la capa blanda. Para el segundo caso (Figura 4.3.h) la capa rígida es delgada.

d. Macizo altamente fracturado

Es aquel que contiene dos o más familias de discontinuidades con separaciones típicas (S) pequeñas con respecto al ancho de la cimentación (Figura 4.3.i). En general, su comportamiento se modela como el de un material granular (friccionante), cuyo modo de falla es por cortante.

Las expresiones incluidas en la Figura 4.3 son válidas para placas largas y continuas, con relaciones largo/ancho mayores que 10. En todos los casos se deberán emplear factores de corrección por geometría de la placa según se indica en el Cuadro 4.3.

Cuadro 4.3: Factores de corrección para los factores de capacidad de carga (Sowers 1979)

Forma	c_c	c_f
Circular	1.20	0.70
Cuadrada	1.25	0.85
Rectangular		
L/B = 2	1.12	0.90
L/B = 5	1.05	0.95
L/B = 10	1.00	1.00

c_c : Factor de corrección para N_c

c_f : Factor de corrección para N_γ

En aquellos casos en que se cuente con información proveniente ya sea de perforaciones, galerías o levantamiento de afloramientos, podrán emplearse sistemas de clasificación geomecánica empíricos como por ejemplo el RMR de Bieniawski o la definición de un criterio de ruptura tipo Hoek & Brown y la obtención de los parámetros de resistencia al corte del criterio de Mohr-Coulomb.

La forma general del criterio de Hoek & Brown en la más reciente versión del 2002 es la siguiente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left[m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^a \quad \text{Ecuación 4.23}$$

En donde:

σ'_1, σ'_3 = Esfuerzos principales mayor y menor a la falla [kPa]
 σ_{ci} = Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta [kPa]
 m_b, a, s = Constantes del material que pueden ser obtenidas como sigue

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad \text{Ecuación 4.24}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad \text{Ecuación 4.25}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad \text{Ecuación 4.26}$$

El parámetro m_i se define en función de la clasificación geológica del material o su textura, a partir del Cuadro 4.4.

El parámetro D es un factor que depende del grado de alteración al que la roca se ve sometida por el proceso de excavación y relajamiento de esfuerzos, por lo que se define considerando el procedimiento de excavación que se empleará. El valor del mismo varía entre 0 para trabajos con excelente control de la excavación y 0.8 para situaciones en que la excavación produce daño severo al material. Para proyectos en que la excavación es en rocas blandas y que la misma se realiza mecánicamente, por ejemplo mediante escarificado, se recomienda un valor de 0.7. En el Cuadro 4.5 se presentan los valores recomendados para el parámetro D de acuerdo con las condiciones de excavación al cual estará sometida la roca.

El GSI es el Índice Geológico de Resistencia y es función de la estructura del macizo y de la condición de la discontinuidad. Su valor se puede determinar a partir de la Figura 4.5.

Una vez calibrado el criterio, los parámetros de Mohr-Coulomb obtenidos podrán emplearse para la determinación de la capacidad soportante del macizo rocoso.

El empleo de estas últimas metodologías permite determinar la capacidad soportante del macizo a partir de mayores elementos de juicio, considerando las condiciones particulares del macizo en el sitio, tales como RQD, resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, condición de las discontinuidades, espaciamiento y condiciones de agua, entre otros.

Cuadro 4.4: Valores de la constante m_i para roca intacta y por tipo de roca (Hoek et al. 2002)

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
SEDIMENTARIAS	Clástica		Conglomerado (22)	Arenisca 19 ← Grauwas → (18)	Limolita 9	Lutita 4
	No clásticas	Orgánicas	← Tiza → 7 ← Carbón → (8 - 21)			
		Carbonatos	Brecha (20)	Caliza esparítica (10)	Caliza micrítica 8	
		Químicas		Gypsum 16	Anhidrita 13	
METAMORFICAS	No foliadas		Mármol 9	Hornfel (19)	Cuarcita 24	
	Ligeramente foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 31	Milonita (6)	
	Foliadas (*)		Gneiss 33	Esquisto (10)	Filita (10)	Pizarra 9
IGNEAS	Claras		Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
	Oscuras		Granodiorita (30)		Dacita (17)	
			Diorita (28)		Andesita 19	
			Gabbro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)	
		Norita 22				
	Extrusivas piroclásticas		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Toba (15)	

Nota: Valores para especímenes de roca intacta ensayados normales a la foliación. Los valores en paréntesis son estimaciones.

Cuadro 4.5: Valores recomendados para el parámetro de alteración D (Hoek et al. 2002)

Descripción del macizo rocoso	Valor recomendado para D
Excavación mediante voladura, utilizada con un excelente control de calidad, o mediante máquina TBM resulta en una alteración mínima del macizo rocoso confinado que rodea el túnel.	$D = 0$
Excavación mecánica o manual (sin explosivos) en macizos rocosos de características pobres resulta en una alteración mínima del macizo que rodea el túnel.	$D = 0$
Excavación mediante voladura, sin un control de calidad adecuado, resulta en un daño severo que se extiende 2 – 3 m dentro del macizo rocoso que lo rodea.	$D = 0.8$
Voladura a pequeña escala, utilizada en taludes, resulta en un daño moderado del macizo rocoso, particularmente si se realiza voladura de buena calidad. La relajación de esfuerzos también produce alteración.	$D = 0.7$ Voladura buena calidad $D = 1.0$ Voladura mala calidad
Taludes en extracciones mineras de gran tamaño y a cielo abierto sufren alteración significativa debido al requerimiento de voladura para satisfacer la producción. La remoción de la sobrecarga también ocasiona relajación de esfuerzos.	$D = 1.0$ Voladura para producción
En algunas rocas más blandas la excavación puede realizarse mediante escarificado, lo que resulta en un menor grado de alteración al talud.	$D = 0.7$

		CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE				
		Muy Buena	Buena	Media	Pobre	Muy Pobre
ESTRUCTURA		Disminuye calidad de la superficie ⇒				
	INTACTA O MASIVA - roca intacta o roca masiva in situ con algunas discontinuidades muy espaciadas	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCOSA - macizo rocoso no alterado, bien entabado, compuesto por bloques formados por 3 familias de discontinuidades	80	70	60	50	40
	MUY BLOCOSA - macizo parcialmente alterado, entabado, con bloques angulares formados por 4 ó más familias de discontinuidades	70	60	50	40	30
	BLOCOSA/ALTERADA/VETAS - Plegado, bloques angulares formados por muchas discontinuidades; persistencia de estratigrafía y esquistocidad	60	50	40	30	20
	DESINTEGRADA - entabamiento pobre, macizo altamente fracturado, con mezcla de partículas angulares y redondeadas	50	40	30	20	10
	LAMINADA/CIZALLADA - no hay presencia de bloques debido a planos débiles o cizallados muy juntos	N/A	N/A			

Figura 4.5: Valores de GSI con base en las condiciones geológicas (Hoek et al. 2002)

Otra correlación empírica que se reporta en la literatura para la estimación de la capacidad soportante admisible del macizo, es la que se presenta en la Figura 4.6, que relaciona el Índice de Calidad de la Roca (RQD) con la misma. Se llama la atención de que esta correlación debe ser empleada solamente como un criterio general preliminar en macizos fracturados.

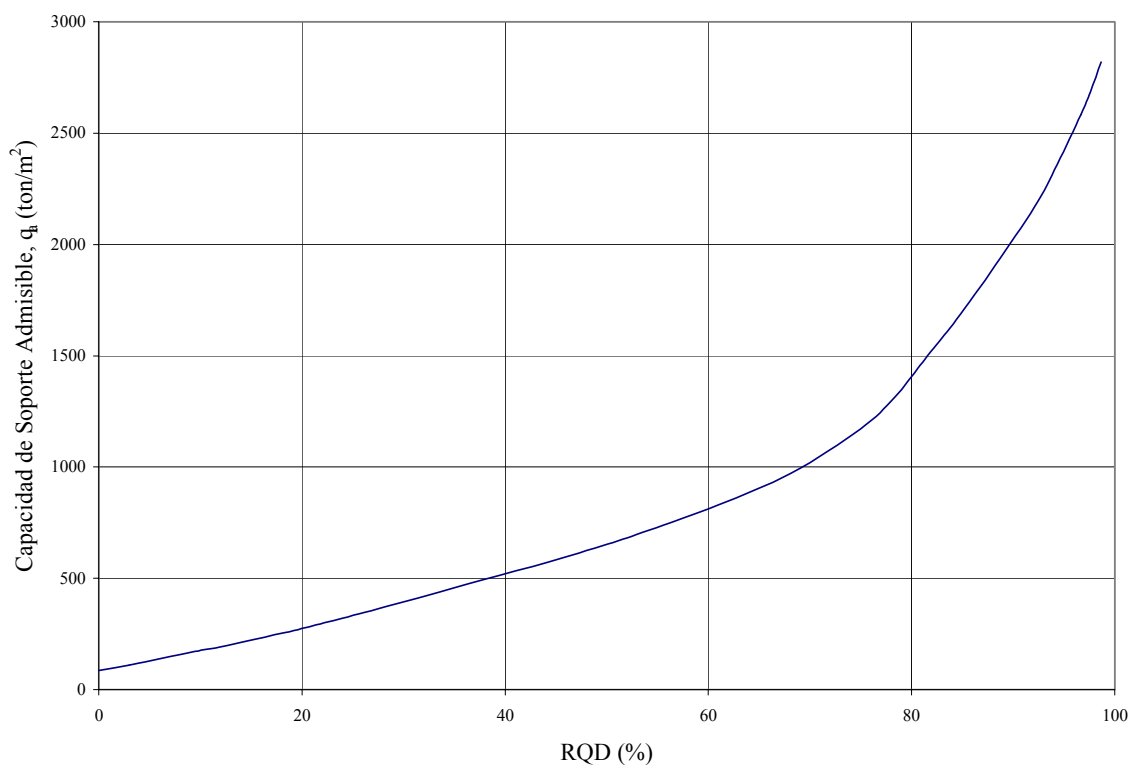


Figura 4.6: Valores de capacidad de soporte admisible en roca discontinua (ASCE 1996)

Para el empleo de sistemas o procedimientos empíricos es necesaria la participación de un especialista.

Finalmente, en anteproyectos pueden emplearse los valores de presión admisible mostrados en el Cuadro 4.6. Estas presiones son valores aproximados, que pretenden ofrecer solamente una idea general sobre el posible rango de variación de la capacidad de soporte de cimientos apoyados sobre roca y nunca se deben considerar como sustitutivos de metodologías más detalladas como las que se han discutido antes. El valor que se vaya a emplear en un proyecto específico debe ser definido por un especialista en la materia.

Cuadro 4.6: Valores nominales de presiones admisibles

Tipo de roca	Consistencia en el sitio	Presiones admisibles (kPa)	
		Intervalo Normal	
Rocas ígneas, y metamórficas cristalinas: granito, diorita, basalto, gneiss, conglomerado cementado sano (con grietas pequeñas)	Roca sana y compacta	6000 a 10000	
Rocas metamórficas foliadas como pizarras y esquistos (son admisibles grietas pequeñas)	Roca sana medianamente compacta	3000 a 4000	
Rocas sedimentarias: lutitas, limolitas, areniscas y calizas sin cavidades con alto grado de cementación	Roca sana medianamente compacta	1500 a 2500	
Rocas blandas o intemperizadas de cualquier tipo de lutitas compactas y sanas	Roca blanda	800 a 1200	
Lutita blanda	Roca blanda	200 a 600	

En cimientos apoyados sobre laderas y cuando la inclinación de los estratos sea desfavorable, se deberán realizar las correcciones del caso para cimientos en esta condición; así como los estudios especiales de estabilidad de taludes en roca.

4.2.7.4. Estabilidad de la masa rocosa

La Figura 4.3 muestra algunos ejemplos de posibles condiciones de inestabilidad. La condición de inestabilidad de la fundación puede ser analizada por los métodos tradicionales de equilibrio límite, según los cuales el esfuerzo cortante admisible (aplicado por el elemento estructural en la superficie de la discontinuidad) corresponde a la resistencia al esfuerzo cortante de la discontinuidad, dividido por un factor de seguridad cuyo valor se indica en la sección 3.3. Por lo tanto, se puede considerar estable la fundación si, para cualquier superficie potencial de falla, los esfuerzos cortantes aplicados son menores que la resistencia al corte de dicha superficie.

Cuando no esté garantizada la condición de estabilidad de la cimentación, deben tomarse medidas apropiadas en el diseño, las cuales están enfocadas a provocar un aumento en la resistencia al corte del macizo rocoso y se pueden agrupar como: aumentar el esfuerzo compresivo normal a la superficie potencial de falla (aumentando la masa de la estructura o instalando drenajes), incrementar la resistencia de la cuña pasiva soportante (aumentando la

profundidad de desplante) y proveer fuerzas restrictivas (pernos, anclajes y otros). Luego debe revisarse nuevamente la condición de estabilidad, según lo establecido en este Código.

4.2.8. Nivel freático

La comprobación de la capacidad soportante se debe hacer considerando la posición más alta que pueda alcanzar el nivel freático.

En análisis a corto plazo, la posición del nivel freático solo se tendrá en cuenta cuando esté situado por encima del nivel de desplante, para estimar la magnitud de la presión total lateral debida al peso de las tierras al nivel de la base de la cimentación.

En análisis a largo plazo deben distinguirse tres posibles situaciones:

- a. Nivel freático coincidente con el nivel de desplante o por encima de éste:

El análisis, en términos de esfuerzos efectivos, se hará considerando el peso específico sumergido del terreno. La presión lateral debida al peso de las tierras por encima del nivel de desplante por considerar será la efectiva.

- b. Nivel freático a una profundidad por debajo del nivel de desplante o menor o igual que el ancho B de la cimentación:

Para el término debido al peso del terreno, se tomará un peso específico equivalente medio igual a:

$$\gamma = \gamma' + \left(\frac{z_w}{B} \right) (\gamma_m - \gamma') \quad \text{Ecuación 4.27}$$

En donde:

- γ = Peso específico medio a considerar
- γ' = Peso específico sumergido
- γ_m = Peso específico húmedo
- z_w = Profundidad del nivel freático por debajo del nivel de desplante

- c. Nivel freático a una profundidad por debajo del nivel de desplante mayor que el ancho B de la cimentación:

Se considerará el peso específico húmedo.

4.2.9. Estructuras vecinas

El ingeniero a cargo de la construcción de un nuevo edificio deberá prever y evitar que se dañen las cimentaciones de los edificios vecinos. Se advierte que la construcción de un

nuevo edificio puede afectar la estabilidad de las construcciones vecinas, principalmente durante el proceso de excavación de los cimientos y sótanos.

El riesgo de ejecutar excavaciones cerca de cimientos existentes debe analizarse a la luz de las teorías clásicas de estabilidad de equilibrio límite; sin embargo algunas directrices simples se presentan en la Figura 4.7.

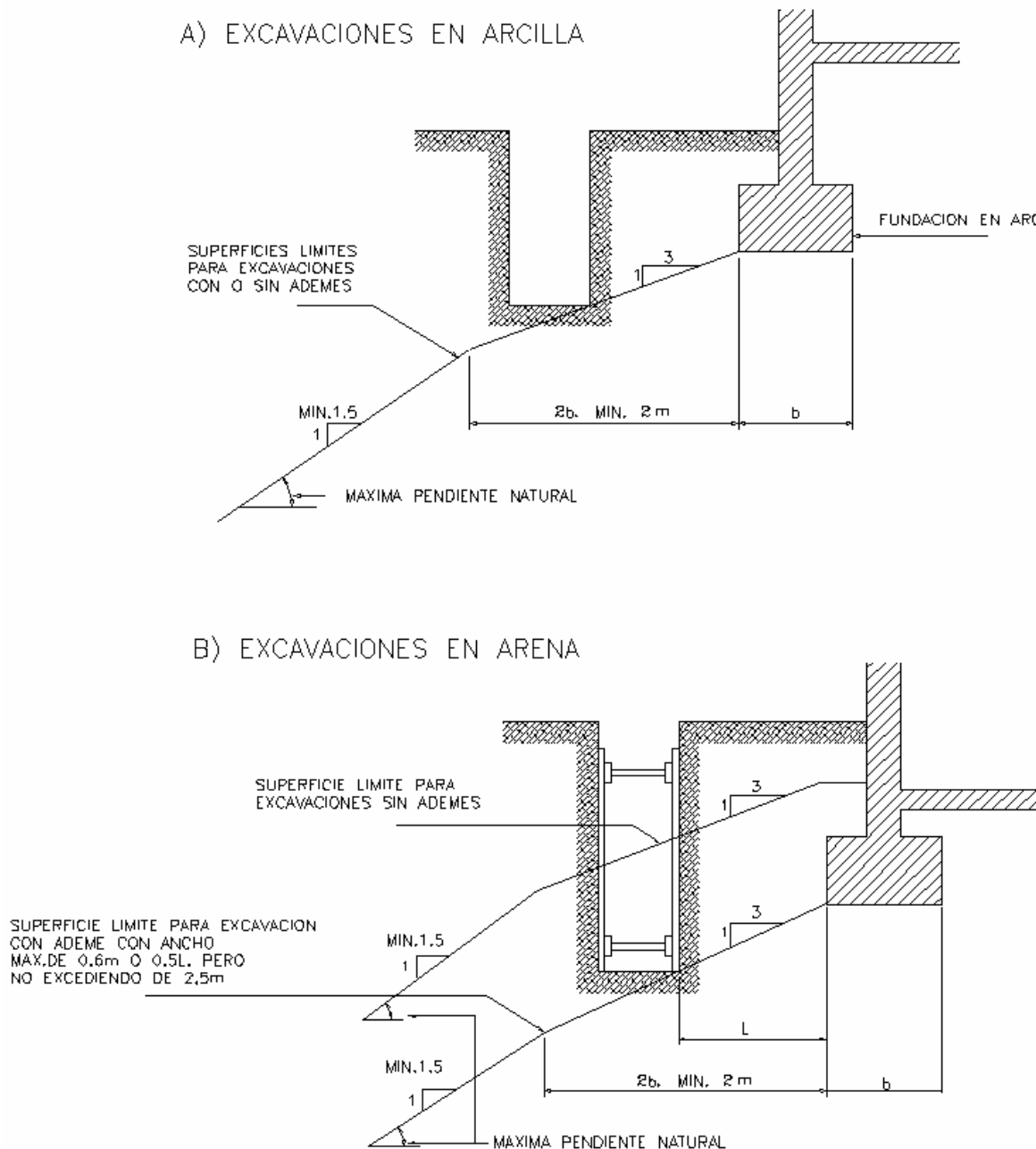


Figura 4.7: Excavaciones cerca de cimentaciones (Adaptado de Rico Rodríguez 1988)

Se advierte que la excavación junto a una cimentación existente, hasta su nivel de desplante, incluso sin profundizar a niveles inferiores, puede causar asentamientos

inducidos. En efecto, de los tres términos que contribuyen a la capacidad de carga (ver sección 4.2.1), se elimina uno de ellos. En suelos granulares, solo hay dos términos y la contribución del que se elimina puede tener una importancia relativamente grande, hasta el punto de ser a veces la mayor. Mientras que se reduce la capacidad de carga, se mantiene la carga aplicada, con lo que disminuye el factor de seguridad. Toda reducción del factor de seguridad (o aumento de la movilización de resistencia) va acompañada de asentamientos. Se debe tener en cuenta que el suelo es un material deformable. El ingeniero encargado del diseño de la nueva cimentación deberá comprobar que, a pesar de la eliminación de la presión debida al peso de las tierras al nivel de desplante, la cimentación existente conserva un coeficiente de seguridad aceptable.

Para la ejecución de excavaciones a distancias menores a las indicadas en la Figura 4.7, se deben utilizar soluciones especiales, tales como excavaciones en trinchera por etapas o construcción previa de estructuras de contención como pantallas de tablestacas, muros-pantalla de concreto armado, u otras opciones. En el caso de ser aplicable la solución de excavaciones en trinchera, se harán de forma alterna, las dimensiones de las secciones serán las mínimas compatibles con la posibilidad de trabajo en su interior, y se ademarán si hubiera riesgo de desprendimientos de suelo.

Si se emplearan pantallas, se dispondrán los sistemas de sustentación temporal (puntales, anclajes provisionales, bermas, etc.) que garanticen que no se producen asentamientos ni desplazamientos laterales intolerables por las cimentaciones de los edificios vecinos.

Las cargas de cimentación de un nuevo edificio pueden también afectar la estabilidad de las construcciones vecinas, bien sea por asentamientos inducidos en las cimentaciones próximas existentes (el asentamiento de una cimentación no se limita al área cargada) o por empujes laterales del terreno sobre pilotes.

El ingeniero encargado del diseño de una cimentación deberá comprobar que no se inducen en las estructuras vecinas asentamientos no admisibles. En este sentido, se deberá tener en cuenta que los criterios habituales sobre admisibilidad de asentamientos de cimentaciones se refieren a edificios de nueva construcción. En edificios existentes, los límites de admisibilidad son más bajos, ya que algunos asentamientos totales y diferenciales (no conocidos, normalmente) se habrán producido de antemano, quedando un margen reducido para asentamientos adicionales. Ese margen de admisibilidad dependerá del estado de la estructura y de otros factores de prácticamente imposible determinación, por lo que el ingeniero deberá ser especialmente prudente y, de ser posible o necesario, adoptar medidas de diseño o construcción tendientes a minimizar los efectos inducidos.

En el caso de suelos cohesivos blandos, si en un edificio existente se optó por la solución de pilotaje para la cimentación, la alternativa de losa de cimentación deberá ser desechada para todo nuevo edificio adyacente (a menos que un estudio muy detallado permita tener la seguridad de que los empujes laterales del terreno blando sobre los pilotes, como consecuencia de la asimetría con respecto a ellos de la presión transmitida por la losa de cimentación, producen unos esfuerzos de flexión y unas deflexiones admisibles). El riesgo de rotura y giro de los pilotes en tales casos es muy alto. Asimismo, se deberá comprobar

que el rozamiento negativo inducido en los pilotes no añade una carga sobre ellos que, sumada a la de servicio, excede la capacidad de carga admisible.

4.3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

4.3.1. Placas individuales o corridas

- a. A menos de que se diseñen como una viga sobre una fundación elástica, el espesor de la placa deberá ser tal que se asegure su comportamiento rígido (ver sección 4.1.3). En el caso de los cimientos corridos, se pueden utilizar placas de fundación en forma de viga "T" invertida para cumplir con esta exigencia de rigidez.
- b. La placa de fundación se deberá diseñar para resistir la flexión y el esfuerzo cortante producido por la carga de la columna. El cálculo de los momentos flectores y el esfuerzo cortante crítico deberá estimarse para cargas mayoradas, de acuerdo con las exigencias del CSCR. Lo anterior en el caso de que se diseñe con "método último".
- c. Para los tamaños de placa calculados, se deberá realizar un estudio de asentamientos para todas las placas de fundación. Se debe verificar que los asentamientos totales y las distorsiones angulares entre las placas vecinas no excedan los límites admisibles indicados en el Capítulo 3. En caso contrario, se debe diseñar el área de las placas con base en la capacidad de soporte admisible por asentamientos.
- d. Tanto bajo la acción de cargas excéntricas permanentes como eventuales, se debe verificar que no sean excedidas las presiones admisibles sobre el terreno. En el caso de cargas excéntricas permanentes sobre suelos cohesivos, se debe estudiar la posible rotación de la placa como producto de la carga excéntrica a menos que existan restricciones de tipo estructural que lo impidan.

Si el valor de la excentricidad es tal que no se puede cumplir con los requisitos anteriores, se deberán utilizar cimientos combinados, con el propósito de reducir parcial o totalmente el problema de la excentricidad.

- e. Para el caso de edificios con marcos rígidos cuyo nivel de fundación sea mayor de 2,0 m, se deberán utilizar vigas de amarre entre las placas. Si estas vigas tuvieran como función única evitar los desplazamientos laterales de las columnas, se deberán diseñar de acuerdo con las recomendaciones del CSCR. Si por el contrario la viga de amarre cumpliera la función de reducir también los efectos de la excentricidad, entonces se deberán diseñar como parte de un cimiento combinado.
- f. El diseño del acero y del concreto de la placa de fundación se deberá realizar, de acuerdo con las especificaciones propias de los elementos de concreto reforzado, estipuladas en el CSCR.

4.3.2. Cimientos combinados

- a. Las consideraciones de diseño estipuladas en el apartado 4.3.1 son también válidas en este caso.
- b. El área y la geometría de la placa de fundación en los cimientos combinados se debe proyectar preferiblemente de manera que se elimine el efecto de la excentricidad. Para ello es necesario que el centro geométrico de la placa combinada coincida con la posición de la resultante de las cargas externas. De cumplirse esta condición, las presiones de fundación se considerarán como constantes y uniformes, y con ello no existirán problemas de asentamientos diferenciales o giros en la placa.
- c. Si por razones de espacio físico disponible no fuera posible eliminar la excentricidad, el cimiento combinado se debe diseñar como si estuviera sometido a presiones variables, de acuerdo con las indicaciones de la sección 4.2.3. Se deberán ser estudiar los efectos de giros en la placa producto de la excentricidad.

4.3.3. Rellenos de sustitución

- a. Desde el punto de vista de la capacidad de soporte, el caso de un relleno de sustitución es equivalente al de un medio estratificado (dos o más capas), en donde existe una capa muy dura por encima de una capa suave. Se debe verificar por lo tanto, que la presión bajo el relleno (q_r) no exceda la capacidad soportante del suelo blando. Para este cálculo se considera una placa equivalente al nivel del fondo del relleno.
- b. Si las dimensiones del material de sustitución (largo y ancho) son iguales a los de la placa, éste servirá únicamente como capa transmisora de los esfuerzos hacia un nivel más profundo. En este caso, la presión bajo el relleno (q_r) deberá calcularse por la siguiente fórmula:

Para placa individual:

$$q_r = \frac{P}{(B)(L)} + \gamma_r T \quad \text{Ecuación 4.28}$$

Para placa corrida:

$$q_r = \frac{P_L}{B} + \gamma_r T \quad \text{Ecuación 4.29}$$

En donde:

P = Carga individual de la columna [kN]

- P_L = Carga por unidad de longitud de la placa [kN/m]
 B = Ancho mínimo de la placa [m]
 L = Largo de la placa [m]
 γ_r = Peso volumétrico total de material de relleno. En caso de que el bloque de relleno esté sumergido deberá restarse el peso volumétrico del agua [kN/m³]
 T = Espesor de la sustitución [m]

Para evitar las rupturas en el borde del material sustituido, es preferible que el relleno sea de concreto pobre o lastre-cemento, con una resistencia a la compresión mínima de 3000 kPa a los 28 días.

- c. Puede considerarse el efecto de la distribución de los esfuerzos en el material de relleno, siempre que el área de la sustitución sea mayor que el área de la placa. La distribución más eficiente se produce cuando el ancho de la sustitución excede al ancho de la placa en una dimensión igual al espesor sustituido (T). En este caso, la presión bajo el relleno puede estimarse a partir de la fórmula siguiente, obtenida de una distribución de esfuerzos simplificada 2:1 (vertical: horizontal).

Para placa individual:

$$q_r = \frac{P}{(B + T)(L + T)} + \gamma_r T \quad \text{Ecuación 4.30}$$

Para placa corrida:

$$q_r = \frac{P_L}{(B + T)} + \gamma_r T \quad \text{Ecuación 4.31}$$

El material de sustitución, en este caso, podría ser cualquiera de los antes mencionados, incluyendo material granular compactado. En tal caso se debe garantizar un porcentaje de compactación mínimo del 95% según el ensayo Proctor Modificado. La compactación del material granular se debe hacer en capas no mayores de 0,3 m después de compactadas, con una humedad en obra próxima y algo inferior a la óptima del ensayo mencionado como referencia para el peso específico seco.

- d. Una vez diseñada la geometría de la cimentación, se deberá proceder al estudio de los asentamientos. Si fuera necesario, se deben modificar el área y las presiones de cimentación para efectos de cumplir con las exigencias de asentamientos máximos indicadas en el Capítulo 3.

4.3.4. Losas de fundación

- a. Para el caso de losas de gran rigidez, en que se cumpla la ecuación 4.1, las presiones de cimentación serán uniformes si la excentricidad de las cargas es nula, o linealmente variable para las losas con excentricidad. En este caso la losa se debe proyectar en forma similar a una losa de entrepiso invertida, siguiendo las regulaciones del CSCR y los métodos tradicionales de diseño de elementos en concreto reforzado.
- b. Para el caso de losas flexibles en que no se cumple la ecuación 4.1, las presiones de cimentación no serán ya uniformes, sino que se concentrarán principalmente en los puntos de apoyo de las columnas. Para su diseño, se recurre normalmente a la teoría de las vigas sobre fundaciones elásticas.

Las losas flexibles solo deberán ser utilizadas en terrenos homogéneos y que aseguren un asentamiento regular, pues en general no poseen una rigidez suficiente como para impedir asentamientos diferenciales que pueden darse en terrenos heterogéneos. Cuando es probable que ocurran tales movimientos, es necesario prever una construcción que forme un conjunto muy rígido que sustituirá la relativa flexibilidad de la losa. Se debe evitar, en este sentido, la colocación de la losa en el límite de dos materiales de diferente compresibilidad.

De cualquier forma, es necesario tener en cuenta la débil rigidez de las losas flexibles y tomar todas las medidas y precauciones necesarias a fin de evitar los asentamientos diferenciales.

- c. Preferiblemente y en especial en terrenos blandos y compresibles, la geometría de la losa se debe seleccionar de forma tal que la excentricidad de las cargas sea nula. Esto se logra haciendo coincidir la posición de la resultante de las cargas con el centro geométrico de la losa. Bajo tal condición, la distribución de presiones bajo la misma será uniforme.
- d. Si no fuera posible diseñar la losa bajo la condición de excentricidad nula, se debe considerar la distribución trapezoidal o triangular de las presiones bajo la misma. Se debe garantizar un factor de seguridad adecuado contra la falla por cortante del suelo.
- e. Si la excentricidad de la resultante de las cargas que actúa sobre la losa es permanente, se debe efectuar un estudio muy cuidadoso de los asentamientos, dado que pueden producirse asentamientos diferenciales entre los distintos puntos bajo la losa. Ello conlleva a giros de la losa y consecuentemente a un desplome del edificio.
- f. Para las losas sobre terrenos suaves, se debe efectuar un cuidadoso estudio de los asentamientos, totales o diferenciales, según sea la condición de la excentricidad. El establecimiento de los límites admisibles quedará a criterio

del diseñador. Otros aspectos como el uso de la estructura, instalaciones de servicios, tuberías que entran al edificio, niveles en relación a la calle, materiales de construcción, etc. se deben considerar adicionalmente para la toma de esta decisión.

Si existe algún edificio vecino cimentado por pilotes en el mismo terreno de arcilla blanda, no se debe emplear el sistema de losa de fundación a menos que se realice un estudio detallado de la estabilidad lateral de los pilotes existentes.

4.3.5. Cimentación con pozos

- a. Cuando se utilice concreto como material de relleno del pozo, el área del mismo sobre la que será transmitida la carga de la superestructura, se debe proyectar de manera que la presión en su base no exceda la capacidad soportante del suelo. Por ser generalmente de corta longitud, usualmente no se considera la resistencia por fricción lateral. Tal aseveración se fundamenta también en el hecho de que los procedimientos de construcción normalmente no aseguran un perfecto contacto de las paredes con el terreno. Quedará a criterio del diseñador considerar la contribución de la fricción.
- b. Se debe garantizar que la presión con que se diseñan los pozos no exceda la resistencia a la compresión simple del concreto utilizado.
- c. Para el cálculo del número de pozos (n), se debe considerar que no hay un aporte de resistencia del suelo bajo las placas de fundación, es decir, que toda la carga se transfiere a los pozos.
- d. La distribución en planta de los pozos se debe establecer de tal forma que el conjunto sea estable contra las cargas laterales. Si es necesario y para cumplir con este requisito, se deberán colocar pozos adicionales.
- e. La viga de fundación puede quedar simplemente apoyada sobre los pozos y deberá tener la rigidez suficiente como para soportar el apoyo puntual que inducen los pozos.
- f. Cuando se utilice grava como material de relleno del pozo debe compactarse enérgicamente. Adicionalmente, debe estudiarse su estabilidad interna utilizando los métodos apropiados.
- g. Debe verificarse la estabilidad lateral del terreno contra la acción de las cargas horizontales, de acuerdo con las indicaciones del punto "f" de la sección 4.3.5.
- h. Existen métodos especiales para el diseño de pozos con columnas de grava, basados no solo en la resistencia del pozo, sino en la disminución de la compresibilidad del medio. Las columnas de grava en este caso funcionan como un método de mejoramiento del suelo. Esta teoría permite contar con una cierta colaboración de la resistencia del terreno bajo las placas.

4.3.6. Cimentación con bloque rígido

- a. En caso de cimentaciones sometidas a valores importantes de carga lateral y/o de momento, puede adoptarse una cimentación con bloque rígido, que transmita las cargas a su base y considere además la colaboración lateral del terreno en su interacción con el bloque de cimentación. Los mismos pueden ser de sección prismática rectangular o cilíndrica.
- b. En este tipo de cimientos se debe comprobar lo siguiente:
 - Que el suelo en la base del bloque no falle por cortante y mantenga un factor de seguridad (FS) o factor de reducción (Φ) adecuado; según se especifica en el Capítulo 3 de este Código.
 - Que no se produzca la falla lateral del terreno. La presión lateral máxima producida por las cargas externas deberá mantener un factor de seguridad adecuado contra la falla por resistencia pasiva del suelo; según se especifica en el Capítulo 3 de este Código.
 - Que se obtenga un factor de seguridad adecuado contra el volcamiento del bloque; según se especifica en el capítulo tercero de este Código.
 - Que el desplazamiento en la parte superior del bloque sea admisible, en función del estado límite de servicio.
- c. Para calcular los esfuerzos en la base del bloque, se debe considerar una excentricidad reducida, definida por las siguientes ecuaciones:

Para bloque rígido rectangular:

$$e = \frac{M + VH}{N} \left[\frac{1}{1 + 4\eta \left(\frac{H}{B} \right)^3} \right] = e_o F \quad \text{Ecuación 4.32}$$

Para bloque rígido circular:

$$e = \frac{M + VH}{N} \left[\frac{1}{1 + \frac{64}{3\pi} \eta \left(\frac{H}{D} \right)^3} \right] = e_o F \quad \text{Ecuación 4.33}$$

En donde:

- M = Momento actuante en la parte superior del bloque [kN·m]
 V = Fuerza horizontal actuante en la parte superior del bloque [kN]
 N = Fuerza vertical actuante en la parte superior del bloque más el peso del bloque [kN]
 H = Altura del bloque rígido [m]
 B = Lado mínimo del bloque rígido [m]
 D = Diámetro del bloque rígido [m]
 η = K_h/K_{s1}
 K_h = Coeficiente de balasto horizontal
 K_{s1} = Coeficiente de balasto vertical
 e_o = Excentricidad en la base del bloque sin considerar la presión lateral [m]
 e = Excentricidad en la base del bloque considerando la presión lateral del suelo [m]
 F = Factor de reducción de la excentricidad

- d. Para calcular la presión lateral máxima (p_l) del bloque contra el suelo se deben aplicar las siguientes ecuaciones:

Para bloque rígido rectangular:

$$p_l = \frac{\eta(M + VH)H}{\left(\frac{LB^3}{12} + 4\eta\frac{LH^3}{12}\right)} \quad \text{Ecuación 4.34}$$

Para bloque rígido circular:

$$p_l = \frac{\eta(M + VH)H}{\left(\frac{\pi D^4}{64} + 4\eta\frac{DH^3}{12}\right)} \quad \text{Ecuación 4.35}$$

- e. Los valores K_h y K_{s1} (Cuadro 4.1) se deben obtener a partir de ensayos de carga con placa rígida. De no disponerse de estos valores, se pueden utilizar los siguientes valores aproximados:

Para bloque rígido rectangular:

$$K_{s1} = 1.33 \frac{E_o}{\sqrt[3]{BL^2}}; L \geq B \quad \text{Ecuación 4.36}$$

Para bloque rígido circular:

$$K_{s1} = 1.57 \frac{E_o}{D} \quad \text{Ecuación 4.37}$$

Para bloque rígido rectangular:

$$K_h = 0.75 \frac{E_o}{B} \quad \text{Ecuación 4.38}$$

Para bloque rígido circular:

$$K_{s1} = 0.75 \frac{E_o}{D} \quad \text{Ecuación 4.39}$$

Los valores del módulo de deformación E_o pueden obtenerse en el Cuadro 4.1.

4.4. RECOMENDACIONES SOBRE SUELOS ESPECIALES

4.4.1. Cimientos sobre suelos expansivos

- a. A menos que se utilicen técnicas especiales para el mejoramiento de los suelos expansivos, el nivel de fundación deberá ser tal que asegure el apoyo de la estructura por debajo de la capa expansiva activa (zona de cambios volumétricos). Normalmente, en nuestro medio esta capa puede oscilar entre 1,0 y 2,0 m de profundidad.
- b. Para alcanzar el nivel de fundación propuesto en el punto anterior, se puede cimentar en forma directa a esa profundidad, o bien utilizar algún sistema especial como los rellenos de sustitución, pilotes cortos, pozos o columnas de grava. En estos casos es común que el nivel del piso se separe suficientemente del nivel general del terreno, dejando un espacio vacío interior en que puede ocurrir la expansión sin ocasionar daños en los cimientos o pisos. Se requiere, para ello, que el piso se diseñe estructuralmente como un entrepiso. En caso de utilizarse pilotes cortos, la viga de unión debe quedar separada del terreno. De otro modo, los pilotes habrían de tener suficiente longitud por debajo de la capa activa y estar dotados de suficiente resistencia a tracción como para ser capaces de anclar el edificio.
- c. Si no fuera posible cumplir con los requisitos anteriores, se puede permitir la cimentación sobre la capa expansiva (capa activa), a condición de que se utilicen cimientos rígidos, como por ejemplo los tipo viga "T" invertida. La rigidez de la placa o viga de fundación debe garantizar el levantamiento o descenso de la placa en forma general y no diferencial.

Todas las vigas de fundación, en el caso de cimentaciones corridas, deberán estar debidamente integradas para conformar una retícula de gran rigidez. En caso de existir placas individuales, éstas se deberán integrar al resto de la fundación por medio de vigas de amarre, que se diseñen como parte de un cimiento combinado.

- d. Las presiones de hinchamiento del suelo sobre un cimiento diseñado de acuerdo con la alternativa "c", pueden ser muy elevadas. Su valor dependerá de factores como: época en que se construye la obra, métodos de aislamiento de humedad que se empleen, condiciones hidráulicas del suelo, propiedades expansivas del material, etc. Para el diseño de la placa rígida se deberá estimar la presión de hinchamiento máxima a la que podría ser sometida la placa. Para ello, se requiere ejecutar ensayos especiales de hinchamiento y aplicar teorías especiales de análisis.

La distribución de las presiones de expansión bajo la placa puede ser muy variada, dependiendo de la época del año en que se inicia la construcción. Los valores máximos de la presión pueden presentarse ya sea en los bordes o en el centro. El diseño de la placa debe garantizar que, para la condición de las presiones críticas, no ocurran deformaciones importantes que puedan dañar la estructura.

Se advierte que la solución con cimientos rígidos protege de daños a la estructura, pero no así a los pisos. Para esto se deberán utilizar otras técnicas.

- e. Para los cimientos sobre suelos expansivos se recomienda no sembrar árboles en las cercanías de las paredes, ni colocar drenajes de aguas negras paralelamente a las mismas.
- f. Para reducir el nivel de los daños por expansión o contracción del terreno, se puede recurrir a técnicas de estabilización del terreno con cal, cemento o algún tipo similar de estabilizador iónico. Alternativamente, se pueden utilizar métodos de control de humedad como muros de impermeabilización enterrados, aceras perimetrales a las áreas de la construcción, entre otros.
- g. De ser posible, se recomienda remover y sustituir, en su totalidad, el espesor de las arcillas expansivas en la capa activa, dentro de las áreas de construcción. La sustitución parcial, unida a la utilización de técnicas de impermeabilización y aislamiento puede llevar a soluciones también satisfactorias.

4.4.2. Cimientos sobre suelos colapsables

- a. Para la cimentación en estas áreas se deberán ejecutar ensayos especiales para analizar el colapso en laboratorio y que permitan estimar el potencial de colapso del material, así como la curva presión versus colapso.

- b. El nivel de fundación en regiones con suelos potencialmente colapsables deberá ser tal que se encuentre por debajo de la zona de saturación del terreno por las lluvias, ruptura de tuberías, inundaciones, etc.
- c. Para cumplir con el requisito anterior se pueden utilizar métodos de fundación, como por ejemplo: rellenos de sustitución, pozos o pilotes profundos. El uso de losas rígidas puede ser también una opción viable, siempre que se demuestre que el asentamiento no será excesivo. No obstante, esta última alternativa es discutible y se deberá estudiar cuidadosamente.
- d. No se deberá permitir la utilización de placas aisladas o cimientos de poca rigidez sobre terrenos colapsables, a menos que se realice un estudio muy cuidadoso sobre los asentamientos diferenciales y las distorsiones angulares que podrían ocurrir. En estos cálculos debe suponerse la probabilidad de que una de las placas se asiente por colapso en relación con otra, en la cual esto no ocurre.
- e. Para reducir el riesgo de un colapso después de la construcción, se puede utilizar el método de mejoramiento de suelos a base de la inundación del terreno. Esta operación preferiblemente deberá realizarse con la ayuda de explosivos.
- f. Las presiones de fundación para cimientos apoyados sobre suelos colapsables, se deberá establecer no solo en función de la capacidad de carga admisible, sino también de acuerdo con los asentamientos admisibles obtenidos de la curva presión versus colapso.
- g. No se deberá permitir la construcción de drenajes en sitios cercanos a las paredes exteriores, dado que estas pueden asentarse por colapso. Asimismo, las construcciones sobre suelos colapsables exigen un cuidadoso control y supervisión del proceso constructivo y de los materiales de las instalaciones de servicio. No se deberán utilizar tuberías rígidas que puedan quebrarse con facilidad y propiciar el colapso.

4.4.3. Cimientos sobre terrenos licuables

- a. Para la cimentación sobre este tipo de suelos se deberán ejecutar estudios especiales y ensayos de laboratorio o de campo que permitan estimar el potencial de licuación.
- b. Preliminarmente y en caso de no haber suficiente información disponible, se deberá suponer como de alto potencial las áreas sísmicamente activas, en donde se presenten arenas sueltas muy finas, mal graduadas y nivel freático poco profundo.
- c. Si el estudio recomendado en la parte "a" demostrara que existe un alto potencial de licuefacción en el sitio, se deberán utilizar sistemas de cimentación profunda como por ejemplo los pilotes. Conviene analizar el uso de técnicas de mejoramiento de suelos como la compactación dinámica, compactación por

explosivos, vibroflotación, "jet grouting", etc. (ver Capítulo 8). De utilizarse pilotes, la longitud de los mismos deberá ser tal que su estabilidad quede garantizada por capas no licuables dentro de la longitud del fuste.

- d. En las regiones con suelos potencialmente licuables no se recomienda la utilización de cimentaciones individuales.

4.4.4. Cimentaciones sometidas a vibración

Cuando se requiere de la instalación de máquinas con masas en movimiento, se deben tomar precauciones especiales en las cimentaciones y en los anclajes de estas máquinas y en el propio edificio. Las cimentaciones clásicas en estos casos, pueden ser capaces de transmitir las vibraciones hasta las construcciones vecinas, lo que puede poner en peligro su estabilidad, o molestar con ruidos y las propias vibraciones a sus ocupantes. Además de éstas, también debe considerarse si existen otras fuentes externas de vibraciones, como el paso de camiones pesados o ferrocarriles. Se han observado asentamientos inmediatos de gran magnitud en el caso de fundaciones para máquinas vibrantes en suelos arenosos sueltos.

Por todo ello, las cimentaciones sometidas a vibraciones deben ser proyectadas para minimizar los daños e inconvenientes producidos por la proximidad de la fuente vibratoria.

Los cimientos antivibratorios deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- a. Ser suficientemente rígidos como para no deteriorarse bajo la acción de cargas repetidas.
- b. Tener una frecuencia de vibración propia, tan diferente como sea posible, de la frecuencia de vibración impuesta.
- c. Desempeñar un papel de "filtro" de estas vibraciones, a fin de absorberlas en su mayor parte y lograr que su transmisión quede reducida a una fracción despreciable.

5. CIMENTACIONES PROFUNDAS

5.1. USO Y DEFINICIONES

Una cimentación profunda es un elemento que transmite la carga de la estructura hacia estratos profundos. Esta transferencia de la carga puede realizarse por fricción entre el fuste del pilote y el suelo que lo rodea, en cuyo caso se cataloga al pilote como de fricción o flotante, o la carga puede transmitirse directamente a la punta, en cuyo caso se habla de un pilote de punta.

Normalmente, la carga es transferida por medio de una combinación de los efectos de fricción y de punta, aunque la mayoría de las veces trabajan básicamente por fricción. La distribución de la carga aplicada, por medio de la resistencia por fricción y la resistencia por punta del pilote, dependerá de factores tales como las condiciones del suelo (perfil), las características y tamaño del pilote y el nivel de la carga aplicada.

Usualmente, se utiliza una cimentación profunda cuando los esfuerzos inducidos en el terreno, por las cargas aplicadas, son mayores que la capacidad de soporte de las capas superficiales o cuando los asentamientos potenciales de una cimentación superficial exceden los valores permisibles para el tipo de estructura considerado, según lo establecido en el Capítulo 3. También se utilizan cimentaciones profundas para resistir las cargas horizontales provenientes del viento, de un sismo o de movimientos laterales de la masa de suelo.

El diseño adecuado de una cimentación profunda es una tarea que requiere conocimientos y experiencia en el diseño y la construcción. Debido a que este tipo de cimentación, a diferencia de las fundaciones superficiales, no puede ser examinado una vez instalado, se requiere de una supervisión y control adecuados durante el proceso de construcción. Sin embargo, se han desarrollado procedimientos de auscultación que permiten detectar defectos en el concreto de pilotes colados en sitio o hincados.

5.2. TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

5.2.1. Micropilotes

Son elementos de pequeño diámetro (en general entre 0,10 y 0,20 m), que se construyen bajo el sistema de excavación y colado en sitio. Por su pequeño diámetro, los micropilotes se refuerzan con una varilla de acero (usualmente de varilla #6 a #9) o con un tubo de acero, ambos centrados en su interior.

Los micropilotes en general son muy eficientes bajo condiciones de carga axial. En el caso de que existan cargas laterales se deberán estudiar con mucho cuidado, pues su resistencia a cortante y flexión es baja.

El proceso constructivo (secuencialmente) es el siguiente: perforación del agujero, descenso del refuerzo (acero o tubo) y finalmente inyección de una lechada de cemento o mortero de manera que envuelva totalmente el elemento de refuerzo del agujero.

Los principios de diseño de los micropilotes son en general similares a los de los pilotes. Debe calcularse por lo tanto su resistencia de punta (que por su pequeño diámetro usualmente es baja), la resistencia por fricción (componente principal de la carga sobre un micropilote); así como la resistencia del elemento estructural como columna, considerando además el efecto de esbeltez.

5.2.2. Pilotes

Es el tipo de cimentación profunda de uso más generalizado. Pueden ser de concreto (sección cuadrada o circular) o acero (sección I, H o tubular). Por razones constructivas los diámetros de pilotes varían entre 0,25 y 0,60 m. En cuanto al proceso constructivo los pilotes pueden ser prefabricados e hincados o colados en sitio. Los prefabricados pueden ser de concreto reforzado, acero o madera. La hinca suele realizarse utilizando martinets de caída libre o martinets diesel o de vapor, en algunos casos específicos mediante vibración.

En la construcción de pilotes excavados y colados en sitio, el proceso constructivo es secuencialmente el siguiente: perforación, descenso del refuerzo (armadura de acero o tubo de acero) y bombeo de concreto de abajo hacia arriba. El proceso de perforación puede realizarse con o sin ademe provisional, dependiendo de si el agujero es estable. Alternativamente a la solución de ademe provisional puede utilizarse perforación con lodos bentoníticos. En este caso específico el ingeniero deberá ser especialmente prudente con los valores de adherencia que utilice para el cálculo de la resistencia por fricción, pues la bentonita reduce significativamente ese valor. Preferiblemente, no se deberá contar con la resistencia de fricción en el caso de que los agujeros sean excavados con bentonita.

En los pilotes colados en sitio deberá realizarse una cuidadosa limpieza del fondo del agujero, de manera que se eliminen totalmente los sedimentos del fondo. Se advierte que una limpieza inadecuada puede producir asentamientos importantes causados por la compresión de estos sedimentos.

5.2.3. Pilas o pilares

Son un tipo de cimentación profunda usada con frecuencia en cimentaciones de puentes o estructuras pesadas. Su proceso constructivo es similar al de los pilotes colados en sitio, por lo que valen las mismas indicaciones citadas. La única diferencia es que normalmente en el proceso de perforación se requiere del uso de máquinas perforadoras de gran potencia, pues su diámetro suele ser muy grande (normalmente entre 0,60 m y 2,0 m; aunque pueden ser mayores). Alternativamente para pilas con diámetros mayores que 0,80 m y terreno estable (roca o suelos cohesivos), puede emplearse perforación con instrumentos manuales, tales como picos, palas o rompedoras neumáticas.

Los principios generales para el diseño geotécnico de las pilas, son similares a los de los pilotes.

5.2.4. Cilindros de fundación

Es el tipo de cimentación profunda de mayor diámetro (mayor de 3.0 m), normalmente utilizada para cimentaciones de puentes con cargas muy elevadas. Consiste en introducir en el terreno anillos consecutivos prefabricados de concreto reforzado, de gran diámetro, que se colocan excavando internamente dentro de los mismos con herramientas de perforación tipo cucharón de almeja. El producto final es un cilindro de gran diámetro (hueco), que tiene en toda su base un tapón de concreto reforzado que asegura la transferencia de las cargas en toda el área de su base. Por ello la capacidad de carga por punta es la componente principal de la resistencia de los cilindros. Para que sea factible su proceso constructivo es necesario que exista una primera capa muy suave, que pueda ser excavada de la manera antes indicada y una capa subyacente muy firme sobre la que se apoyaría la base del cilindro. El diámetro interno del cilindro debe ser tal que permita el acceso de personal o buzos -si hubiera nivel freático- con equipos especiales de excavación en caso de aparezcan obstáculos (rocas, troncos, etc.), que dificulten su avance.

5.3. CARGAS

5.3.1. Cargas estructurales

Las cargas para el análisis del problema serán las establecidas de acuerdo con el criterio discutido en el Capítulo 3 de este Código.

5.3.2. Fricción negativa

Una cimentación profunda que atraviesa un estrato compresible puede verse afectada por el fenómeno de la fricción negativa, si la resistencia del pilote es esencialmente de punta. Esta situación ocurre típicamente cuando alguna sobrecarga externa consolida la capa blanda. En este caso el movimiento del suelo, relativo al pilote, es hacia abajo y genera una fuerza de arrastre sobre el pilote denominada fricción negativa. Esta fuerza hacia abajo deberá ser sumada a las cargas de la estructura para establecer la carga total sobre el pilote.

La magnitud de la fuerza debida a la fricción negativa ($F_{Negativa}$) puede estimarse a partir de:

$$F_{Negativa} = (\beta) \cdot \sigma'_0 \cdot A_L \quad \text{Ecuación 5.1}$$

En donde:

- β = Factor empírico equivalente al producto del coeficiente de empuje en reposo por la tangente del ángulo de fricción entre el pilote y el suelo
- σ'_0 = Esfuerzo vertical efectivo promedio a lo largo del tramo sometido a la fricción negativa [kPa]

$$A_L = \text{Área del fuste del pilote en contacto con el tramo del suelo que genera la fricción negativa [m}^2\text{]}$$

Bjerrum (1969) propone los siguientes valores para β :

Cuadro 5.1: Valores propuestos para β (Bjerrum 1969)

Tipo de Material	Valor de β
Arcilla limosa	0,25
Arcilla poco plástica	0,20
Arcilla plástica	0,15
Arcilla muy plástica	0,10

Existen otras teorías que pueden emplearse para el cálculo de la fricción negativa.

Conviene advertir que en muchos casos de rozamiento negativo, debido a la colocación de rellenos sobre suelos cohesivos blandos, el mayor rozamiento negativo corresponde al relleno, especialmente si es granular y bien compactado. Entonces el factor β podría llegar a valer 0,5 e incluso más.

Otro criterio comúnmente empleado es que un pilote interior puede ser sobrecargado, por fricción negativa, como máximo con un peso igual al del volumen de arcilla tributaria de dicho pilote. En un pilote de borde, sin embargo, la sobrecarga podrá ser mayor y este efecto puede acentuarse en los pilotes esquineros. En estos últimos, un límite a la sobrecarga que puede llegar a producir la fricción negativa, lo impone la adherencia entre el suelo y el pilote en todo el fuste del mismo.

5.3.3. Empujes laterales del terreno

Una cimentación profunda que atraviesa un estrato compresible de suelo cohesivo puede verse afectada también por el fenómeno de los empujes laterales del terreno sobre los pilotes, si se construye un relleno asimétrico con relación a ellos.

Cualquier otra sobrecarga en el terreno, sea cual sea su origen, asimétrica con relación al pilotaje (por ejemplo, la presión de cimentación de una losa de un edificio adyacente, o un talud) puede causar este fenómeno. Asimismo, la excavación a un lado del pilotaje puede generar empujes laterales.

Los empujes laterales del terreno se tendrán en cuenta como una acción, en el diseño de los pilotes, cuando el incremento de la presión vertical sobre el estrato compresible sea mayor o igual que el triple de su resistencia al corte no drenada c_u .

Se han propuesto diversas formas de estimar la magnitud de los empujes laterales del terreno sobre los pilotes, así como varios criterios para el cálculo de las flexiones inducidas, que conducen a resultados dispares, por lo que debe quedar en manos de un especialista.

Es relativamente frecuente ignorar este fenómeno. La no consideración de los empujes laterales cuando se dan las condiciones para que existan conduce, en la mayoría de los casos, a la rotura de los pilotes, a grandes movimientos de las estructuras cimentadas en ellos y a severos daños.

Los problemas de fricción negativa y de empujes laterales se pueden evitar si se instalan los pilotes después de que se hayan producido las deformaciones del estrato compresible debidas a las sobrecargas.

5.4. CAPACIDAD DE CARGA AXIAL ÚLTIMA DE LOS PILOTES

La capacidad de carga axial de un pilote es el valor menor de: la capacidad estructural del pilote o la capacidad soportante del suelo. La capacidad estructural del pilote dependerá del material y tipo de pilote y de las condiciones particulares de su aplicación. Excepto en fundaciones sobre roca, en la gran mayoría de los casos, la capacidad soportante del suelo controlará el diseño. Aun así, será responsabilidad del ingeniero evaluar la capacidad estructural del elemento seleccionado.

Los métodos disponibles para evaluar la capacidad de carga axial de un pilote a base de la capacidad soportante del suelo son los siguientes: a) cálculo estático, b) correlaciones empíricas, c) pruebas de carga, y d) métodos dinámicos.

5.4.1. Cálculo estático

La capacidad de carga última de un pilote (Q_{ult}), es la suma de la fricción generada entre el fuste y el suelo que le rodea ($Q_{fricción}$) y la carga resistida en la base o punta (Q_{punta}). En forma de ecuación esto es:

$$Q_{ult} = Q_{fricción} + Q_{punta} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

La capacidad admisible del pilote podrá ser obtenida mediante la metodología de resistencia última o esfuerzos de trabajo (ver Capítulo 3).

5.4.1.1. Capacidad de carga en suelos granulares

El componente de fricción puede ser expresado bajo la forma de:

$$Q_{fricción} = \sum f_s \cdot P^* \cdot \Delta l_i = \sum_{i=0}^L K \cdot \sigma'_{0i} \tan \delta \cdot P^* \cdot \Delta l_i \quad \text{Ecuación 5.3}$$

En donde:

- K = Coeficiente de empuje lateral que actúa sobre el fuste
- σ'_0 = Esfuerzo vertical efectivo promedio en el tramo Δl_i [kPa]
- δ = Ángulo de fricción entre el material del pilote y el suelo [°]
- P^* = Perímetro [m]

$$\begin{aligned}\Delta l &= \text{Longitud del tramo analizado [m]} \\ f_s &= \text{Fricción entre el suelo y el pilote [kPa]}\end{aligned}$$

A manera de guía se presentan en el Cuadro 5.2 los valores comunes utilizados para los parámetros K y en el Cuadro 5.3 los valores recomendados para δ .

Cuadro 5.2: Valores recomendados para el coeficiente de empuje lateral K (Tomlinson 1994)

Tipo de pilote	K/K_o
Perforado con chorro	1/2 a 2/3
Preexcavado	2/3 a 1
Bajo Desplazamiento	3/4 a 1 1/4
Alto Desplazamiento	1 a 2

K_o corresponde con el coeficiente de empuje en reposo tal y como se define en la ecuación 6.12

Cuadro 5.3: Coeficientes de fricción entre suelos no cohesivos y pilotes u otras estructuras similares (Tomlinson 1994)

Material	δ
Madera	0.8ϕ a 0.9ϕ
Concreto rugoso, colado en sitio	1.0ϕ
Concreto liso, prefabricado	0.8ϕ a 1.0ϕ
Acero liso	0.5ϕ a 0.7ϕ
Acero corrugado	0.7ϕ a 0.9ϕ

Los valores de fricción indicados son apropiados para elementos de fundación con una longitud no mayor de 15 veces el diámetro. Para las longitudes mayores, los valores f_s no continúan aumentando sino que alcanzan un valor máximo y luego permanecen constantes, lo mismo que q_b está limitado por q_{lim} .

Por su parte, el componente de la resistencia en la base se puede expresar como:

$$Q_{punta} = q_b \cdot A_b = (\sigma' N_q^*) A_b \leq q_{lim} A_b \quad \text{Ecuación 5.4}$$

En donde:

$$\begin{aligned}\sigma' &= \text{Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la base del pilote [kPa]} \\ N_q^* &= \text{Factor de capacidad de carga para una fundación profunda (distinto a } N_q \text{ para cimientos superficiales)} \\ A_b &= \text{Área seccional del pilote en la base [m}^2\text{]} \\ q_b &= \text{Capacidad de soporte del suelo a nivel de la punta [kPa]} \\ q_{lim} &= 50 N_q^* \tan \phi \text{ [kPa]}\end{aligned}$$

Se han propuesto diversas teorías para la determinación del factor N_q^* . La elección de la teoría que se emplee quedará a criterio del especialista. No obstante, se destaca que de estas teorías, el criterio de Meyerhof (ver Figura 5.1) es de amplia aceptación.

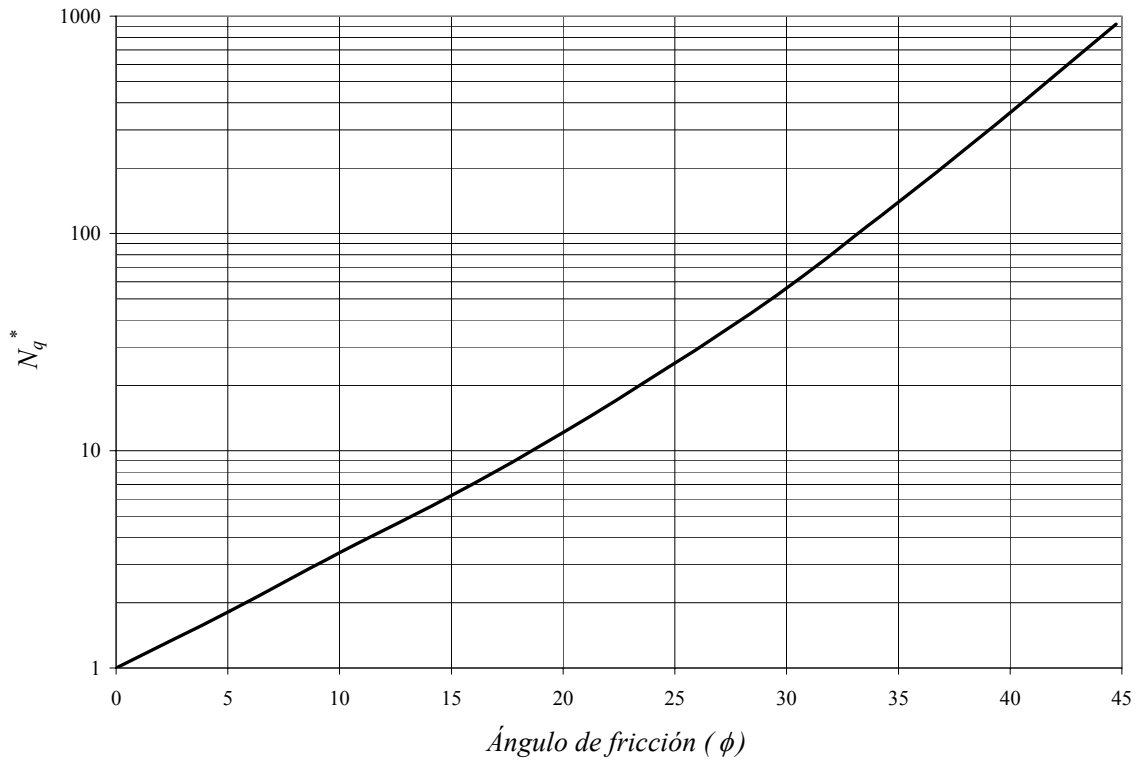


Figura 5.1: Factor de capacidad de carga N_q^ para cimentaciones profundas (Meyerhof 1976)*

Para el uso de los factores de capacidad de carga de la Figura 5.1 deberá garantizarse que el pilote queda empotrado dentro de la capa de apoyo una distancia D definida por:

$$D = 4 \cdot B \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad \text{Ecuación 5.5}$$

En donde:

$$\begin{aligned} B &= \text{Ancho o diámetro del pilote [m]} \\ \phi' &= \text{Ángulo de fricción efectiva del suelo [°]} \end{aligned}$$

En caso contrario se deberán aplicar factores de reducción según el criterio del especialista.

5.4.1.2. Capacidad de carga en suelos cohesivos (condición no drenada)

En suelos cohesivos puros, los componentes de capacidad de carga por fricción lateral y punta toman la forma:

$$Q_{friccion} = C_A \cdot A_f \quad \text{Ecuación 5.6}$$

$$Q_{punta} = q_b A_b = c_u \cdot N_c^* \cdot A_b \quad \text{Ecuación 5.7}$$

En donde:

- C_A = Aherencia suelo-pilote que se deberá establecer con base en la resistencia al corte no drenada (c_u), de conformidad con lo establecido en el Cuadro 5.4
 c_u = Resistencia al corte no drenada promedio del suelo (para el caso de la capacidad de carga por fricción, debe utilizarse el valor ponderado de c_u a lo largo del fuste. En el caso de la punta debe considerarse el valor ponderado a una profundidad bajo la base igual a 1,5 – 2 diámetros)
 A_f = Área del fuste en contacto con el suelo
 A_b = Área de la base del pilote
 N_c^* = Factor de capacidad de carga para pilotes en arcilla (usualmente se toma como 9,0)

Cuadro 5.4: Valores de la adherencia entre la arcilla y pilotes (Adaptado de Tomlinson 1957)

Material del Pilote	Consistencia de la arcilla	Resistencia no drenada c_u [kPa]	Adherencia C_A [kPa]
Concreto y madera	Blanda	0 – 40	0 – 35
	Firme	40 – 80	35 – 45
	Dura	80 – 150	45 – 70
Acero	Blanda	0 – 40	0 – 30
	Firme	40 – 80	30 – 40
	Dura	80 – 150	?

En el caso de pilotes preexcavados y colados en sitio, la adherencia se deberá calcular a partir de la siguiente expresión:

$$C_A = \alpha \cdot c_u \quad \text{Ecuación 5.8}$$

En donde:

$$\alpha = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \Psi \quad \text{Ecuación 5.9}$$

- α_1 = 0.65 (pilote redondo)
 α_2, α_3 = (1-0.75/L) donde L es la longitud del pilote en m

Los valores de Ψ recomendados para distintas condiciones de excavación se presentan en el Cuadro 5.5.

Cuadro 5.5: Valores recomendados de ψ

Condición de la excavación	Valor de ψ
Excavación seca	1.00
Excavación con agua	0.80
Excavación sostenida con lodos	0.60

Los valores recomendados para la adherencia podrán ser modificados por el diseñador si tiene la información adicional que respalden los nuevos valores (pruebas de carga, ensayos especiales de laboratorio o campo, cono eléctrico, etc.).

La resistencia por fricción en el caso de arcillas normalmente consolidadas, puede también ser evaluada en términos de esfuerzos efectivos, a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{fricción} = 0,3P^* \cdot \sum_{i=1}^n \sigma'_{0i} \cdot \Delta l_i \quad \text{Ecuación 5.10}$$

En donde:

- P^* = Perímetro del pilote
- Δl_i = Espesor de la capa considerada
- σ'_{0i} = Esfuerzo efectivo vertical en el punto medio de la capa considerada

5.4.2. Correlaciones empíricas

Existen distintas correlaciones para calcular la capacidad de carga de un pilote. Estas tienen grandes limitaciones y deben ser usadas con sumo cuidado. Estas correlaciones son particularmente adecuadas cuando se han desarrollado y basado en la experiencia local. Sirven principalmente para estimaciones preliminares.

5.4.3. Pruebas de carga

Una prueba de carga se ejecuta, por lo general, con el objetivo de verificar un diseño particular. En otros casos se ejecuta para establecer parámetros de diseño más realistas que permitan una mejor utilización de la fundación y un ahorro potencial en el sistema de fundación.

El procedimiento consiste en la aplicación gradual y controlada, sobre el pilote, de una carga mayor que la carga de diseño. La carga se puede aplicar mediante un peso muerto o mediante un gato hidráulico actuando contra un sistema de reacción. Comúnmente, la carga se aplica en etapas y su magnitud máxima es de dos veces la carga de diseño; aunque existen distintas variantes para su ejecución. Durante la prueba se lleva un registro de los movimientos verticales (asentamientos) del pilote durante la aplicación y luego de removida la carga.

La prueba de carga provee información sobre la relación carga-asentamiento del pilote. Debido a que existen distintos procedimientos para ejecutar la prueba y debido a que existe variabilidad en los depósitos de suelos, la evaluación e interpretación de esta información requiere de conocimiento, experiencia y juicio, por parte del ingeniero.

La ejecución de una prueba de carga requiere de atención a los detalles de planificación. Su ejecución e interpretación debe ser encomendada a un especialista y se recomienda ejecutarla siempre que sea posible.

5.4.4. Métodos aproximados

Los métodos aproximados consisten en la aplicación de ecuaciones dinámicas que se usan para determinar si el pilote ha alcanzado un valor de carga satisfactorio a la profundidad predeterminada.

Todos los análisis dinámicos están basados en la transferencia al pilote y al suelo de la energía cinética de la masa al caer. Esta realiza un trabajo útil forzando al pilote a introducirse en el suelo venciendo su resistencia dinámica. La energía se gasta en el rozamiento mecánico del martillo, en transferir la energía del martillo al pilote por el impacto y en la compresión temporal del pilote, sombrerete y el suelo.

Igualando el trabajo realizado en la hinca del pilote y la energía disponible en el pilote, resulta la ecuación general 5.11:

$$Q_{ult} = \frac{Ef \cdot W_R \cdot h}{S + C} \frac{W_R + \eta^2 W_p}{W_R + W_p} \quad \text{Ecuación 5.11}$$

En donde

Ef	=	Eficiencia del martillo
W_R	=	Peso del martinete [kN]
W_p	=	Peso del pilote [kN]
h	=	Altura de caída del martinete [m]
S	=	Penetración del pilote por golpe del martillo [m]
C	=	Constante [m]
η	=	Coefficiente de restitución entre el martinete y el cabezal del pilote

$$C = \frac{1}{2}(c_1 + c_2 + c_3) \quad \text{Ecuación 5.12}$$

En donde

c_1	=	Compresión elástica del sombrerete
c_2	=	Compresión elástica del pilote obtenida preferiblemente de un gráfico de hinca

c_3 = Compresión elástica del suelo obtenida preferiblemente de un gráfico de hincas

El factor de seguridad recomendado para calcular la resistencia admisible del pilote es entre 4 y 6. En los Cuadros 5.6 y 5.7 se dan algunos rangos de valores para la eficiencia de martillos, así como valores del coeficiente de restitución, los cuales se usan para evaluar la fórmula dada en la ecuación 5.11.

Cuadro 5.6: Coeficiente de eficiencia para distintos tipos de martillos (Das 2005)

Tipo de martillo	Eficiencia E_f
Martillo de simple y doble efecto	0,70 – 0,85
Martillos de diesel	0,80 – 0,90
Martillo de caída libre	0,70 – 0,90

Cuadro 5.7: Coeficiente de restitución para distintos tipos de material del pilote (Das 2005)

Material del pilote	Coeficiente de restitución η
Martillo de hierro fundido y pilote de concreto (sin cabezal)	0,40 – 0,50
Amortiguador de madera en pilotes de acero	0,30 – 0,40
Pilotes de madera	0,25 – 0,30

En los Cuadros 5.8 a 5.10 se dan valores de las constantes c_1 , c_2 y c_3 propuestos por Hiley.

Cuadro 5.8: Valores de constante c_1

Material del pilote	c_1 (mm)			
	Esfuerzos del hincado Q_u/A en la cabeza del pilote (MPa)			
	3,5	7,0	10,5	14,0
Pilote o tubo de acero				
-Directamente en la cabeza	0	0	0	0
-Directamente en la cabeza del pilote				
de madera	0,0127	0,0254	0,0381	0,0508
Pilote con 7,5 – 10 cm de paquete dentro del cabezal	0,0305	0,0635	0,0939	0,127
Pilote de acero tipo H con cabezal de madera	0,0102	0,0203	0,0305	0,0406

Cuadro 5.9: Valores de constante c_2

c_2	
Compresión elástica del pilote	$\frac{Q_u L}{AE_p}$

En donde:

Q_u	=	Capacidad última del pilote
A	=	Área de la sección del pilote
E_p	=	Módulo de elasticidad del pilote
L	=	Longitud del pilote

Cuadro 5.10: Valores de constante c_3

Tipo de suelo	c_3 (cm)
Suelo duro (roca, arena muy densa y gravas)	0
Otros suelos	0,254 – 0,508

También es posible determinar los valores de S (penetración neta/golpe) y de (c_2+c_3) , usando un registro gráfico que relacione la penetración neta contra la recuperación elástica del pilote al final del proceso de hincado del pilote.

Además de las ecuaciones dinámicas es posible usar el llamado análisis de Ecuación de Onda que se basa en suponer que el proceso dinámico de la hincado del pilote es análogo al del choque de una masa concentrada contra una varilla elástica. Este método puede ser aplicado para pilotes de gran longitud y su aplicación requiere de la participación de un especialista.

Para una aplicación preliminar se cuenta con una de las fórmulas dinámicas de la Engineering News Record (ENR).

$$Q_{ult} = \frac{W_R h}{S + C} \quad \text{Ecuación 5.13}$$

En donde

W_R	=	Peso del martinete
h	=	Altura de caída del martinete
S	=	Penetración del pilote por golpe del martillo
C	=	Constante

Los valores recomendados de la constante C se indican en el Cuadro 5.11.

Cuadro 5.11: Valores de la constante C para la fórmula de ENR (Das 2005)

Tipo de martinete	C (mm)
Martillo de caída libre	1 pulg (25,4 mm)
Martillo de vapor	0,1 pulg (2,54 mm)

Los factores de seguridad a usar dependen de la ecuación dinámica aplicada (por ejemplo Hiley usa 3, ENR usa 6) o bien si se utiliza el método de ecuación de onda el factor de seguridad será igual que 3.

Por otro lado los factores de reducción y/o de seguridad a aplicar en el diseño de los pilotes dependerán del método para determinar la capacidad de carga (teorías de suelos, ecuaciones dinámicas, análisis de hincas, pruebas de carga, etc.) y de la condición de la carga (permanente, transitoria, accidental).

Alternativamente a los factores de seguridad, se puede aplicar coeficientes de reducción que se aplican a la capacidad última de los pilotes, definiéndolos no solo en función de la probabilidad de ocurrencia de las cargas, sino también de la forma en que se determine esta capacidad. Los criterios se resumen en los Cuadros 5.12 y 5.13.

Cuadro 5.12: Factores de reducción Φ para el cálculo de la capacidad admisible de los pilotes (Modificado de US Army Corps of Engineers)

Método para determinar capacidad	Condición de carga	Factor de reducción Φ	
		Compresión	Tensión
Teórica o empírica verificada con pruebas de carga	Usual	0.7	0.7
	Inusual	0.9	0.9
	Extrema	1.0	1.0
Teórica o empírica verificada con analizador de hincas	Usual	0.6	0.45
	Inusual	0.95	0.6
	Extrema	0.85	0.8
Teórica o empírica NO verificada con pruebas de carga	Usual	0.45	0.45
	Inusual	0.6	0.6
	Extrema	0.8	0.8

Cuadro 5.13: Factores de seguridad para el cálculo de la capacidad admisible de los pilotes (US Army Corps of Engineers)

Método para determinar capacidad	Condición de carga	Factor mínimo de seguridad	
		Compresión	Tensión
Teórica o empírica verificada con pruebas de carga	Usual	2	2
	Inusual	1.5	1.5
	Extrema	1.15	1.15
Teórica o empírica verificada con analizador de hinca	Usual	2.5	3
	Inusual	1.9	2.25
	Extrema	1.4	1.7
Teórica o empírica NO verificada con pruebas de carga	Usual	3	3
	Inusual	2.25	2.25
	Extrema	1.7	1.7

La carga en los pilotes puede clasificarse en carga usual, inusual y extrema, a saber:

Carga Usual: carga permanente

Carga Inusual: permanentes más transitoria

Carga Extrema: carga permanente + transitoria + accidental

5.5. EFECTOS DE HINCA

Dependiendo de las características geotécnicas del suelo, del tipo de martinete y de la energía de hinca, se pueden producir cambios importantes en el comportamiento del suelo, tanto en medios arcillosos como granulares.

Conforme el pilote penetra dentro del terreno el suelo alrededor del pilote se mueve hacia fuera de la punta, movimiento que causa distorsiones cortantes y compresivas. Adicionalmente ocurren distorsiones como resultado de la fricción lateral a lo largo de las paredes del pilote especialmente en pilotes de alto desplazamiento tales como pilotes tubulares con el extremo cerrado.

La hinca de pilotes también comprime el suelo adyacente y tratándose de arcillas saturadas esta compresión genera elevados excesos de presión de poros que a su vez producen una reducción importante de la resistencia al corte del suelo que hacen más fácil la hinca pero temporalmente disminuyen su capacidad de carga.

La disminución de presión de poros, la tixotropía (aumento de resistencia que presenta el suelo cuando se deja en reposo) y la consolidación, eventualmente restauran y aun aumentan la resistencia de la arcilla con el tiempo.

En cierto tipos de arcillas, especialmente de origen marino, el uso de martinetes vibratorios o de impacto de alta energía produce este fenómeno que es la causa de la reducción de capacidad de carga de los pilotes en el momento de la hinca la cual se recupera lentamente al transcurrir el tiempo prolongándose hasta un mes después del hincado.

En el caso de pilotes hincados en arenas sueltas saturadas también se generan presiones de poro en exceso, sin embargo, las arenas tienen una permeabilidad mucho mayor que las arcillas lo que produce que el exceso de presión de poros se disipe más rápido, de modo que, la capacidad total del pilote se desarrolla inmediatamente.

Cuando se hincan pilotes en arenas muy densas puede ocurrir alguna expansión local lo que genera un incremento temporal en la presión de poros negativas. Este incremento provoca un aumento de la resistencia al corte, lo que dificulta el proceso de hinca.

5.6. PILOTES SOBRE ROCAS

Las cimentaciones profundas apoyadas o empotradas en roca generalmente son capaces de soportar grandes cargas. Para su construcción se pueden seguir dos procedimientos: el más común consiste en pilas coladas en sitio, aunque también se recurre al hincado de pilotes de acero o de concreto con punta de acero. Con el primer procedimiento se puede conocer el área de contacto con la roca por inspección visual y la capacidad de carga se puede evaluar por medio de los métodos de diseño que se presentan más adelante. En el segundo caso, cuando se hincan pilotes de acero de sección H, pilotes de tubo metálico a veces con la punta obturada, o pilotes de concreto prefabricados con punta de acero quedan incertidumbres en cuanto a la profundidad de penetración que puede alcanzarse y de la calidad de la roca al nivel de desplante.

Las características de dureza y orientación de las discontinuidades presentes en la roca condicionan la selección del tipo de pilote y el diseño de su punta, por ejemplo, aun en los pilotes H, la punta se refuerza agregando placas soldadas o remachadas para reducir la presión entre el acero y la roca.

5.6.1. Capacidad de carga por punta en roca

Los principios generales para la estimación de la capacidad de carga de punta de pilotes en suelo son igualmente válidos para los pilotes de punta sobre roca; siempre que se realice un estudio geotécnico apropiado que conduzca a una caracterización del macizo rocoso en términos de c y ϕ (cohesión y ángulo de fricción del macizo). No obstante el diseñador deberá ser especialmente prudente y tomar en cuenta que:

- a. En el caso de pilotes hincados la capacidad de carga podría verse disminuida en caso de que el pilote no pueda empotrarse suficientemente en la roca (al menos 2 veces el diámetro).
- b. Que la hinca del pilote en roca produce un fracturamiento adicional del macizo rocoso, que debe ser considerado a la hora de definir los parámetros c y ϕ .
- c. Que en el caso de pilotes excavados y colados en sitio, la capacidad de punta podría ser drásticamente disminuida en caso de que el proceso constructivo utilizado no garantice la total remoción de los sedimentos del fondo.

5.6.2. Capacidad de carga por fricción entre concreto y roca

En el caso de que la carga se transmita lateralmente a lo largo de la longitud empotrada en roca, la capacidad de carga última estará dada por la expresión:

$$Q_{ult} = \pi \cdot D \cdot H_S \cdot \tau_a \quad \text{Ecuación 5.14}$$

En donde:

Q_U	=	Capacidad de carga última [kN]
D	=	Diámetro del pilote [m]
H_S	=	Profundidad de empotramiento en la roca sana [m]
τ_a	=	Resistencia por fricción entre concreto y roca [kPa]

Adicionalmente deberá tomarse en cuenta la capacidad estructural del pilote para garantizar que soportará la carga impuesta por la estructura.

5.7. PILOTES SOMETIDOS A FUERZAS DE EXTRACCIÓN

La resistencia a la extracción última P_{tu} es similar a la resistencia por fricción con pequeñas modificaciones:

$$P_{tu} = Q_{fricción} + W \quad \text{Ecuación 5.15}$$

En donde

$Q_{fricción}$	=	Resistencia a la fricción tal y como se define en el apartado 5.4.1
W	=	Peso total del pilote o la pila

El factor de reducción y/o seguridad contra la extracción de pilotes deberá ser como mínimo el establecido en los Cuadro 5.12 y 5.13.

5.8. PILOTES CON CARGA LATERAL

Los pilotes son capaces de equilibrar cargas laterales y momentos flexores, generando reacciones de presión pasiva. La reacción pasiva debe estar por debajo de la resistencia pasiva cuando se realiza un análisis de esfuerzos mediante comportamientos elásticos. La reacción pasiva puede ser igual o mayor que la resistencia pasiva cuando se realiza un análisis de resistencia última.

Según sea la rigidez del pilote y la del suelo y las condiciones de apoyo de la cabeza, el pilote se puede comportar como pilote corto o rígido o como pilote largo o flexible.

5.8.1. Pilotes cortos

Se considerará que el pilote es rígido (pilote corto) cuando:

$$L / Z \leq 2.0 \text{ en terrenos granulares}$$

$$L / Z \leq 1.5 \text{ en terrenos cohesivos}$$

En donde:

- L = Longitud del pilote [m]
 Z = Longitud elástica de suelo-pilote [m] que a su vez asume los siguientes valores:

En terreno granular:

$$Z = 5 \sqrt[5]{\frac{E_P I_P L}{0,75 E_0}} \quad \text{Ecuación 5.16}$$

En terreno cohesivo:

$$Z = 4 \sqrt[4]{\frac{4 E_P I_P}{0,75 E_0}} \quad \text{Ecuación 5.17}$$

En donde:

- E_P = Módulo de elasticidad del material del pilote
 I_P = Momento de inercia de la sección del pilote
 E_0 = Módulo de deformación del suelo en la punta del pilote (Cuadro 4.1)

El análisis de estabilidad, deformaciones y presiones al suelo se hará siguiendo las teorías de pilote corto y los valores admisibles de los parámetros de diseño serán los obtenidos de la resistencia y rigidez del suelo dividido por los factores de seguridad o multiplicados por los factores de minoración de resistencia indicados en el Capítulo 3.

Para el análisis de pilote corto bajo resistencia última, se usará la teoría de Broms (1964) para pilotes cuyo comportamiento inelástico esté gobernado por el material del pilote. Cuando el suelo sea el que presente el comportamiento inelástico, se podrá utilizar la teoría de Meyerhof.

5.8.2. Pilotes largos

Se consideran pilotes largos aquellos que cumplan la siguiente desigualdad:

$L/Z > 2$ en terreno granular

$L/Z > 1,5$ en terreno cohesivo

Para el análisis del pilote bajo la teoría de esfuerzo de trabajo, se podrán utilizar las soluciones elásticas. La teoría de Reese y Matlock (1956) se podrá utilizar para el cálculo de presiones, deformaciones y fuerzas internas en pilotes colocados en suelo granular.

En pilotes colocados en suelo cohesivo la solución de Davisson y Gill (1963) podrá ser usada para el cálculo de presiones, deformaciones y fuerzas internas.

Los parámetros de diseño no podrán exceder los calculados con la resistencia y rigidez del suelo divididos por el factor de seguridad indicados en el Capítulo 3.

Para el cálculo de pilotes largos mediante resistencia última, se podrá utilizar la teoría de Broms (1964) o la teoría de Meyerhof, según sea el pilote o el suelo el que presente el comportamiento inelástico.

La teoría de Broms (1964) considera que el comportamiento inelástico está gobernado por la capacidad a flexión de la sección del pilote. Esta teoría considera el cálculo de los parámetros de diseño para suelos cohesivos y cálculo para suelos granulares. Se deberá proveer confinamiento especial en pilotes de concreto en las zonas de posible rotulación, en pilotes de acero las zonas de rótula deberán ser de sección compacta, según se define en el Código Sísmico de Costa Rica 2002 (CFIA 2003).

La teoría de Meyerhof considera que el comportamiento inelástico está gobernado por el suelo y ofrece soluciones tanto para suelos granulares como para suelos cohesivos.

En todos los casos cuando se utilice resistencia última, la capacidad última del pilote será la obtenida mediante la teoría correspondiente (capacidad nominal) multiplicada por el factor de reducción de resistencia Φ .

5.8.3. Métodos alternativos de análisis

Para realizar el análisis de deformaciones y esfuerzos se podrá utilizar el método de viga apoyada en un medio flexible. Las características de flexión y cortante del pilote serán las siguientes:

a) Pilote de concreto reforzado

$$E I_{eq} = 0.5 E_c I_g \quad \text{Ecuación 5.18}$$

$$G A_{eq} = 0.5 G_c A_g \quad \text{Ecuación 5.19}$$

b) Pilote de acero

$$E I_{eq} = E_s I_g \quad \text{Ecuación 5.20}$$

$$G A_{eq} = G_s A_w \quad \text{Ecuación 5.21}$$

En donde:

$$\begin{aligned} E_c, G_c &= \text{Módulos de elasticidad y de cortante del concreto} \\ E_s, G_s &= \text{Módulos de elasticidad y de cortante del acero} \\ I_g, A_g, A &= \text{Momento de inercia y área bruta para secciones de concreto, y el} \\ &\quad \text{área del alma para secciones de acero} \end{aligned}$$

Para determinar las características de flexibilidad del medio flexible de suelo, se podrán utilizar las curvas p - y (presión-deformación lateral). Para análisis bajo cargas de servicio, la presión en el suelo circundante no excederá el límite de proporcionalidad de la correspondiente curva p - y . Para el análisis bajo cargas últimas se tolerarán presiones superiores a la presión del límite de proporcionalidad, siempre y cuando se mantenga la estabilidad lateral del pilote. Como límite superior de deformación lateral en la cabeza del pilote, se tolerará el 10% del diámetro.

Para el análisis del pilote como viga apoyada en medio flexible se podrá utilizar el método de diferencias finitas o el método de elemento finito. También se podrá recurrir a la discretización de la viga (pilote) apoyada en resortes ficticios que representan al suelo.

Para la elaboración de las curvas p - y se podrá recurrir a las curvas propuestas por Matlock para suelos cohesivos y a las curvas propuestas por Reese, Cox y Koop (1974) para suelos granulares.

5.9. PILOTES EN GRUPO SOMETIDOS A MOMENTO

Para el análisis de pilotes en grupo sometidos a fuerzas laterales y momentos flexores, se podrá recurrir al análisis elástico de la estructura formada por la placa de amarre y por los pilotes. Se podrá suponer que la placa de amarre es un elemento rígido a flexión y a carga axial.

En el caso de pilotes paralelos verticales, la carga vertical que recibe cada pilote está dada por la siguiente expresión:

$$P_i = \frac{P k_i}{K_T} \pm \frac{P e_x d_{xi} k_i}{k_{\theta y}} \pm \frac{P e_y d_{yi} k_i}{k_{\alpha x}} \quad \text{Ecuación 5.22}$$

$$e_x = \frac{M_{x0}}{P} \quad \text{Ecuación 5.23}$$

$$e_y = \frac{M_{y0}}{P} \quad \text{Ecuación 5.24}$$

En donde:

M_{x0}, M_{y0} = Momentos respecto al punto 0 que a su vez es el centro de rigidez del grupo de pilotes.

Con respecto a este punto 0 debe cumplirse:

$$\sum k_i d_{xi} = 0 \quad \text{Ecuación 5.25}$$

$$\sum k_i d_{yi} = 0 \quad \text{Ecuación 5.26}$$

x, y son los ejes principales del grupo de pilotes. Respecto a estos ejes principales debe cumplirse que:

$$\sum k_i d_{xi} d_{yi} = 0 \quad \text{Ecuación 5.27}$$

En donde:

k_i = Rigidez axial del pilote dada por la siguiente expresión:

$$k_i = \frac{A_i E}{L_i} \quad \text{Ecuación 5.28}$$

$$K_T = \sum k_i \quad \text{Ecuación 5.29}$$

$$K_{\alpha} = \sum k_i d_{yi}^2 \quad \text{Ecuación 5.30}$$

$$K_{\theta_y} = \sum k_i d_{xi}^2 \quad \text{Ecuación 5.31}$$

En donde:

L_i = Longitud de apoyo puntual equivalente del pilote. Para pilote por punta igual a L_i y para pilotes por fricción igual a $0.5L_i$

La carga P_i debe cumplir la siguiente desigualdad:

Para análisis por resistencia última:

$$P_i \leq \phi \varepsilon P_n \quad \text{Ecuación 5.32}$$

Para análisis por teoría de esfuerzos de trabajo:

$$P_i \leq \varepsilon \frac{P_n}{F.S.} \quad \text{Ecuación 5.33}$$

En donde:

ε = Eficiencia del grupo de pilotes

En grupos de pilotes paralelos, la carga lateral se distribuye entre los pilotes según su rigidez lateral de la siguiente manera:

$$V_i = V \frac{K_{Li}}{\sum K_{Li}} \quad \text{Ecuación 5.34}$$

En donde:

V_i, V = Cortantes en el pilote individual y en el grupo de pilotes
 K_{Li} = Rigidez lateral relativa del pilote definida como

$$K_{Li} = \frac{E_i I_p}{L_i^3} \quad \text{Ecuación 5.35}$$

En donde:

I_p = Momento de inercia de la sección del pilote

Cuando los pilotes no son paralelos se podrá utilizar un análisis de sistema estructural con seis grados de libertad por placa y considerando todos los efectos de flexión, cortante y carga axial en cada pilote. El análisis de cada pilote se realizará utilizando las teorías para pilotes individuales descritas en los artículos anteriores.

5.10. EFECTO DE PILOTES EN GRUPO

La capacidad de carga de un grupo de pilotes es generalmente distinta a la suma de las capacidades individuales de los pilotes que componen el grupo. Se utiliza el término "Eficiencia" para designar la relación de la capacidad del grupo respecto a la suma de las capacidades individuales de los pilotes. En los suelos arenosos, la eficiencia del grupo puede exceder la unidad, como resultado de la compactación de la arena que incrementa la fricción lateral. Por su parte, en los suelos cohesivos, el factor de eficiencia normalmente es menor de la unidad y puede ser tan bajo como 0,5.

El ingeniero deberá evaluar cuidadosamente la eficiencia (ε) al establecer la capacidad de carga de un grupo de pilotes.

Aunque existen diversas metodologías para estimar la eficiencia de grupos de pilotes de fricción en arcilla, se presenta, a continuación, la fórmula propuesta por Converse – Labarre, en la que se calcula la eficiencia (ε) a partir de la siguiente expresión:

$$\varepsilon = 1 - \frac{\left[\arctan\left(\frac{D}{s}\right) \right] (n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad \text{Ecuación 5.36}$$

En donde:

- ε = Eficiencia del grupo de pilotes
- D = Diámetro del pilote [m]
- s = Separación centro a centro del pilote [m]
- m = Número de hileras de pilotes en el grupo
- n = Número de pilotes en cada hilera

5.11. OTROS ASPECTOS

5.11.1. Pérdida o aumento de la capacidad de carga del pilote

Cuando se ejecuta una prueba de carga en un pilote hincado en un suelo cohesivo, se deberá permitir que transcurra un período adecuado entre la finalización del proceso de hincado y la ejecución de la prueba de carga. Esto permite la disipación de las presiones de poro generadas durante la hincado y una evaluación más realista de la capacidad de carga del pilote.

En el caso de pilotes hincados en suelo granular fino, medianamente denso o denso, saturado, al utilizar las fórmulas de hincado deberá evaluarse con cuidado la resistencia a la penetración que será aplicada en la fórmula. Bajo estas condiciones, la generación de presiones de poro negativas, puede resultar en una resistencia a la penetración aparente mayor que la real y por lo tanto inducirá una sobreestimación de la capacidad de carga del pilote.

5.11.2. Efectos sísmicos

En regiones con depósitos arenosos, se deberá considerar el posible efecto del fenómeno de licuación al evaluar el comportamiento de la fundación. De existir un potencial de licuación elevado, en el análisis de la capacidad de carga del pilote se deberá despreciar la resistencia contribuida por los estratos potencialmente licuables y de aquellos estratos superiores. Aún más, se deberá considerar la posibilidad de que estratos superiores cohesivos generen una fricción negativa sobre el pilote luego de la licuación de las capas de arena subyacentes.

En estructuras importantes cimentadas sobre pilotes en suelos blandos, se deberán estudiar los efectos de la interacción suelo-estructura.

5.11.3. Flexión de pilotes esbeltos en depósitos suaves

En el caso de pilotes esbeltos que atraviesan capas suaves, pero con apoyo de punta en un estrato firme, se deberá analizar el efecto de pandeo de los pilotes. Tal estudio es especialmente importante cuando existen sobrecargas en superficie que puedan inducir esfuerzos laterales.

5.11.4. Daños a otros pilotes o estructuras durante la hinca

El diseñador deberá prever la posibilidad de que, durante la hinca, puedan producirse daños a otros pilotes o estructuras vecinas. Estos daños pueden ocurrir por desplazamiento en el caso de las arcillas o por compactación en el caso de arenas sueltas.

5.11.5. Reducción de la fricción negativa

La magnitud de la fuerza de fricción negativa puede ser considerable y llegar, en casos, a ser igual o mayor que la carga estructural del pilote. Varios métodos se han desarrollado con el propósito de reducir dicha carga. El más común de éstos consiste en recubrir con bitumen, el segmento del pilote que estaría sometido a este fenómeno. Esta alternativa se debe utilizar con reserva y su efectividad se debe comprobar en el campo mediante un programa de pruebas de carga.

5.11.6. Pilotes para viviendas

En terrenos blandos arcillosos es posible la utilización de pilotes cortos o micropilotes para la cimentación de viviendas.

Por razones económicas suelen utilizarse pilotes de concreto preexcavados y colados in situ de profundidad variable entre 2,0 y 5,0 m. De acuerdo con las solicitaciones de carga el diámetro de los mismos varía normalmente entre 20 y 30 cm.

Su refuerzo es una armadura de acero corrugado con aros transversales o helicoidales.

Los micropilotes son elementos similares a los pilotes anteriormente descritos, pero de mucho menor diámetro (usualmente entre 0,10 y 0,20 m). Su proceso constructivo es parecido al de los pilotes preexcavados (perforación, colocación del refuerzo y concretado), con la diferencia de que el tipo de refuerzo es una varilla de acero corrugada centrada dentro del agujero o un tubo de acero. Por el poco espacio disponible dentro del agujero se utiliza una lechada de cemento o mortero. Alternativamente pueden emplearse también los micropilotes inyectados en los que el ancho del agujero se aumenta mediante el uso de inyecciones de lechada de cemento a alta presión.

Como aspectos importantes de diseño a tomar en consideración en este tipo de cimentaciones se destacan los siguientes:

- a. La viga de cimentación deberá tener rigidez suficiente para soportar el apoyo puntual que inducen los pilotes o micropilotes.

-
- b. Para estimar la cantidad de pilotes o micropilotes deberá considerarse que toda la carga la soportan los mismos, sin ninguna colaboración del suelo bajo la placa.
 - c. Los pilotes no estarán sometidos a carga lateral por sismo o viento si la viga de cimentación está suficientemente enterrada para transmitir esa presión en forma pasiva al suelo.
 - d. Es necesario realizar una cuidadosa supervisión del proceso de excavación que asegure la total remoción de los sedimentos del fondo; previo al colado del concreto.

6. OBRAS DE RETENCIÓN Y EXCAVACIONES

6.1. GENERALIDADES

Para los efectos de este capítulo, se tratarán solamente las estructuras de retención y las excavaciones que tengan relación con la construcción de edificios y cimientos. Se mencionan por ejemplo: excavaciones para fundaciones, excavaciones para sótanos y zanjas.

Se deben distinguir dos tipos de estructuras de retención: a) las rígidas o semirígidas, es decir, aquellas cuya forma de la estructura no cambia como resultado del empuje lateral y solo experimentan una rotación o traslación como un todo, sin que aparezcan deformaciones por flexión y b) las flexibles, que son aquellas que experimentan deformaciones apreciables de flexión o extensión, sin daños importantes.

En el Cuadro 6.1 se resumen los distintos tipos de muros, sus ventajas y desventajas.

6.2. EMPUJE DE TIERRAS

6.2.1. Condición de empuje

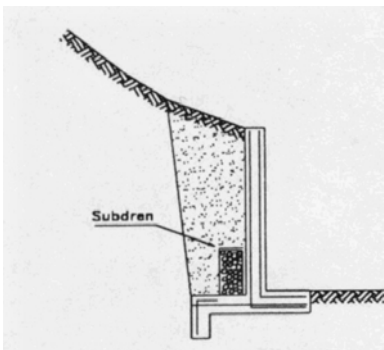
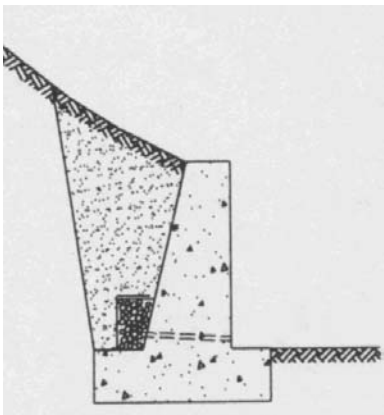
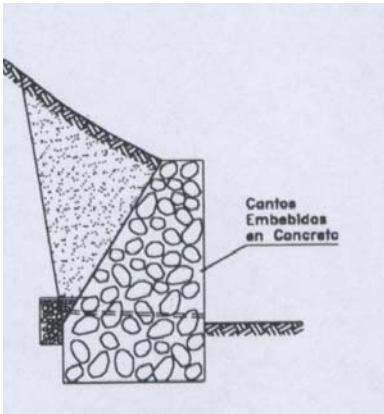
Dependiendo de las deformaciones laterales que puedan ocurrir en los muros, se deben diseñar para la condición activa, pasiva o de reposo.

La condición de empuje en reposo se produce cuando la construcción del muro se ejecuta de tal forma que no se permite su deformación lateral.

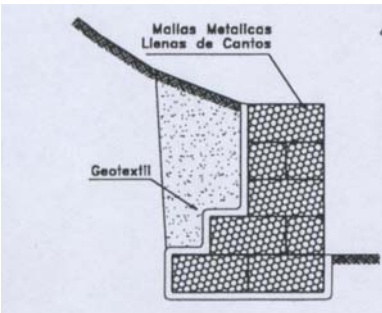
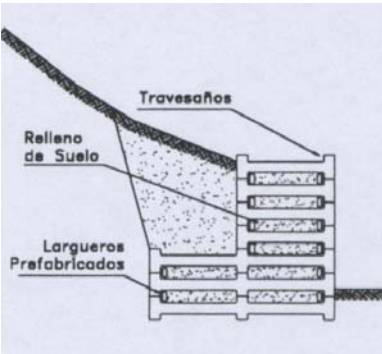
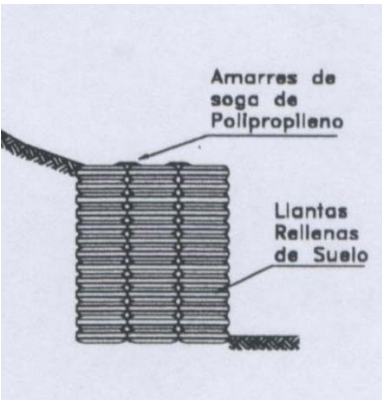
Si se prevé que el muro se mueva hacia afuera (alejándose del relleno), de modo que el suelo se desplaza lateralmente, se produce la condición de empuje activo y consecuentemente una reducción de la presión lateral, en relación con la de reposo.

Si el suelo es comprimido por el muro, es decir hay desplazamientos hacia adentro de la masa de suelo, impera la condición de empuje pasivo.

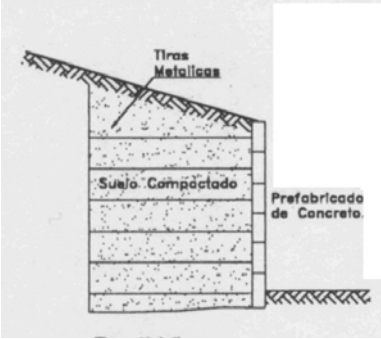
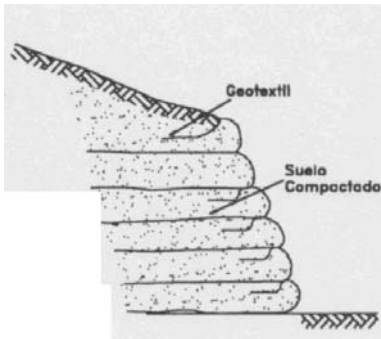
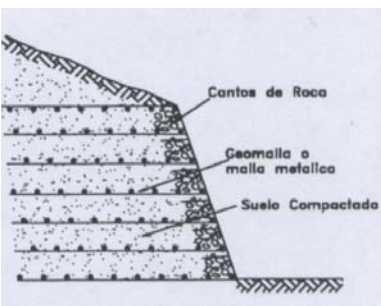
Cuadro 6.1: Tipos de muros y sus características

	Muro	Esquema	Ventajas	Desventajas
Muros rígidos	Concreto Reforzado		Los muros de concreto reforzado requieren volúmenes de concreto menores en alturas pequeñas. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buena cimentación. Requieren de formaletas especiales. Por ser livianos son inadecuados en muchos casos de estabilización de masas grandes de suelo.
	Concreto masivo		Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para mejorar su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena cimentación y no permite deformaciones importantes.
	Concreto ciclópeo		Similares a los de concreto masivo. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto. Su apariencia se aprovecha para propósitos arquitectónicos y ambientales.	El concreto ciclópeo no soporta grandes esfuerzos de flexión.

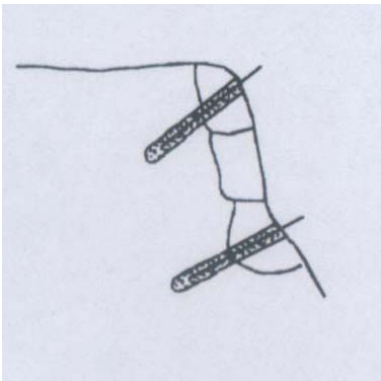
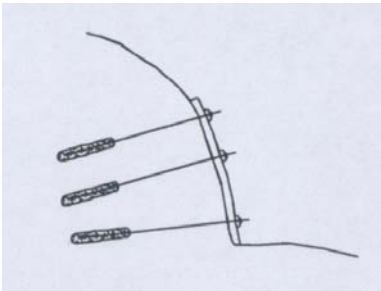
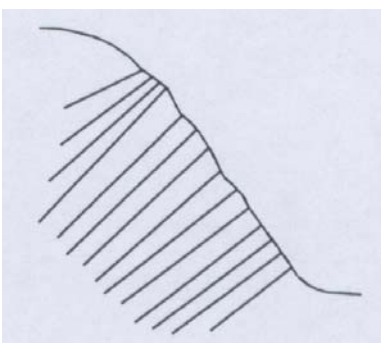
Cuadro 6.1: Tipos de muros y sus características (continuación)

	Muro	Esquema	Ventajas	Desventajas
Muros flexibles	Gaviones	 Mallas Metálicas Llenas de Cantos Geotextil	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan deformaciones importantes. Son de construcción sencilla.	Las mallas de acero galvanizado pueden corroerse en ambientes ácidos. Se requiere cantos o bloques de roca sana, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios.
	Celosías	 Travesaños Relleño de Suelo Largueros Prefabricados	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su cara exterior.	Se requiere material granular drenante. Generalmente no funcionan en alturas superiores a 7 m. Difícil compactación dentro y cerca de las celosías.
	Suelo reforzado con llantas	 Amarres de soga de Polipropileno Llantas Rellenas de Suelo	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida. Susceptible al fuego.

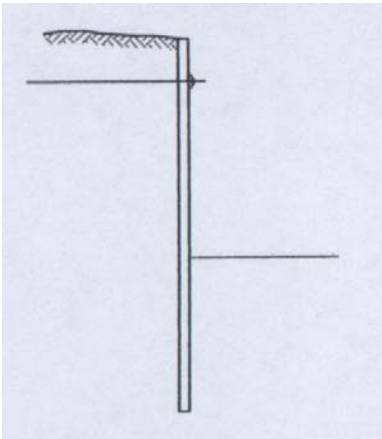
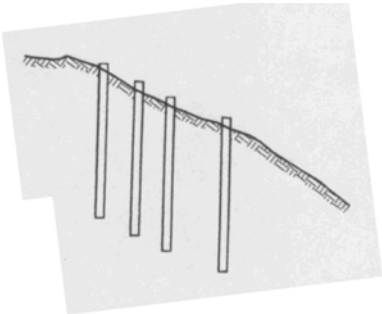
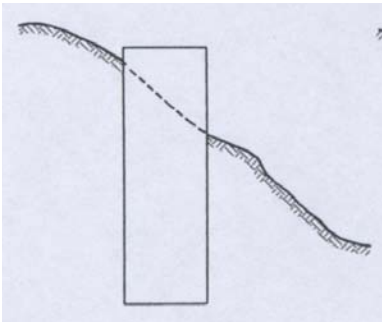
Cuadro 6.1: Tipos de muros y sus características (continuación)

	Tipo	Esquema	Ventajas	Desventajas
Estructuras de suelo reforzada	Refuerzo con tiras metálicas		Los refuerzos metálicos le dan rigidez al relleno y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace decorativos.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en relleno utilizado con los elementos de refuerzo.
	Refuerzo con geotextil		Generalmente son fáciles de construir.	Son flexibles y se deforman fácilmente. Puede dañarse si se utiliza agregado anguloso. El geotextil se descompone con la luz solar por lo que no debe quedar expuesto.
	Refuerzo con malla metálica o geomalla		La malla le da cierta rigidez al relleno y el efecto de anclaje es más efectivo.	Dependiendo del material constitutivo, la malla metálica puede corroerse.

Cuadro 6.1: Tipos de muros y sus características (continuación)

	Estructura	Esquema	Ventajas	Desventajas
Estructuras ancladas	Pernos individuales		Permiten la estabilización de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca. Su eficacia puede mejorar con el uso de malla electrosoldada y concreto lanzado.	Pueden sufrir corrosión.
	Muros anclados		Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras para minimizar deformaciones. Permiten alturas considerables.	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento).
	Suelo cocido		Muy eficientes como elemento de refuerzo en suelos. No requiere tensión de los elementos de refuerzo.	Generalmente se requiere una cantidad grande de pernos para estabilizar un talud.

Cuadro 6.1: Tipos de muros y sus características (continuación)

	Estructura	Esquema	Ventajas	Desventajas
Estructuras enterradas	Tablestaca		Su construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos. Anclados permiten una altura mayor.	Requieren ser hincadas. No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos.
	Pilotes		Útiles para estabilizar deslizamientos. No requiere movimiento de tierras. Su eficiencia mejora si se anclan en cabeza.	Se requiere de equipo especial de construcción.
	Pilas		No se requiere cortar el talud antes de construirlo.	Se requiere profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Debe tener especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

6.2.2. Teorías para el cálculo de empuje

6.2.2.1. Teoría de Rankine

Esta teoría permite estimar la presión de tierras que actúa sobre el paramento vertical de un muro. Si la superficie del terreno es horizontal, el empuje proporcionado por esta teoría es asimismo horizontal y está dado por la siguiente expresión:

$$p_a = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a \quad \text{Ecuación 6.1}$$

En donde:

- p_a = Presión activa del suelo [kPa]
- z = Profundidad a la que se calcula la presión [m]
- γ = Peso volumétrico del suelo detrás del muro [kN/m³]
- c = Cohesión del suelo detrás del muro [kPa]
- q = Presión o sobrecarga sobre la superficie del terreno [kPa]
- K_a = Coeficiente de empuje activo; definido por:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad \text{Ecuación 6.2}$$

O su equivalente:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

En donde:

- ϕ' = Ángulo de fricción del suelo detrás del muro [°]

Para la resistencia pasiva del suelo, la teoría de Rankine conduce al siguiente resultado:

$$p_p = \gamma \cdot z \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p \quad \text{Ecuación 6.3}$$

En donde:

- p_p = Presión pasiva resistente [kPa]
- K_p = Coeficiente de empuje pasivo, definido por:

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad \text{Ecuación 6.4}$$

La teoría de Rankine no considera esfuerzos de fricción entre las paredes del muro y el relleno. Por tal motivo las presiones activas o pasivas calculadas son horizontales y su resultante se ubica a 1/3 de la altura del muro.

En el caso de existir sobrecargas sobre la coronación del relleno, se debe considerar si éstas son lineales o puntuales para el respectivo cálculo de empujes horizontales, a fin de calcular su efecto sobre el muro. Este efecto se debe sumar al propio del suelo, así como al efecto del agua. El empuje hidrostático es superior al de suelo, de aquí el interés en reducirlo construyendo un adecuado drenaje.

La aplicación de la teoría de Rankine para la estimación de empujes de suelos finos a corto plazo, en términos de esfuerzos totales, no es una práctica adecuada ya que conduce a sobreestimaciones o subestimaciones de los empujes dependiendo de los valores de cohesión.

Normalmente, la teoría de Rankine es de gran utilidad y confianza cuando el material detrás del muro es arenoso o en el caso de arcillas bajo condición de análisis en esfuerzos efectivos, siempre y cuando se trate de un suelo arcilloso normalmente consolidado; pues en estos casos $c' = 0$. En caso de que se trate de un suelo arcilloso preconsolidado, este presenta un comportamiento dilatante cuando se somete a esfuerzos menores que la presión de preconsolidación; por lo tanto en estos casos se recomienda obtener el valor de c' de ensayos triaxiales drenados (CD).

La teoría de Rankine puede ser extendida a un relleno detrás del muro con una superficie inclinada. En ese caso se deben calcular los coeficientes K_a o K_p tomando en cuenta esta inclinación y se puede considerar siempre una presión con distribución triangular detrás del muro, pero con una inclinación paralela a la superficie del terreno.

Si el suelo tiene cohesión el empuje activo sobre el muro se reduce, formándose una grieta de tracción en la superficie (asociada a valores de presión negativa) pues se profundizan hasta:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad \text{Ecuación 6.5}$$

En donde:

$$z_0 = \text{Profundidad de la grieta de tracción [m]}$$

Ante estas condiciones, el valor de la fuerza activa por unidad de longitud será:

$$P_a = \frac{K_a \gamma}{2} (H - z_0)^2 \quad \text{Ecuación 6.6}$$

En donde:

$$\begin{aligned} P_a &= \text{Fuerza activa [kN]} \\ H &= \text{Altura del muro [m]} \end{aligned}$$

Asimismo, la fuerza pasiva por unidad de longitud está dada por la siguiente expresión:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2c\sqrt{K_p} H \quad \text{Ecuación 6.7}$$

En donde:

$$P_p = \text{Fuerza activa [kN]}$$

6.2.2.2. Teoría de Coulomb

La teoría de Coulomb considera que el empuje sobre el muro se debe a una cuña de suelo limitada por la pared de ese muro, la superficie del terreno y una superficie de falla dentro del terreno, la que se supone es plana.

Este método toma en consideración los esfuerzos de fricción que actúan entre el muro y el terreno. El empuje activo o pasivo se obtiene considerando el equilibrio estático de las fuerzas que actúan (ver Figura 6.1) y despreciando el equilibrio de momentos.

Con base en la Figura 6.1 se tiene que la fuerza activa por unidad de longitud que actúa sobre el muro para suelo puramente friccionante está dada por la Ecuación 6.8.

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad \text{Ecuación 6.8}$$

En donde

$$P_a = \text{Fuerza activa de Coulomb [kN]}$$

Para evaluar esta ecuación, el coeficiente de presión de tierras activo, K_a , se calcula según la expresión:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 6.9}$$

En donde

$$\beta = \text{Ángulo entre el respaldo del muro y la base del muro [°]}$$

- α = Ángulo formado entre la superficie del relleno y la horizontal [°]
 ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo [°]
 δ = Inclinación de la fuerza de empuje en relación a la normal a la cara del muro contra el relleno ($1/2 \phi \leq \delta \leq 2/3 \phi$)

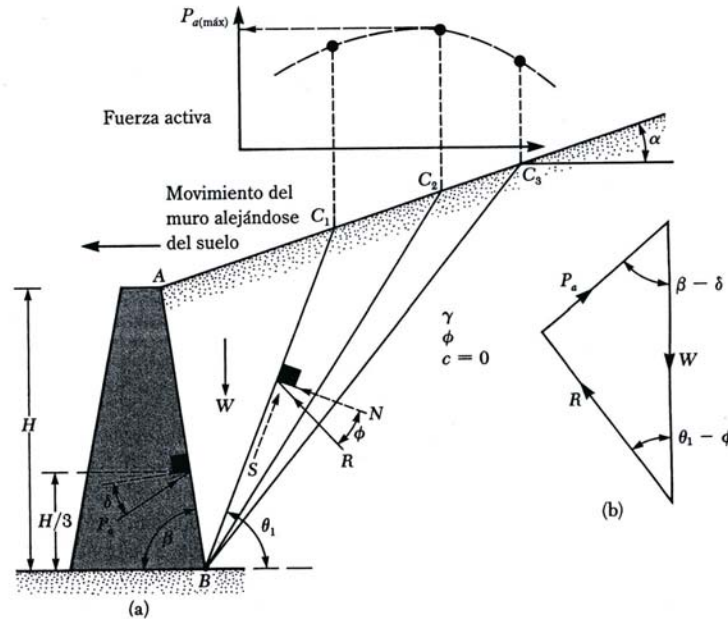


Figura 6.1: Presión activa de Coulomb – suelos friccionantes (Adaptado de Das 1990)

Para la resistencia pasiva del suelo (Figura 6.2) de suelos friccionantes, la teoría de Coulomb conduce al siguiente resultado:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad \text{Ecuación 6.10}$$

En donde

$$P_p = \text{Fuerza pasiva de Coulomb [kN]}$$

Para evaluar esta ecuación, el coeficiente de presión de tierras pasivo, K_p , se calcula según la expresión:

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 6.11}$$

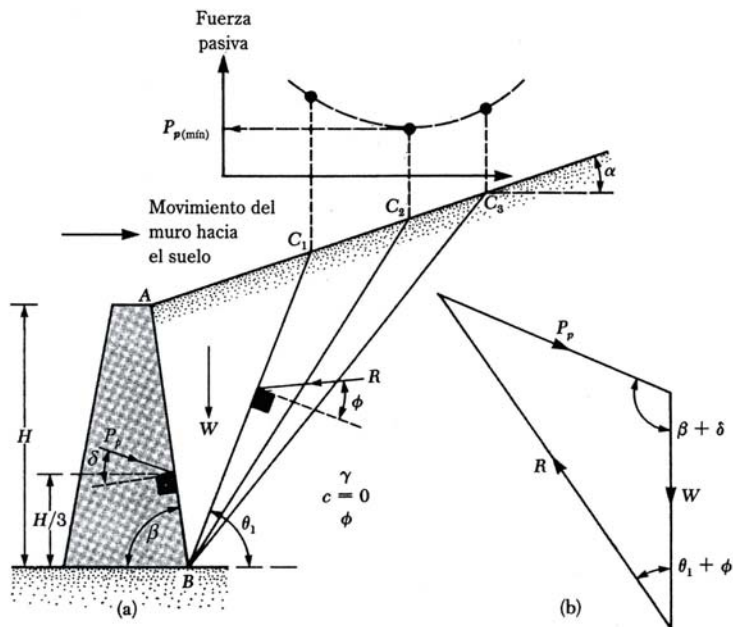


Figura 6.2: Presión pasiva de Coulomb – suelos friccionantes (Adaptado de Das 1990)

Para suelos con cohesión y fricción se pueden utilizar métodos gráficos (ver Figura 6.3) o el analítico equivalente.

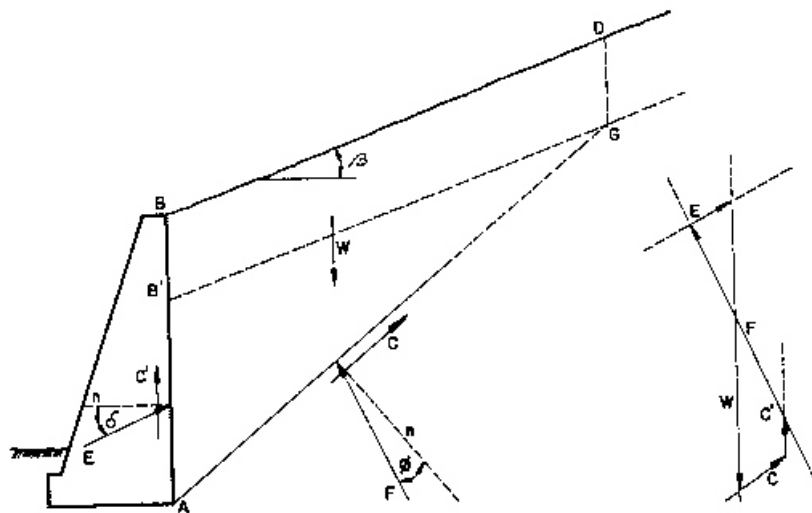


Figura 6.3: Polígono de fuerzas del método de Coulomb para suelos friccionantes y cohesivos

Para suelos puramente cohesivos (i.e. $\phi = 0^\circ$) y bajo la metodología de esfuerzos totales, la teoría de Coulomb se reduce ecuaciones presentadas a continuación. Estas ecuaciones consideran que el muro es vertical, que no existe sobrecarga y que el terreno por detrás del muro es horizontal.

La fuerza activa por unidad de longitud del muro se determina de la siguiente forma:

$$E_a = \frac{(H^2 \cdot \gamma)}{2} - [2.88 \cdot (H - z_0) \cdot c_u] \quad \text{Ecuación 6.12}$$

En donde:

- E_a = Fuerza activa por unidad de longitud [t/m]
- H = Altura del muro [m]
- γ = Peso volumétrico del suelo [t/m³]
- z_0 = Profundidad de la grieta de tracción [m]
- c_u = Resistencia al corte no drenada en condición saturada [t/m²]

Se destaca que en caso de que la altura del muro H fuera igual a la profundidad de la grieta de tracción, entonces la fuerza activa que se produce sobre el muro es igual a 0.

Por otra parte, la fuerza pasiva por unidad de longitud está dada por la siguiente ecuación:

$$E_p = \frac{(h_p^2 \cdot \gamma)}{2} + [2.88 \cdot h_p \cdot c_u] \quad \text{Ecuación 6.13}$$

En donde:

- E_p = Fuerza pasiva por unidad de longitud [t/m]
- h_p = Altura del muro en el lado que actúa la fuerza pasiva [m]
- γ = Peso volumétrico del suelo [t/m³]
- c_u = Resistencia al corte no drenada en condición saturada [t/m²]

Para el caso de muros de retención que se diseñen para el sostenimiento de taludes se podrá utilizar las teorías de Rankine y Coulomb siempre y cuando la ladera sea estable (ver Figura 6.4.a). Cuando se diseña un muro para soportar un deslizamiento (Figura 6.4.b) no son válidos los valores obtenidos de las teorías de Rankine o Coulomb y los empujes se deben calcular con análisis de estabilidad de taludes.

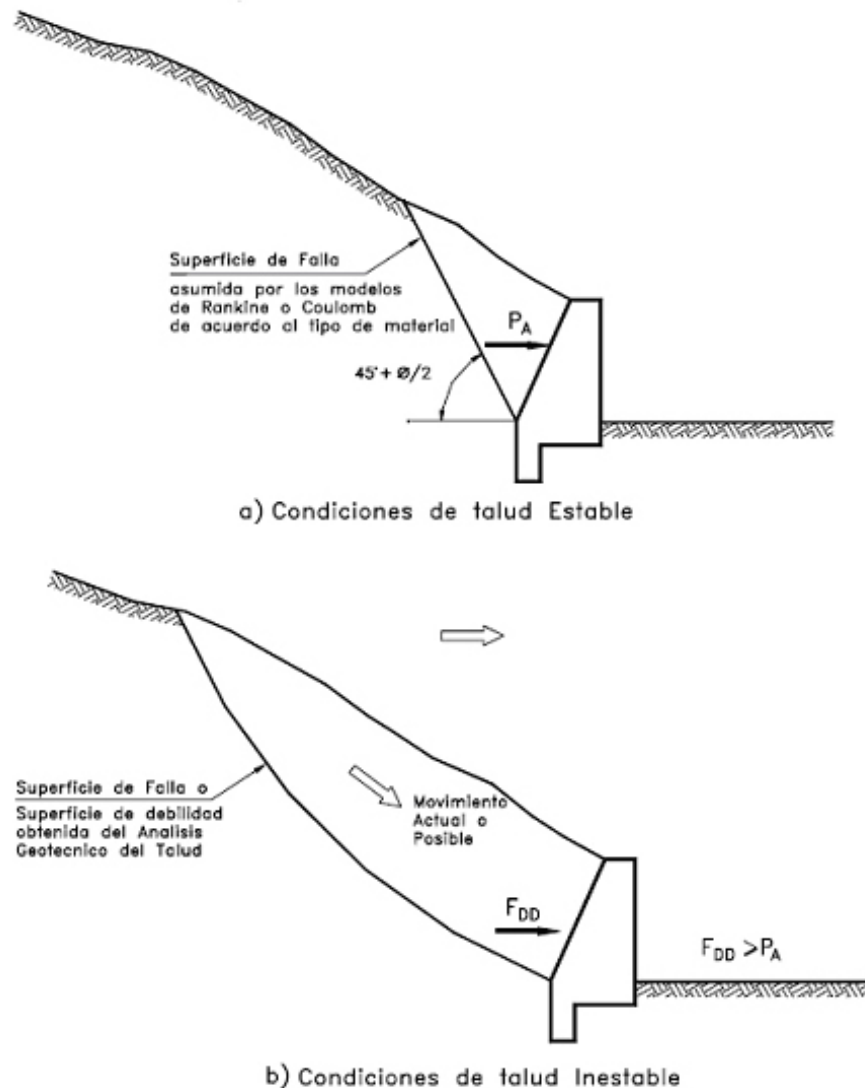


Figura 6.4: Empujes a considerar en obras de retención de laderas – condición estable e inestable (adaptado de)

6.2.3. Coeficientes de empuje

Como se indicó en la sección 6.2.1, el coeficiente de empuje que se utilice (activo, pasivo o en reposo) depende de los desplazamientos del muro y las consecuentes deformaciones del suelo. En la Figura 6.4 se presentan valores típicos del coeficiente K en suelos friccionantes y cohesivos para la condición activa, pasiva y de reposo. Estos valores se deben considerar únicamente como referencia, pues pueden variar considerablemente aún dentro de un mismo tipo de suelo.

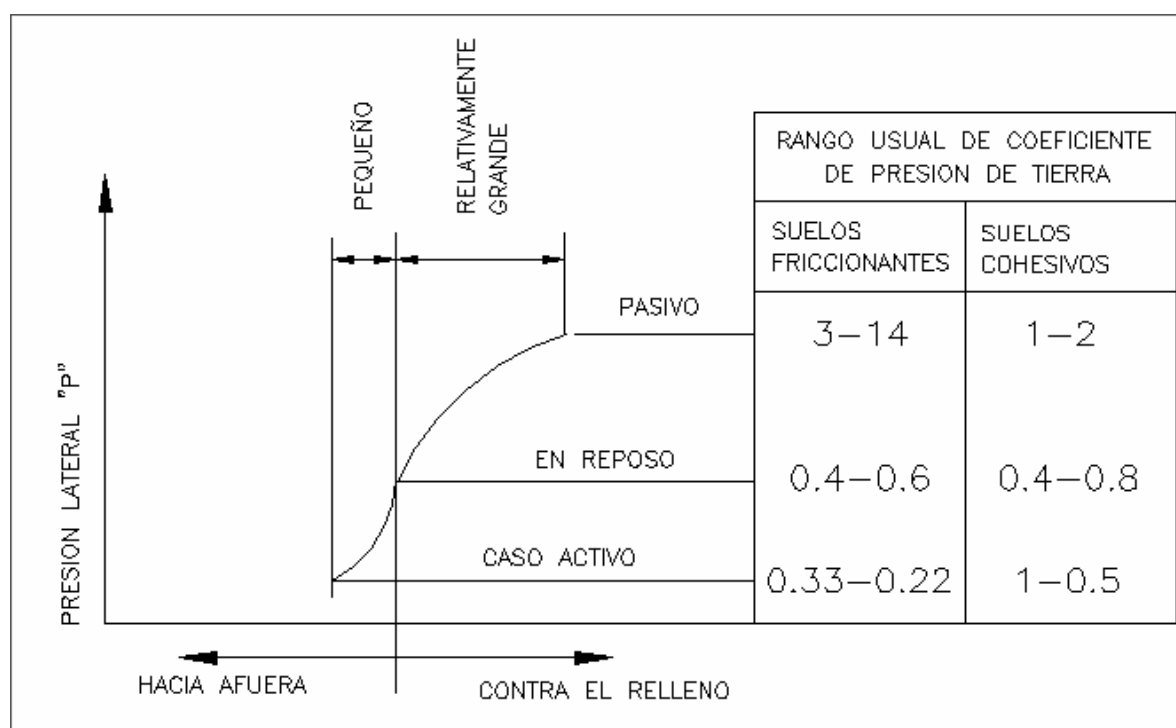


Figura 6.5: Coeficientes de empuje típicos en arenas y arcillas

Para la estimación del coeficiente en reposo K_o han sido propuestas diversas correlaciones empíricas. Se mencionan por ejemplo:

Jaky (1944) para arenas y arcillas normalmente consolidadas:

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad \text{Ecuación 6.14}$$

Brookeer e Ireland (1965) para arcillas normalmente consolidadas:

$$K_o = 0,95 - \sin \phi' \quad \text{Ecuación 6.15}$$

Alpan para arcillas normalmente consolidadas:

$$K_o = 0,19 + 0,233 \log IP \quad \text{Ecuación 6.16}$$

Teoría de elasticidad:

$$K_o = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad \text{Ecuación 6.17}$$

En donde:

K_o = Coeficiente de presión de tierra en reposo

$$\begin{aligned}\phi' &= \text{Ángulo de fricción efectivo } [^\circ] \\ IP &= \text{Índice de plasticidad } [\%] \\ \mu &= \text{Relación de Poisson}\end{aligned}$$

La determinación precisa de los coeficientes de empuje lateral, se debe hacer con base en la ejecución de un estudio de suelos y de ensayos especiales en laboratorio.

6.2.4. Empuje dinámico

De acuerdo con la recomendación del CSCR 2002, los muros de retención se deben diseñar para resistir, además de los esfuerzos estáticos, la siguiente fuerza horizontal generada por un sismo:

$$P_s = \frac{\gamma H^2}{2} \left(\frac{3}{4} a_{\max} \right) \quad \text{Ecuación 6.18}$$

En donde:

$$\begin{aligned}P_s &= \text{Fuerza del sismo que actúa a } 0,6 H \text{ sobre la base [kN]} \\ \gamma &= \text{Peso volumétrico del suelo [kN/m}^3\text{]} \\ H &= \text{Altura del muro [m]} \\ a_{\max} &= \text{Aceleración máxima, prevista para el sitio}\end{aligned}$$

Esta fuerza podrá sustituirse por una fuerza distribuida, con una variación trapezoidal en la altura del muro, cuya resultante tenga la misma magnitud y punto de aplicación que la fuerza P_s .

En el caso de suelos friccionantes o suelos arcillosos normalmente consolidado es posible emplear el método de Mononobe-Okabe para determinar la fuerza pseudo-estática horizontal de sismo (P_s).

La figura 6.6 muestra las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla. El cálculo de la fuerza activa por unidad de longitud (P_{ae}) se determina como:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad \text{Ecuación 6.19}$$

En donde:

$$\begin{aligned}P_{ae} &= \text{Fuerza sísmica del suelo detrás del muro [kN]} \\ k_v &= \text{Componente vertical de la aceleración del sismo} \\ K_{ae} &= \text{Coeficiente de presión activa del terreno}\end{aligned}$$

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta - \theta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 6.20}$$

En donde

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

k_h = Coeficiente de empuje sísmico horizontal

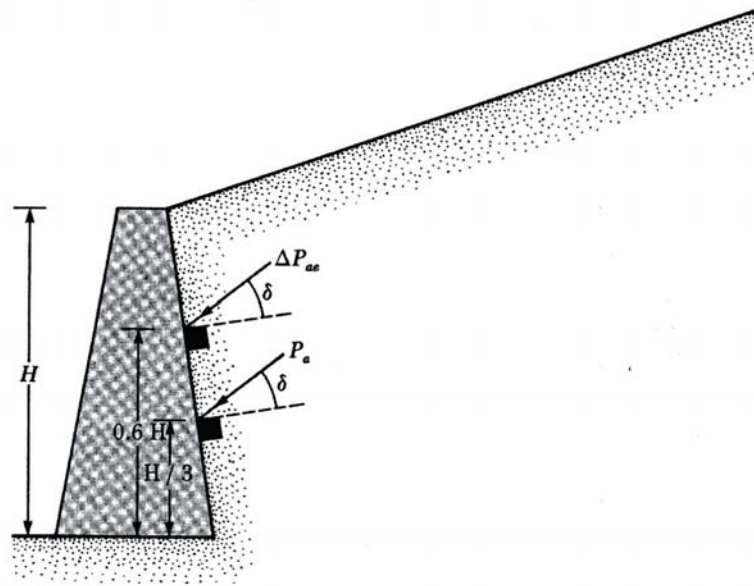


Figura 6.6: Determinación de la línea de acción de P_{ae} (Adaptado de Das 1990)

Para el diseño de muros de retención se recomienda utilizar los siguientes coeficientes dinámicos propuestos para cada tipo de suelo y según la zona de ubicación, tal y como se especifica en el Cuadro 6.2.

Cuadro 6.2: Coeficientes dinámicos para distintos tipos de suelo y según el tipo de zona (Laporte 2004)

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S1	0.15	0.15	0.20
S2	0.15	0.20	0.20
S3	0.15	0.20	0.25
S4	0.15	0.20	0.25

A diferencia de la condición activa esta resultante de presión del suelo no actúa a una distancia de $H/3$ desde el fondo del muro, sino que debe calcularse la localización del a resultante con la expresión 6.19:

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}} \quad \text{Ecuación 6.21}$$

En donde:

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a \quad \text{Ecuación 6.22}$$

6.3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Para proyectar una estructura de retención se necesita conocer, para cada tipo de material, el peso específico aparente del suelo o el sumergido, la cohesión, el ángulo de fricción, si existen varias capas de terreno, un terreno natural o un relleno.

Además se deberán considerar las fuerzas externas actuantes como: peso propio, intensidad de carga horizontal, empuje hidrostático, fuerzas sísmicas, sobrecargas actuantes y fuerzas de hinchamiento, en caso de que detrás del muro se encuentren arcillas expansivas. Para la verificación de la estabilidad del muro, tales solicitaciones no deberán llevar factores de mayoración.

Se debe verificar la estabilidad del muro revisando la capacidad soportante, el riesgo de volcamiento, el deslizamiento en su base y la seguridad de la obra contra una falla profunda que pase por debajo de la cimentación (estabilidad global). En el caso de muros rígidos se deberán estudiar también los posibles daños por asentamientos.

Para los muros flexibles como gaviones, tierra armada o suelo reforzado, se deberá estudiar además la estabilidad interna de cada uno de los componentes del sistema (malla de gaviones, geotextil, bandas de refuerzo, etc.).

6.3.1. Capacidad soportante

La capacidad de soporte última del terreno sobre el que se apoya el muro de contención, se debe estimar mediante la ecuación 4.2; teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- D_f = Profundidad de desplante, medida a partir de la terraza inferior [m]
- γ_1 = Peso volumétrico del material de la terraza inferior, por debajo del nivel de cimentación [kN/m³]
- γ_2 = Peso volumétrico del material de la terraza inferior, por encima del nivel de cimentación [kN/m³]

Para el cálculo de la presión transmitida en la base del muro, se debe considerar el efecto de la carga excéntrica (ver sección 4.2.3)

El factor de seguridad contra la ruptura por cortante del suelo, debe ser conforme con lo estipulado en la sección 3.4.1.

6.3.2. Estabilidad contra el deslizamiento

La condición de falla por deslizamiento se debe verificar comparando la componente horizontal de la fuerza de empuje (P_H), con la fuerza resistente ($S_{\max}$), calculada por la ecuación:

$$S_{\max} = V \tan \delta + B \cdot c_a \quad \text{Ecuación 6.23}$$

En donde:

- V = Componente vertical de la resultante de fuerzas en la base del muro (no incluye la sobrecarga que actúa en la proyección de la placa) [kN]
- δ = Ángulo de fricción entre la placa y el suelo o la roca de cimentación (ver Cuadro 5.3) [°]
- c_a = Adherencia entre la cimentación y el suelo; [kPa]. Valores típicos de adherencia se presentan en el Cuadro 5.4
- B = Ancho de la base del cimiento por unidad de longitud en contacto con el suelo [m²]

En el cálculo de la fuerza horizontal P_H , se debe considerar no solo el valor de la fuerza de empuje de suelo, sino también el efecto lateral de las sobrecargas en superficie, presiones hidrostáticas y fuerzas de un sismo. Un caso especial que se debe considerar es el empuje horizontal producto de la presencia de arcillas expansivas detrás del muro.

El factor de seguridad contra el deslizamiento se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$FS = \frac{S_{\max}}{P_H} \quad \text{Ecuación 6.24}$$

Para condición estática y en caso de que se consideren esfuerzos de trabajo el factor de seguridad deberá ser igual o mayor de 1,5. Si se considera el sismo, el factor de seguridad deberá ser de 1,15.

Se puede adicionar a la fuerza resistente $S_{\max}$ la componente del empuje pasivo del terreno frente al muro tomando en consideración las características reales del suelo por encima de la placa. En este caso, se debe aplicar un factor de seguridad adicional de 2,0 a la resistencia pasiva. La fuerza resistente $S_{\max}$ se podrá incrementar también mediante la construcción de un diente debajo de la fundación.

Cuando se diseñe con el método último se deberá utilizar un factor de reducción $\Phi = 0.9$ que deberá ser aplicado a la fuerza resistente ($S_{\max}$).

6.3.3. Estabilidad contra el volcamiento

El factor de seguridad contra el volcamiento se calcula analizando el equilibrio de momentos con relación al pie del muro. Se calcula el factor de seguridad contra el volcamiento a partir de la siguiente expresión:

$$FS_v = \frac{M_{est}}{M_{vol}} \quad \text{Ecuación 6.25}$$

En donde:

$$\begin{aligned} M_{est} &= \text{Sumatoria de los momentos de las fuerzas estabilizadoras [kN·m]} \\ M_{vol} &= \text{Sumatoria de los momentos de las fuerzas de volcamiento [kN·m]} \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el volcamiento (FS_v) deberá ser mayor o igual a 1,5. En caso de suelos cohesivos el profesional deberá ser cuidadoso ante la incertidumbre que se introduce al estimar la resistencia al corte.

Cuando se diseñe con el método último se deberá utilizar un factor de reducción $\Phi = 0.7$ que deberá ser aplicado al momento estabilizador (M_{est}).

6.3.4. Estabilidad global

Se deberá verificar siempre la estabilidad global del terreno, frente a una falla profunda que pase por debajo de la cimentación, donde pueden darse dos posibles tipos de falla: 1) falla por cortante superficial, que tiene lugar en el suelo debajo de la base de un muro de retención a lo largo de una superficie cilíndrica abc que pasa por el talón (Ver Figura 6.7.a); y 2) falla por cortante profunda, la cual ocurre a lo largo de una superficie cilíndrica abc, como resultado de la existencia de una capa débil de suelo debajo del muro a una profundidad cercana a 1.5 veces el ancho del muro de retención (Ver Figura 6.7.b).

Este análisis se puede efectuar utilizando los métodos tradicionales de análisis con equilibrio límite, como por ejemplo el de dovelas.

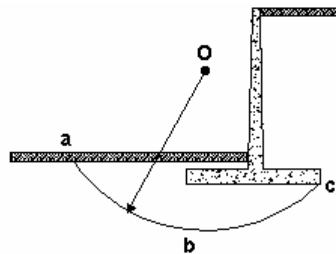


FIGURA 6.7.a FALLA POR CORTANTE SUPERFICIAL

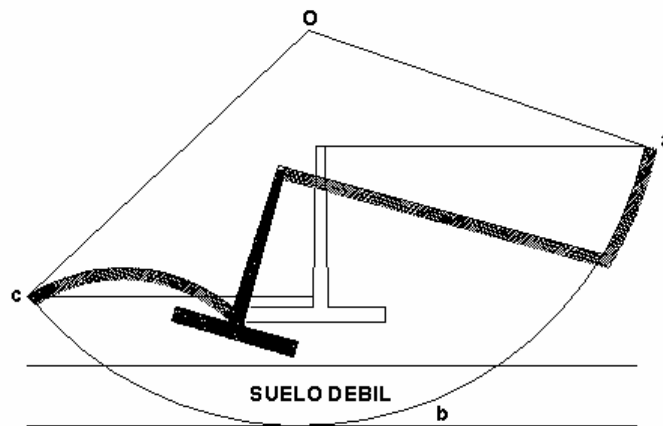


FIGURA 6.7.b FALLA POR CORTANTE PROFUNDO

Figura 6.7: Diagrama de posibles tipos de falla (Adaptado de Das 1990)

6.3.5. Estabilidad interna

En los muros flexibles se debe verificar siempre la estabilidad interna de sus componentes estructurales, como por ejemplo: el rompimiento de la malla de gaviones, de los tirantes de tierra armada, o de tela de geotextil. Tal verificación es parte del diseño propio de cada sistema, utilizando la información del fabricante, o preferiblemente por medio de ensayos de calidad en laboratorio. En el caso de muros rígidos, se debe comprobar el diseño estructural del muro.

6.3.6. Deformaciones

En caso de prever deformaciones importantes verticales en la fundación u horizontales en la pared, se deben utilizar muros flexibles, a menos que se realice un cuidadoso estudio de deformaciones y que se asegure que las mismas no sean perjudiciales para las estructuras rígidas.

Además de estas comprobaciones de tipo geotécnico, es necesario proceder al diseño estructural del muro, comprobando si las tensiones a que se ve sometido son admisibles, diseñando adecuadamente la armadura, anclajes, armado contra fisuración, etc.

6.4. CASOS ESPECIALES

6.4.1. Arcillas expansivas

Se deben catalogar como casos especiales los muros de contención que retienen masas arcillosas expansivas. Tales estructuras se ven afectadas por presiones de hinchamiento excesivamente altas, capaces de elevar el coeficiente de empuje activo hasta valores de 20 o más.

Para muros de contención de dimensiones normales es prácticamente imposible garantizar su estabilidad, si los mismos retienen masas arcillosas expansivas. Se prefiere, en estos casos, efectuar cortes importantes y sustituir los materiales expansivos detrás del muro. Adicionalmente a ello puede ser necesario emplear métodos de mejoramiento del terreno detrás del relleno sustituido, como por ejemplo inyecciones de cemento o cal, métodos de impermeabilización superficial, tirantes, etc. Es indispensable la colocación de drenajes detrás del relleno sustituido.

Si no es posible efectuar las medidas anteriores, se debe diseñar el muro para resistir el empuje producto de la expansión. Bajo tales circunstancias se prefiere la utilización de estructuras de contención flexibles, que son menos susceptibles a sufrir daños por las deformaciones.

Dentro de la categoría de materiales expansivos se deben considerar también algunos macizos de rocas sedimentarias como por ejemplo aquellos formados por lutitas.

6.4.2. Suelos parcialmente saturados

La condición de saturación parcial induce el desarrollo de fuerzas capilares o de succión en el suelo. Estas fuerzas producen esfuerzos de cohesión aparentes que pueden desaparecer total o parcialmente si el terreno se satura.

Por tal motivo, para el diseño de estructuras de contención no se deberá contar con la condición de saturación parcial a menos de que se tenga plena garantía que el terreno nunca será saturado a lo largo de toda la vida útil de la estructura. Dado que es prácticamente imposible garantizar lo anterior, se debe diseñar toda estructura de contención suponiendo la saturación total del terreno detrás de la pared del muro. Ello obliga a que las características de resistencia c' y ϕ' del suelo, sean obtenidos a partir de ensayos de laboratorio sobre muestras saturadas. No se deberán utilizar valores de c' y ϕ' obtenidos por medio de ensayos in situ ejecutados durante las épocas de verano.

6.4.3. Presiones hidrostáticas

Se debe disponer de sistemas de drenaje eficientes para impedir el desarrollo de presiones hidrostáticas contra la pared del muro. El drenaje de los muros de retención se debe considerar como una precaución obligada, pues nunca resultará económico proyectar una estructura de contención para resistir empujes hidrostáticos en adición a los empujes de tierras.

El empuje hidrostático es superior al del suelo, de aquí el interés en reducirlo, drenando adecuadamente el relleno detrás del muro.

Si por condiciones especiales no fuera posible utilizar drenajes o si se desconfiara de su efectividad, se debe diseñar el muro para resistir también el empuje del agua. Desde esta perspectiva el empuje total sobre el muro tendría dos componentes, una debida al empuje hidrostático (E_w), definido por:

$$E_w = \frac{\gamma_w H^2}{2} \quad \text{Ecuación 6.26}$$

En donde:

$$\begin{aligned} \gamma_w &= \text{Peso volumétrico del agua [kN/m}^3\text{]} \\ H &= \text{Altura del muro [m]} \end{aligned}$$

La otra componente sería el empuje efectivo del terreno, estimado según la sección 6.2.

Se debe destacar que para la estimación del empuje efectivo del terreno se debe emplear el peso específico sumergido para todo lo que quede por debajo del nivel freático.

6.5. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

6.5.1. Estabilidad durante la construcción

Previamente y durante el proceso constructivo de los muros, hay que realizar estudios de estabilidad del talud, para evitar accidentes. Tales estudios se deben efectuar a partir de los métodos clásicos de análisis de estabilidad. Si fuera necesario se deberá proceder a colocar soportes temporales durante este proceso. Durante la construcción y después de efectuar el corte necesario para localizar el muro, se debe proteger el talud contra los cambios de humedad, colocando lonas o geomembranas.

6.5.2. Filtros y drenajes

Como se indicó en la sección 6.4.3, la mayoría de los muros se diseña para soportar el empuje de suelos pero no el empuje hidrostático, por lo tanto es necesario asegurar el drenaje del agua. Esto debido a que el empuje del agua es superior al del terreno seco, por lo que su presencia inesperada puede originar la falla de la estructura.

La primera medida de drenaje consiste en dejar suficientes vías de salida al agua que pueda acumularse. Esto se logra con tubos que atraviesan la estructura con diámetros del orden de 100 a 200 mm de diámetro, distribuidos en hileras paralelas a todo lo largo del muro y con un relleno granular permeable a la entrada de los orificios. Se deben tomar todas las medidas del caso para evitar que esta agua drenada caiga al terreno bajo la base del muro, donde la presión sobre el suelo tiene el mayor valor.

Alternativa o paralelamente, se pueden colocar tubos horizontales en el talón del muro que recojan las aguas y las evacuen satisfactoriamente (ver Figura 6.8).

Para evitar que el suelo sea arrastrado dentro del material filtrante y lo obstruya, el material de relleno deberá cumplir con los siguientes requisitos:

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{85} \text{ suelo}} \leq 5 \quad \text{Ecuación 6.27}$$

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ suelo}} \geq 5 \quad \text{Ecuación 6.28}$$

% de material del filtro que pasa la malla #200 = 3%

En donde:

D_{15}, D_{85} = Diámetros representativos de los granos correspondientes al 15% y 85% de material pasando en la curva granulométrica

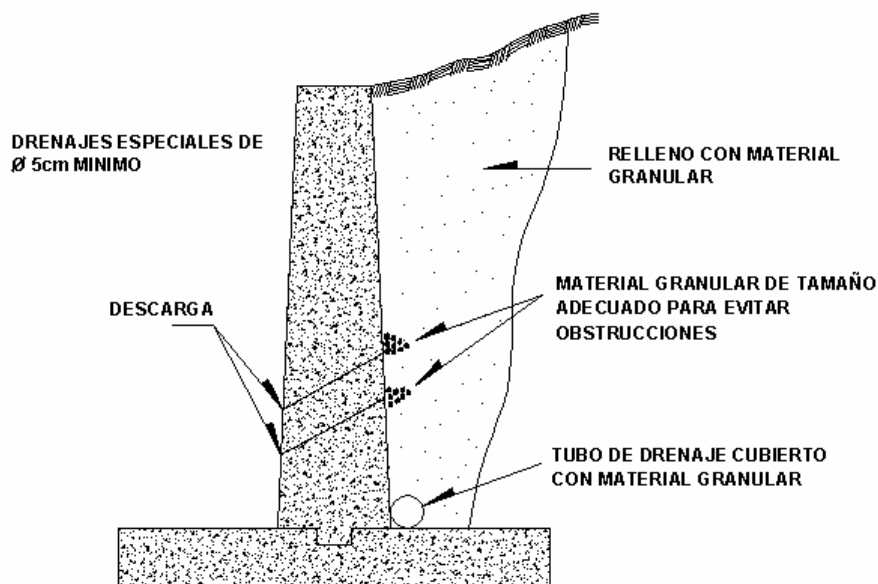


Figura 6.8: Detalle del drenaje

Adicionalmente, en el área de orificios en la pared o en los tubos de drenaje longitudinales se debe cumplir con:

Desfogues no circulares:

$$\frac{D_{85} \text{ filtro}}{\text{Ancho de los orificios de entrada del agua}} \geq 1,2 \quad \text{Ecuación 6.29}$$

Desfogues circulares:

$$\frac{D_{85} \text{ filtro}}{\text{Diámetro de los orificios de drenaje}} \geq 1,0 \quad \text{Ecuación 6.30}$$

Como una segunda opción se menciona la solución a los problemas de drenaje mediante el uso de geotextiles. Algunas de las aplicaciones de estos elementos son:

- Geotextil como filtro detrás de muros de retención
- Geotextil como filtro en revestimiento alrededor de tuberías
- Geotextil como filtro empleado debajo de estructuras de control de erosión
- Geotextil como filtro en barreras de aislamiento

La capacidad de evacuación deberá ser suficiente para evitar acumulación de agua y la generación de presión hidrostática.

Es recomendable utilizar un geotextil como protección de un filtro construido con arena (ver Figura 6.9.a y 6.9.b) o un geocompuesto.

En forma similar se puede implementar el uso los geotextiles para las estructuras flexibles, como pilotes o gaviones.

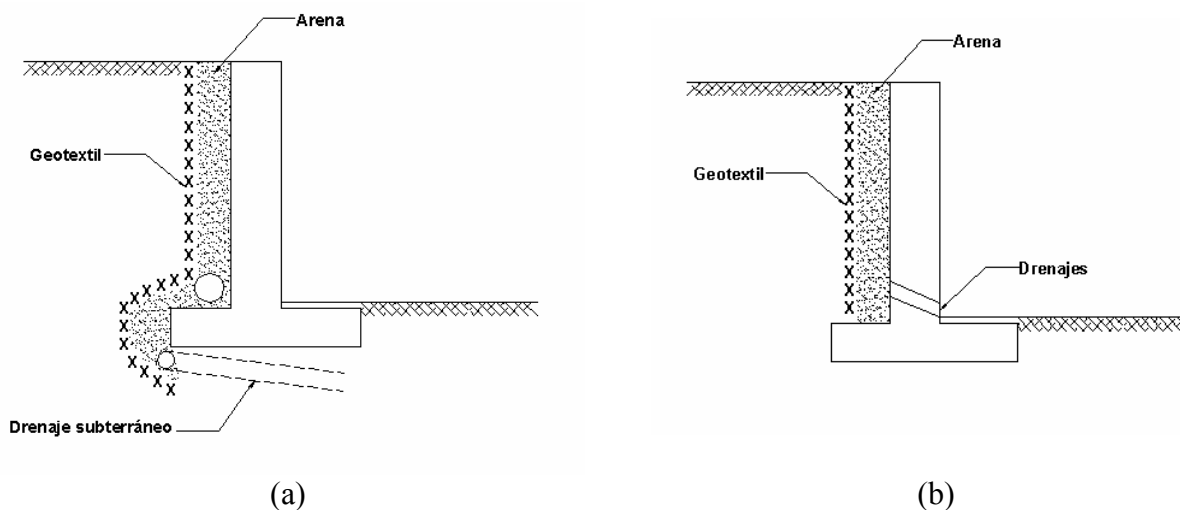


Figura 6.9: Detalle de drenajes con geotextil

6.5.3. Material de relleno

El relleno desempeña un papel fundamental en el comportamiento del muro. Se debe evitar por lo tanto el uso de arcillas expansivas y rellenos mixtos con materiales susceptibles de penetrar uno en otro, con restos orgánicos o elementos agresivos.

El material ideal es el que está constituido por arenas, grava o piedra triturada, que se comportan adecuadamente si se colocan en forma apropiada y mantienen sus cualidades aún en presencia del agua.

6.6. EXCAVACIONES

Se deberá revisar que toda excavación sea segura contra:

- Falla por la inestabilidad de las paredes
- Falla por capacidad de soporte en el fondo.
- Sifonamiento o falla de fondo por subpresiones.
- Daños en estructuras vecinas o servicios públicos por deformaciones del terreno producidas por la excavación.

La profundidad de los estudios que se ejecuten deberá ser congruente con el tipo de excavación proyectada y su importancia así como con las características del medio (ver Capítulo 2 de este Código). Debe quedar claro que el riesgo que se asume al no estudiar una excavación o no proveer con protecciones a las zanjas es siempre alto y puede ocasionar incluso la pérdida de vidas humanas.

6.6.1. Estabilidad de las paredes

Para la revisión de la estabilidad de las paredes se deberá verificar:

- las condiciones del suelo
- la proximidad de los edificios, instalaciones de servicio público, carreteras de mucho tráfico y cualquier otra fuente de vibraciones
- si el suelo ha sido alterado en alguna forma
- proximidad de arroyos, alcantarillas antiguas, cables enterrados, etc.
- equipos, equipos de protección del personal, materiales de apuntalamiento, letreros, barricadas, luces, maquinaria, etc.

Adicionalmente se deberá realizar un análisis de estabilidad mediante métodos de equilibrio límite (o similares) que garanticen un factor de seguridad mínimo de 1,5.

Durante el proceso de la excavación se deberá observar lo siguiente:

- si cambian las condiciones del suelo, especialmente después de haber llovido
- si las condiciones indican algo de oxígeno o gas en la zanja
- las condiciones del apuntalamiento y si es adecuado según avanza la obra

- la manera de entrar y salir de la excavación
- cambios en el movimiento de vehículos; mantenga los camiones lejos de las paredes de la excavación
- que el material excavado esté a más de 60 cm de los bordes de la zanja
- colocación de los equipos pesados o tuberías
- si las pantallas portátiles de protección de zanjas son adecuadas
- posición correcta de las riostras atravesadas o gatos y si son adecuados para evitar que pueda correrse el apuntalamiento
- que los trabajadores conocen los procedimientos apropiados y seguros y que no se exponen pasando por alto estas verificaciones

Cuando se considere que la posibilidad de falla de un talud es alta, se debe recurrir a un sostenimiento provisional de las paredes de las excavaciones (ademes). Algunos sistemas de sostenimiento comúnmente utilizados se presentan en la Figura 6.10.

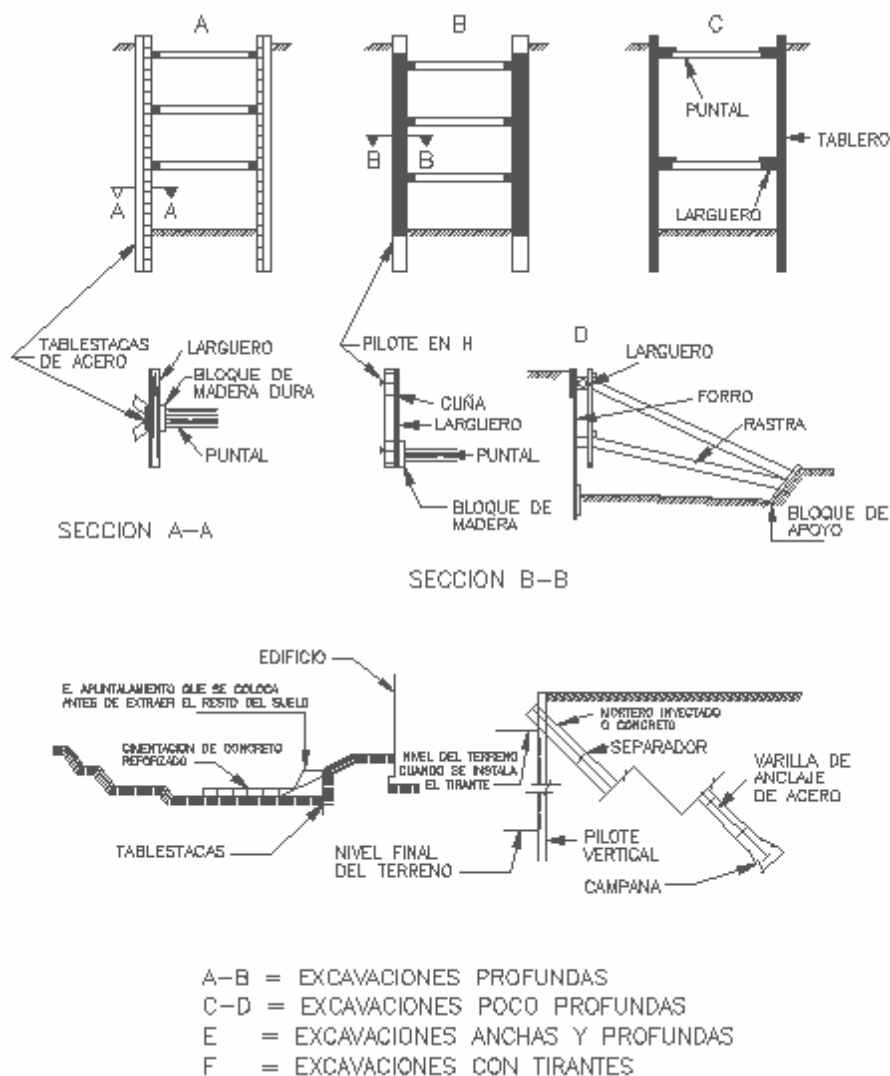


Figura 6.10: Sistemas típicos de ademes (Jiménez Salas 1980)

6.6.2. Falla por capacidad soportante en el fondo

Este aspecto deberá ser estudiado cuando el fondo de la zanja está constituido por arcillas blandas o arenas sueltas. En este caso el factor de seguridad contra la falla en el fondo (FS) puede calcularse a partir de las siguientes fórmulas:

Arcillas:

$$FS = \frac{6 \cdot c}{\gamma_2 H + q} \quad \text{Ecuación 6.31}$$

Arenas:

$$FS = \frac{0.35 B \cdot \gamma_1 \cdot N_\gamma}{\gamma_2 H + q} \quad \text{Ecuación 6.32}$$

En donde:

- c = Cohesión no drenada de la arcilla en condición saturada [kPa]
- γ_1 = Peso volumétrico del suelo por debajo del fondo de la excavación [kN/m³]
- γ_2 = Peso volumétrico del suelo por encima del fondo de la excavación [kN/m³]
- H = Profundidad de la excavación [m]
- q = Cualquier sobrecarga que se encuentre al lado de la excavación [kPa]
- B = Ancho de la excavación [m]
- N_γ = Factor de capacidad de carga según la Figura 4.1

Por tratarse de una condición temporal, el factor de seguridad obtenido no deberá ser inferior a 2.0.

6.6.3. Sifonamiento o falla del fondo por subpresiones

El sifonamiento es la pérdida de resistencia al corte de un suelo producto de la acción de las fuerzas de filtración. Se puede producir principalmente durante la etapa de bombeo del agua en las excavaciones cuando el gradiente hidráulico alcanza un valor crítico (i_c), definido por la siguiente expresión:

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - 1}{\gamma_w} \quad \text{Ecuación 6.33}$$

En donde:

$$\begin{aligned}\gamma_{sat} &= \text{Peso volumétrico saturado del suelo [kN/m}^3\text{]} \\ \gamma_w &= \text{Peso volumétrico del agua [kN/m}^3\text{]}\end{aligned}$$

Para la mayoría de los suelos este valor tiende a ser alrededor de 1,0 cuando se produce la condición crítica de sifonamiento.

La falla del fondo por sifonamiento puede ocasionar accidentes catastróficos. Se debe estudiar este efecto siempre que se ejecuten excavaciones en sitios con acuíferos confinados o artesianos o cuando se proceda al bombeo del agua dentro de las zanjas.

Se debe trabajar con un factor de seguridad frente a la condición de sifonamiento (expresado por el cociente entre el gradiente crítico y el gradiente máximo de filtración) no inferior a 3.

6.6.4. Danos en estructuras vecinas por deformaciones

Las excavaciones pueden estar asociadas con el asentamiento o deslizamiento de los terrenos adyacentes. Cuando las excavaciones se ejecuten cerca de estructuras o edificios vecinos, se deben utilizar elementos de sostenimiento para las excavaciones que reduzcan o impidan esas deformaciones. Tal práctica es especialmente importante cuando la excavación interseca el bulbo de presiones de las fundaciones de las estructuras vecinas.

Las excavaciones profundas, en sitios en donde las cimentaciones de los edificios vecinos se encuentran por encima del nivel del fondo de la excavación, se deben considerar como casos especiales que requieren de la participación de especialistas en la materia.

Para reducir las deformaciones en terrenos vecinos, podrá considerarse el uso de precarga en los puntales del sistema de ademe de la excavación.

7. DEFORMACIONES Y ASENTAMIENTOS

7.1. GENERALIDADES

7.1.1. Introducción al problema

Las deformaciones del suelo provienen de la variación del volumen o de la forma, causadas por los cambios en las condiciones de esfuerzos. Tales deformaciones pueden ocasionar asentamientos o levantamientos (cuando el material de la fundación es de características expansivas o bien cuando sufre una descarga debido a una excavación)

Aunque los movimientos de los cimientos de un edificio son fundamentalmente verticales y primordialmente asentamientos, no se debe olvidar que en determinadas circunstancias, se producen también movimientos horizontales. Situaciones que pueden dar lugar a movimientos horizontales de los cimientos son, por ejemplo, la construcción en arcillas expansivas, la edificación junto a un edificio existente, etc. Interesa advertir que desplazamientos horizontales diferenciales de una cierta magnitud son, para la mayor parte de las estructuras ordinarias de edificación, más dañinos que asentamientos diferenciales verticales de igual magnitud, por lo que el ingeniero encargado del diseño deberá poner especial cuidado en evitar los movimientos horizontales de las cimentaciones.

En este capítulo se indican las consideraciones y cuidados que deben seguirse en el diseño de las cimentaciones, de manera que no se sobrepase el estado límite de servicio.

Los cimientos deben ser diseñados de manera que los daños causados a las estructuras por las deformaciones o asentamientos del medio soportante sean evitados o minimizados; es decir, no debe sobrepasarse el estado límite de servicio.

Al realizar el diseño de la cimentación, debe tenerse en mente lo siguiente:

- El suelo es un material compresible que se deforma ante la aplicación de cargas.
- Las grietas o fisuras en una estructura pueden deberse a una combinación de movimientos de la fundación y de la estructura misma.
- El proceso usual de diseño implica la obtención de una capacidad de soporte para definir la geometría de la cimentación y posteriormente se deben revisar los asentamientos. En muchos casos, estos últimos son los que definirán el tamaño de la fundación y no la capacidad de soporte. Un enfoque alternativo para el diseño es el dimensionamiento de la cimentación limitando los asentamientos antes de revisar la capacidad de soporte.

En este Código se sigue una filosofía de diseño de acuerdo con los procedimientos comunes. Sin embargo, puede ser sustituido por otros métodos que se consideren seguros y aceptados en la práctica de la geotecnia de las cimentaciones.

7.1.2. Definiciones

El asentamiento de una estructura puede ser de dos tipos: total o diferencial.

Asentamiento total, δ : es el descenso vertical del edificio como un todo. Puede ser la causa de daños en las instalaciones de servicio (tuberías, líneas eléctricas y telefónicas, etc.), generar aspectos estéticos poco atractivos (como desalineamiento de escaleras) y puede alterar en forma importante el funcionamiento de la edificación. Depende básicamente de los niveles de esfuerzo globales impuestos por la estructura y de la compresibilidad del medio soportante.

Asentamiento diferencial: es el asentamiento relativo entre dos cimientos vecinos que puede dañar la estructura y sus acabados. Está relacionado principalmente con la distribución particular de las cargas, la rigidez de la estructura y en alguna medida con las posibles variaciones en las características de deformabilidad del suelo de fundación.

Desde el punto de vista del comportamiento de los materiales, los asentamientos totales pueden dividirse en tres componentes:

Asentamiento instantáneo o elástico, δ_e : ocurren en forma instantánea al aplicar la carga.

Asentamiento por consolidación primaria, δ_c : ocurren en forma diferida y son ocasionados por la expulsión de agua de los vacíos del material. Finaliza cuando se estabiliza el esfuerzo efectivo en el suelo y la presión de poros se disipa.

Asentamiento por consolidación secundaria, δ_s : ocurre en forma diferida después de la consolidación primaria, por efecto de la deformación con el tiempo, del esqueleto sólido del suelo. Normalmente, solo presentan consolidación secundaria significativa los suelos cohesivos con abundante materia orgánica, que suelen por ello ser bastante blandos y sobre los que no se suele cimentar.

Distorsión angular, Δ : es la relación entre el asentamiento diferencial entre cimientos vecinos y la luz libre de la viga.

7.2. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE DEFORMABILIDAD DEL MEDIO SOPORTANTE

7.2.1. Comportamiento de los diferentes tipos de suelo

Las arcillas son suelos de grano muy fino cuyo comportamiento y propiedades dependen básicamente de la afinidad con el agua de los minerales que lo componen. Son materiales compresibles y relativamente impermeables.

Los limos pueden ser, en algunas circunstancias, materiales muy compresibles. Generalmente se consolidan más rápido que las arcillas. Si se encuentran puros, presentan poca o ninguna cohesión y su comportamiento es intermedio entre arcillas y arenas. Si

tienen algún contenido de arcilla presentan un comportamiento similar a ellas. El asentamiento de estos suelos se calcula con los mismos procedimientos que los usados para las arcillas.

Los suelos granulares o friccionantes no presentan plasticidad y muestran un drenaje relativamente libre. En este caso, los asentamientos por expulsión de agua (disminución de vacíos) son prácticamente instantáneos.

Para otras consideraciones con respecto al comportamiento de los tipos de suelos, refiérase al Capítulo 1.

7.2.2. Propiedades del suelo para el cálculo de asentamientos

Es de gran importancia que el ingeniero diseñador de la fundación tenga un conocimiento adecuado de la conformación geotécnica del perfil del terreno y de sus características. En lo que se refiere a las propiedades de deformabilidad, hay algunas que son necesarias para la estimación de los asentamientos y que se mencionan a continuación.

Estratigrafía: disposición y espesor de las capas de diferentes suelos compresibles que se pueden diferenciar bajo el nivel de desplante. Situación del nivel freático.

Condiciones de drenaje: distinción entre capas impermeables y permeables (o cohesivas y granulares), a fin de establecer cuáles son los contornos drenantes de cada capa de suelo cohesivo.

Estado de esfuerzos inicial: es la determinación de los esfuerzos efectivos verticales iniciales a partir de los pesos unitarios.

Relación de vacíos, e : es el valor del índice de vacíos en el centro de cada una de las capas en que se subdivide el estrato compresible para la estimación de asentamientos. El índice de vacíos inicial es e_0

Presión de preconsolidación, σ_{pc} : esfuerzo a partir del cual se producen deformaciones plásticas (consolidación en el suelo). Cuando ese esfuerzo es igual al geostático se denomina normalmente consolidado y cuando es mayor se denomina preconsolidado. Se obtiene a partir de las curvas edométricas.

Índice de compresión, C_c : Pendiente de la curva de consolidación en la rama virgen.

Coeficiente de consolidación, C_v : Parámetro de los suelos que mide su velocidad de consolidación.

Coeficiente de deformación volumétrica, m_v : coeficiente de deformabilidad obtenido de la curva edométrica.

Módulo estático de deformación, E_0 : pendiente de la curva esfuerzo – deformación unitaria en el rango elástico.

Relación de Poisson, μ : relación entre la deformación unitaria horizontal y la deformación unitaria vertical producida por un esfuerzo vertical.

Coeficiente K_o : coeficiente de empuje horizontal en reposo

7.3. CÁLCULOS DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO DEBIDOS A LA PRESIÓN DE FUNDACIÓN

Los diversos métodos para el cálculo de los asentamientos requieren conocer la magnitud de los esfuerzos verticales actuantes en varios puntos de interés, que resultan del traslado de carga de la estructura al medio soportante. Para el cálculo de los esfuerzos en análisis de asentamientos deberá trabajarse con cargas sin mayorar. Se aclara que los cálculos estructurales siempre magnifican las cargas, ya sea por suponer cargas vivas en losas que no actúan en forma permanente, por usar el peso volumétrico del concreto mayor que el realmente colocado, por aplicación de teorías de diseño conservadoras, o por otra parte, por aplicar factores de mayoración. De este modo, los cálculos de asentamientos por parte del ingeniero geotecnista parten de valores alejados de la realidad que dan como resultado asentamientos mayores que los medidos posteriormente a la construcción de la obra.

7.3.1. Métodos de cálculos de esfuerzos

Pueden utilizarse diversas teorías de cálculo de distribución de los esfuerzos con la profundidad, por ejemplo: Boussinesq (1883), Westergaard (1938), Fadum (1941), Newmark (1942) o métodos similares. Para una profundidad fija estas teorías proporcionan la distribución de los esfuerzos bajo la fundación. Estas teorías, además, proporcionan soluciones para ciertas distribuciones particulares de carga (por ejemplo variaciones triangulares de la carga).

Actualmente, es posible utilizar procedimientos computacionales sencillos que permiten agilizar en gran medida el cálculo de los esfuerzos utilizando estos procedimientos.

7.3.2. Métodos numéricos para el cálculo de esfuerzos

Los métodos numéricos han representado un importante avance en las capacidades de cálculo de los diferentes problemas geotécnicos. En general, los métodos como elementos finitos, diferencias finitas, elementos de frontera, etc. permiten obtener soluciones bidimensionales de deformación plana o esfuerzo plano, las cuales son aceptables para la mayoría de los casos. También permiten soluciones tridimensionales, para las cuales, sin embargo, se requieren esfuerzos computacionales mayores. Existen programas de cómputo en el mercado, que permiten aplicar este tipo de soluciones de manera ágil. Será el diseñador el responsable de definir la necesidad o no de este tipo de análisis y deberá tener presente que, a pesar de utilizar un método computacional elaborado, los resultados serán buenos en la medida que los parámetros de deformabilidad de los materiales hayan sido obtenidos de manera confiable.

7.3.3. Distribución de esfuerzos en la masa de suelo

7.3.3.1. Cimentaciones superficiales

En el caso de cimientos flexibles el asentamiento en cada punto deberá calcularse directamente con los valores de esfuerzo producto de la distribución utilizada. No obstante, en el caso de cimentaciones rígidas (principal objetivo de este código) deberán utilizarse valores medios de los esfuerzos que ocurren por debajo de la cimentación. Es aceptable en este caso utilizar el método simplificado de la pirámide truncada 2 a 1.

El método de distribución de esfuerzos que se utilice quedará a criterio del diseñador, en función de las características específicas de cada sitio.

7.3.3.2. Grupos de pilotes

Aunque la estimación de la distribución debajo de un grupo de pilotes puede ser relativamente compleja, es una práctica común el uso de las simplificaciones. Alternativamente, pueden usarse métodos analíticos, como el de Geddes (1966) o métodos numéricos (sección 7.3.2). El esfuerzo a una determinada profundidad es igual a la carga soportada por el grupo dividida entre el área de la sección transversal de la pirámide proyectada a ese nivel.

7.4. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

El cálculo de asentamientos indicado a continuación aplica al caso de placas superficiales. Para el caso de cimentaciones compensadas, ver la sección 7.5.3. Para el caso de cimentaciones por medio de pilotes, ver la sección 7.4.5

7.4.1. Componentes del asentamiento total de la cimentación superficial

El asentamiento bajo cargas estáticas se evalúa por medio de la suma del asentamiento inmediato elástico δ_e más el asentamiento por consolidación δ_c , más el asentamiento por consolidación secundaria δ_s , según la siguiente ecuación:

$$\delta = \delta_e + \delta_c + \delta_s \quad \text{Ecuación 7.1}$$

En donde:

- δ = Asentamiento total [m]
- δ_e = Asentamiento elástico (inmediato) [m]
- δ_c = Asentamiento por consolidación primaria [m]
- δ_s = Asentamiento por consolidación secundaria [m]

El componente de asentamiento por consolidación δ_c no aplica en el caso de suelos friccionantes.

El especialista deberá decidir si el asentamiento por consolidación secundaria debe o no ser considerado en el cálculo, de acuerdo con el comportamiento del suelo en el largo plazo.

7.4.2. Cálculo del asentamiento inmediato (elástico)

Los asentamientos inmediatos o instantáneos de las cimentaciones bajo cargas estáticas se calcularán utilizando las herramientas que proporciona la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno por medio de pruebas directas ó indirectas. Se calcularán mediante la fórmula:

$$\delta_e = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma}{E} \cdot H \cdot (1 - 2\mu \cdot K_o) \quad \text{Ecuación 7.2}$$

En donde:

- $\Delta\sigma$ = Incremento promedio de esfuerzos en el estrato bajo análisis [kPa]
- H = Espesor del estrato bajo análisis [m]
- E = Módulo estático de deformación [kPa]
- μ = Módulo de Poisson
- K_o = Coeficiente de empuje horizontal en reposo

7.4.3. Cálculo del asentamiento por consolidación

Los asentamientos por consolidación se calcularán por medio de la relación:

$$\delta_c = \sum m_v \Delta\sigma H \quad \text{Ecuación 7.3}$$

O bien, expresada de la siguiente forma, para un estrato de espesor ΔZ :

$$\delta_c = \sum_0^n \left[\frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \right] \Delta Z \quad \text{Ecuación 7.4}$$

En donde:

- m_v = Coeficiente de deformación volumétrica dado por la siguiente expresión:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma(1 + e_0)} \quad \text{Ecuación 7.5}$$

- Δe = Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de presión vertical $\Delta\sigma$ inducido a la profundidad Z por la carga superficial a partir del esfuerzo en sitio. Este puede obtenerse de la curva de compresibilidad del ensayo de consolidación unidimensional,

realizado con muestras representativas del material existente a esa profundidad.

ΔZ = Espesores de los estratos en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes. La sumatoria de los ΔZ corresponde al espesor H . [m]

n = Número de capas consideradas

Los incrementos de la presión vertical $\Delta\sigma$ inducidos por la carga superficial se calcularán según se indica en la sección 7.3.

Los asentamientos diferenciales pueden estimarse considerando los asentamientos en varios puntos fuera y dentro del área cargada.

Los tiempos requeridos para alcanzar los diferentes grados de consolidación pueden ser estimados a través de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi siempre y cuando las condiciones de la teoría se asemejen a la realidad.

7.4.4. Cálculo del asentamiento por consolidación secundaria

En este caso el cálculo es similar al realizado para la consolidación primaria, únicamente que el cambio en la relación de vacíos se obtiene directamente de la curva deformación versus tiempo, en el tramo de consolidación secundaria.

7.4.5. Cálculo del asentamiento del grupo de pilotes

7.4.5.1. Definición

El asentamiento de un grupo de pilotes es igual al desplazamiento de la punta más el acortamiento elástico del pilote entre la corona y la punta, según se ilustra en la Figura 7.1 para dos casos: con la corona directamente apoyada en el terreno y con la corona sobre el terreno, como podría ser para el caso de un muelle apoyado sobre pilotes.

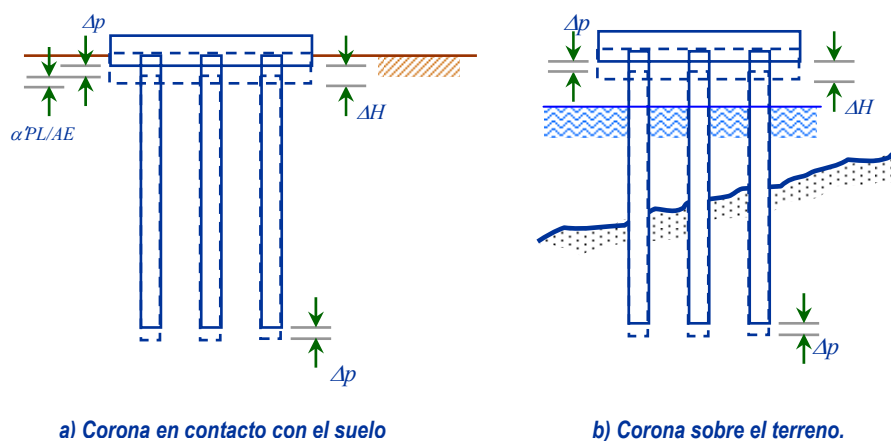


Figura 7.1: Asentamiento de un grupo de pilotes

El asentamiento del grupo implica la obtención de la distribución de los esfuerzos en los estratos por debajo de la punta (sección 7.3.3.2) y las propiedades elásticas del suelo, para poder calcular los desplazamientos de la punta del pilote. Además, se debe determinar la carga soportada por los pilotes en el grupo y la distribución de la carga a lo largo del pilote, de tal forma que se pueda calcular el acortamiento elástico.

En terrenos cohesivos se producen asentamientos inmediatos (elásticos) y por consolidación, siendo usualmente estos los más importantes, particularmente si se trata de suelos normalmente consolidados y pilotes de fricción.

7.4.5.2. Asentamientos por consolidación para grupos de pilotes en suelos cohesivos

Se supone que la carga se transfiere a partir del tercio inferior (o bien según se muestra en la Figura 7.1). El asentamiento del grupo es igual a la compresión de la capa de espesor H bajo la punta del grupo, calculada como:

$$\delta_c = H \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \quad \text{Ecuación 7.6}$$

En donde:

σ_o = Presión inicial efectiva en el estrato considerado [kPa]

7.4.5.3. Asentamientos elásticos para grupos de pilotes en suelos no cohesivos

Se producen solamente asentamientos inmediatos (elásticos), siendo entonces el principal problema la estimación correcta del incremento de esfuerzos en los estratos subyacentes ($\Delta\sigma$), la longitud en la cual actúan esos incrementos de esfuerzos (L_1) y las propiedades elásticas del terreno (E_0). Se puede usar la siguiente ecuación:

$$\delta_e = \frac{\Delta\sigma L_1}{E_0} \quad \text{Ecuación 7.7}$$

7.5. CONSIDERACIONES ESPECIALES

7.5.1. Confiabilidad de los cálculos de asentamientos

El cálculo de los asentamientos inmediatos puede variar significativamente según el método que se aplique. Lo más importante, sin embargo, no es el método utilizado, sino la determinación de las propiedades de deformabilidad del material. En la mayoría de los métodos los valores obtenidos tienden a ser conservadores, pero dentro de límites razonables, siempre y cuando los parámetros de deformabilidad sean suficientemente confiables.

Debe tenerse particular cuidado en el caso de arcillas muy sensibles o fuertemente orgánicas, en cuyo caso el componente de consolidación secundaria puede ser muy significativo.

7.5.2. Asentamientos debidos a sismos

Este tipo de asentamientos puede ser especialmente importante en depósitos granulares sueltos (arenas o gravas). Su estimación es relativamente difícil por lo que quedará a criterio de especialistas en esta materia. No obstante, el diseñador deberá prever la posibilidad de que tales asentamientos puedan producirse y tomar las medidas del caso para evitar o minimizar los daños en la estructura. Alternativamente, y previo a la construcción, se recomienda utilizar los métodos de mejoramiento del terreno más adecuados al caso (Ver sección 8.2).

7.5.3. Evaluación de asentamientos en cimentaciones compensadas

En cimentaciones compensadas total o parcialmente se busca reducir los incrementos netos de esfuerzos ($\Delta\sigma$), a distintas profundidades, por medio de una excavación (sótano). Para ello, en el cálculo de los asentamientos deberá restarse a los esfuerzos transmitidos por la estructura, el esfuerzo producto del material excavado. Adicionalmente, deberá trabajarse con los rangos de precompresión de las curvas esfuerzo-deformación, en las áreas donde la remoción de la carga haya producido precompresión del material.

Debe verificarse que la presión neta tenga un factor de seguridad mínimo de 1,5 contra asentamientos, con respecto a la presión de preconsolidación en los suelos influenciados por el cajón de sótano, con el fin de evitar asentamientos excesivos. Dicho factor de seguridad se expresa como:

$$FS = \frac{\sigma_{pc}}{\sigma_0 + \Delta\sigma} \quad \text{Ecuación 7.8}$$

7.5.4. Esfuerzos y asentamientos en suelos estratificados o anisotrópicos

La presencia de estratos rígidos dentro de la zona de esfuerzos significativos, puede producir concentraciones de esfuerzos en las capas suaves superiores. En estos casos, es necesario utilizar teorías de cálculo de distribución de esfuerzos que tomen en cuenta esta situación, como por ejemplo Burmister. Alternativamente, los esfuerzos calculados por teorías clásicas se deberán aumentar en un factor de 1,5.

En todo caso, si bien hay numerosas soluciones elásticas para casos especiales de esfuerzos y desplazamientos en suelos estratificados o anisotrópicos, en estos casos suele ser muy conveniente el uso de métodos numéricos. A pesar de ello, no se debe perder de vista que la estimación será buena en la medida que los valores de los parámetros de deformabilidad de cada capa de suelo hayan sido obtenidos de manera confiable.

7.5.5. Estructuras sobre rellenos

Pueden colocarse estructuras sobre rellenos cuando estos hayan sido contruidos de acuerdo a criterios y controles ingenieriles apropiados, de manera que tenga un alto grado de compactación y la consolidación (en el caso de suelos cohesivos) ya esté completa. En otras condiciones, la estructura podría sufrir asentamientos significativos, por lo que debe evitarse la construcción sobre botaderos o rellenos no compactados.

En la construcción de un relleno debe considerarse la condición del terreno subyacente al relleno, que puede presentar condiciones inapropiadas de compactación o consolidación, y por lo tanto se pueden producir daños.

Cuando se proyecta una edificación sobre un relleno de material selecto, se deben tomar previsiones adicionales y además ejecutar un adecuado y riguroso control de calidad. Estas previsiones no excluyen, por supuesto, otras que deban tomarse a juicio del diseñador, como por ejemplo: eliminar o estabilizar suelos que experimenten grandes cambios volumétricos, proveer sistemas de drenaje adecuados, verificar los asentamientos, estudiar riesgos de inestabilidad en los bordes, etc.

Con respecto a los rellenos ya contruidos, deberá indagarse en lo posible la historia del mismo: métodos constructivos, materiales, control realizado y otros que se consideren importantes, sin excluir los otros procedimientos de evaluación ofrecidos en este capítulo. En caso de desconocimiento, habrá que aplicar metodologías de investigación que permitan conocer las propiedades del relleno.

Para la construcción de edificios sobre rellenos es necesario ejecutar un estudio de suelos que permita obtener las características de resistencia y deformabilidad del mismo y del medio soportante.

8. TEMAS ESPECIALES

8.1. EFECTOS DE LOS SISMOS EN LOS SUELOS

8.1.1. El fenómeno de la licuación

La licuación es la pérdida temporal de la resistencia y la rigidez de los depósitos de suelos granulares, no arcillosos, saturados, poco densos, producida por el paso de las ondas sísmicas. Este fenómeno puede estar acompañado de un comportamiento del suelo similar al de un líquido viscoso y de allí se deriva su nombre, aunque el término tiene un uso más amplio. Las consecuencias de la licuación de suelos pueden alcanzar fallas y deformaciones grandes del terreno, las cuales afectarán a las estructuras enterradas o que se encuentren en superficie.

La licuación está restringida a ciertos ambientes geológicos e hidrológicos y ocurre principalmente en depósitos recientes de arenas y limos, en zonas en donde existen niveles someros de agua subterránea. Dentro de los depósitos de sedimentos más susceptibles a la licuación se incluyen los materiales deltáicos con menos de 10 000 años, los depósitos aluviales de los ríos, las llanuras de inundación, los depósitos eólicos y los rellenos artificiales mal compactados. La licuación ha sido más frecuente en áreas en donde el nivel del agua subterránea se ubica dentro de los primeros 10 m de profundidad y en pocos casos cuando dicho nivel está a una profundidad mayor de 20 m.

La facilidad con que un suelo saturado se puede licuar depende de su densidad, la estructura o arreglo de sus granos, forma de partículas, la ausencia de un material o mecanismo de unión entre las partículas y la limitación para el drenaje del agua, además de las características propias del sismo. La magnitud de la deformación que la licuación produzca en la superficie del terreno y las estructuras allí ubicadas depende de la densidad del suelo, el espesor y extensión del estrato licuable, la pendiente del terreno y la distribución de las cargas aplicadas al mismo por los edificios u otras estructuras.

8.1.2. Tipos de falla del terreno

Existen cuatro tipos principales de fallas del terreno que son causadas por la licuación y que incluyen ruptura, desplazamiento o corrimiento lateral, oscilación amplificada del terreno, pérdida de la capacidad de soporte y flujo. Adicionalmente, es común que la licuación de suelos provoque asentamientos del terreno y eyecciones de arena en la superficie.

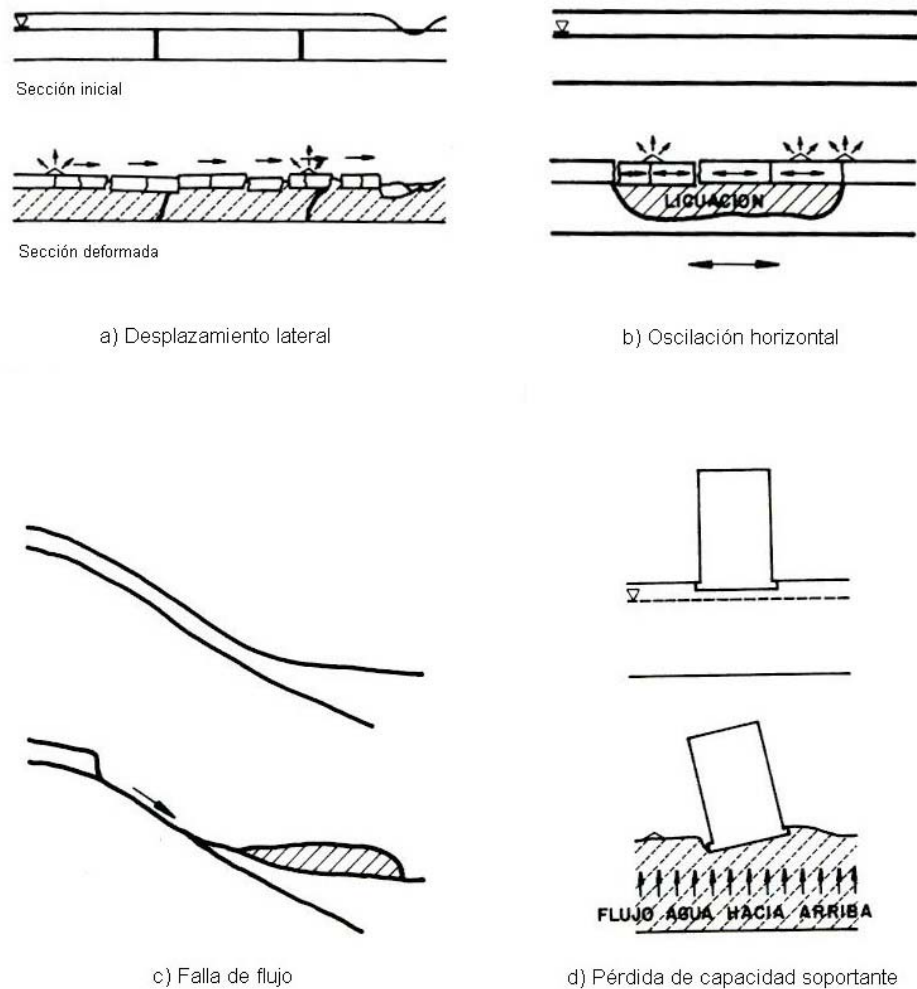


Figura 8.1: Tipos de falla del terreno debido a la licuación

8.1.2.1. Desplazamiento o corrimiento lateral

Este tipo de falla del terreno involucra el movimiento de un estrato de suelo superficial no licuable como resultado de la licuación de un estrato más profundo en las cercanías de ríos y lagos (Ver Figura 8.1.a). El movimiento se denomina “corrimiento lateral” porque ocurre en dirección perpendicular al límite de la zona afectada (la margen o ribera). El desplazamiento produce rupturas del estrato no licuable, con grietas transversales a la dirección del movimiento, que separan el terreno en bloques y generan asentamientos diferenciales entre los mismos. Este tipo de ruptura afecta con mayor severidad a las tuberías enterradas, las cimentaciones de edificios y puentes, etc.

8.1.2.2. Oscilación del terreno

En donde el terreno es plano o tiene pendiente muy baja como para permitir un corrimiento lateral, la licuación en profundidad puede desacoplar los estratos de suelos suprayacentes a los licuables (Ver figura 8.1.b). Esto hace que el suelo superior se oscile según imponga la forma de las ondas sísmicas. Estas oscilaciones pueden ir acompañadas por apertura y cierre de las fisuras, con eyección de material licuado en forma de conos (volcanes) alineados con las mismas. Las oscilaciones son capaces de producir la fractura de estructuras rígidas tales como pavimentos y tuberías.

8.1.2.3. Flujo

Los flujos se desarrollan principalmente en arenas finas o limos sueltos uniformes y saturados, sobre pendientes mayores de 3 grados (Ver Figura 8.1.c). Esos depósitos de suelo, pueden alcanzar la falla con pérdida casi total de la resistencia (también conocida como licuación verdadera) y generar el desplazamiento de grandes masas de material por decenas de metros, y en algunos pocos casos, hasta decenas de kilómetros pendiente abajo, a velocidades del orden de varios metros por segundo, como consecuencia del comportamiento líquido inducido por el fenómeno. Estos flujos pueden incluir suelos totalmente licuados o bloques de material intacto conducidos sobre una capa de suelo licuado.

8.1.2.4. Pérdida de la capacidad de soporte

Cuando un suelo soporta una estructura (edificio u otro tipo) y sufre licuación con pérdida de resistencia pueden ocurrir grandes deformaciones en la masa de suelo, proporcionales al peso de la construcción. Las edificaciones altas pueden sufrir asentamientos que dependerán de la relación entre el peso de las estructuras y el empuje del suelo en estado líquido, según el principio de Arquímedes. Adicionalmente, las estructuras pesadas esbeltas, con distribución no uniforme de la presión de cimentaciones, pueden sufrir volcamientos (Ver figura 8.1.d). Por el contrario, los tanques y tuberías enterrados pueden verse sometidos a subpresiones y levantamientos debidos su bajo peso en relación con el empuje del suelo licuado.

En el Cuadro 8.1 se relacionan los tipos de inestabilidad con las estructuras más afectadas y sus condiciones.

Cuadro 8.1: Tipos de inestabilidad originados por fenómenos de licuación

Tipos de inestabilidad estructural	Estructuras más frecuentemente afectadas
Pérdida de capacidad de soporte	Estructuras superficiales y enterradas
Inestabilidad de taludes	Estructuras construidas sobre taludes o en su base Presas de tierra y cimentaciones
Flujo de suelos licuables adyacentes a depresiones topográficas	Pilas de puentes Líneas de ferrocarril Carreteras Líneas vitales
Desplazamiento lateral del terreno horizontal	Estructuras apoyadas superficialmente, especialmente mediante losas Tuberías de conducción de agua, petróleo, gas, etc. Carreteras y ferrocarriles
Subpresión en exceso	Estructuras livianas Tanques enterrados Tuberías de líneas vitales
Subsidencia y agrietamiento del terreno	Estructuras apoyadas superficialmente
Incremento del empuje lateral del suelo licuado	Muros de retención Estructuras portuarias

8.1.3. Factores que inciden en la ocurrencia y desarrollo de la licuación

Entre los principales factores que participan, modifican y condicionan las características de licuación de suelos se pueden mencionar los siguientes:

- *Características del sismo:* La posibilidad de ocurrencia de licuación o susceptibilidad de un depósito de suelo depende de los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo, los cuales son proporcionales a las aceleraciones. Para una misma magnitud sísmica, la susceptibilidad disminuye con la distancia epicentral y para una distancia epicentral fija, la susceptibilidad a la licuación aumenta con la magnitud, así como con el tiempo de duración de la fase más energética del movimiento (número de ciclos de carga).
- *Densidad o compacidad relativa:* La susceptibilidad a la licuación es menor cuanto mayor sea compacidad relativa.
- *Granulometría:* Las arenas son más susceptibles a la licuación cuanto más finas y uniformes.

- *Estratigrafía del depósito*: La posibilidad de ocurrencia de la licuación es mayor cuanto menos estratificado es el suelo.
- *Estructura interna del suelo*: Cuanto más estable por su granulometría, compacidad y forma de granos, menor la susceptibilidad a la licuación.
- *Plasticidad*: La susceptibilidad a la licuación es menor entre mayor sea el contenido de finos plásticos.
- *Permeabilidad*: Susceptibilidad a la licuación de un depósito es menor cuanto mayor sea su permeabilidad.
- *Grado de saturación*: La susceptibilidad a la licuación de un suelo granular aumenta con el grado de saturación.

8.1.4. Evaluación de susceptibilidad

8.1.4.1. Criterios históricos

Observaciones hechas en sitios afectados por sismos de moderada y gran magnitud proporcionan información importante para la evaluación del potencial de licuación de suelos.

8.1.4.2. Criterios geológicos

Suelos producto de la sedimentación en ríos y lagos (depósitos fluviales y aluviales), de la deposición de detritos o material erosionado (depósitos coluviales) o depósitos formados por la acción del viento saturados son susceptibles. Todos estos procesos separan las partículas por tamaño y forman depósitos de tamaño uniforme de partículas de baja densidad, que tienden a compactarse con las vibraciones sísmicas.

8.1.4.3. Criterios de composición

La susceptibilidad a la licuación depende del tipo de suelo. Suelos arcillosos, en particular arcillas sensibles, presentan un comportamiento esfuerzo-deformación similar a los suelos licuables, pero no se licuan.

Suelos uniformes son más susceptibles a la licuación que suelos bien graduados, pues las partículas pequeñas llenan los espacios vacíos formados por las más grandes, lo que reduce la tendencia a la compactación y al incremento de la presión de poro en caso de carga sísmica.

Partículas redondeadas tienen menor resistencia friccionante que las partículas con formas irregulares, por lo que depósitos de suelos formados por las últimas son menos susceptibles a licuarse.

Históricamente se consideró que las arenas eran el único tipo de suelo susceptible a licuación, sin embargo recientemente se ha observado el fenómeno en gravas y limos. Los suelos finos también pueden sufrir licuación si cumplen los siguientes criterios:

- Fracción con tamaños menores a 0,005 mm < 15 %
- Límite líquido (LL) < 35%
- Humedad natural > 0,9LL
- Índice de liquidez < 75%

8.1.4.4. Criterios de estado inicial del suelo

El estado inicial de un suelo se define en función de su densidad y esfuerzo efectivo. Para un esfuerzo efectivo dado, suelos con densidades bajas son más susceptibles a licuación. Asimismo, para una densidad dada, suelos que se encuentran bajo un mayor esfuerzo efectivo usualmente son más susceptibles a la licuación que los suelos bajo menor esfuerzo. Sin embargo, la intensidad de las vibraciones sísmicas se reduce con la profundidad y, por lo tanto, existe una profundidad máxima a la cual es posible la licuación de aproximadamente 30 m.

Además de la densidad y el esfuerzo efectivo, el esfuerzo cortante estático es un factor determinante. Cuanto mayor sea, mayor será la susceptibilidad a la licuación y menor la magnitud de la perturbación requerida para causarla.

Los criterios de estado más empleados en la actualidad para la evaluación de susceptibilidad a la licuación se basan en la ejecución de un programa de ensayos de laboratorio para determinar el comportamiento del material en condición no drenada, tanto bajo cargas monotónicas como cíclicas. El programa requiere de la extracción de muestras inalteradas y, por lo general, sólo se justifica en proyectos de cierta dimensión.

8.1.5. Metodologías de análisis

El potencial de licuación depende de dos factores: la naturaleza del sismo (intensidad y duración) y la susceptibilidad del material a la licuación. Varios métodos se han propuesto para la predicción del potencial de licuación; estos se clasifican en Grado 1, 2 y 3, según el nivel de detalle que se alcance.

8.1.5.1. Métodos de grado 1

Se clasifican dentro de Grado 1 las metodologías basadas en el estudio de las zonas donde ha ocurrido licuación en terremotos pasados. A continuación se describen algunas de ellas.

a) Valoración de la máxima extensión susceptible a licuación

- Criterio de Magnitud – Máxima distancia: Compara la distancia desde el epicentro al sitio más lejano donde se presentó el fenómeno de licuación, con la magnitud del sismo. Entre ellos se encuentran Kuribayashi y Tatsuoka (1975), Liu y Xie (1984), Ambraseys (1988) y Wakamatsu (1991). En la Figura 8.2 se

comparan estos criterios. Aunque estas relaciones no garantizan la ocurrencia a distancias mayores, son de gran ayuda para la estimación de escenarios regionales.

- Criterio de Intensidad: Kuribayashi y Tatsuoka (1975) y Wakamatsu (1991) analizaron intensidades sísmicas en sitios donde ha ocurrido licuación. Mostraron que la licuación fue inducida en áreas formadas por sedimentos del Holoceno con intensidades mayores a VII en la escala Mercalli Modificada (M.M.).

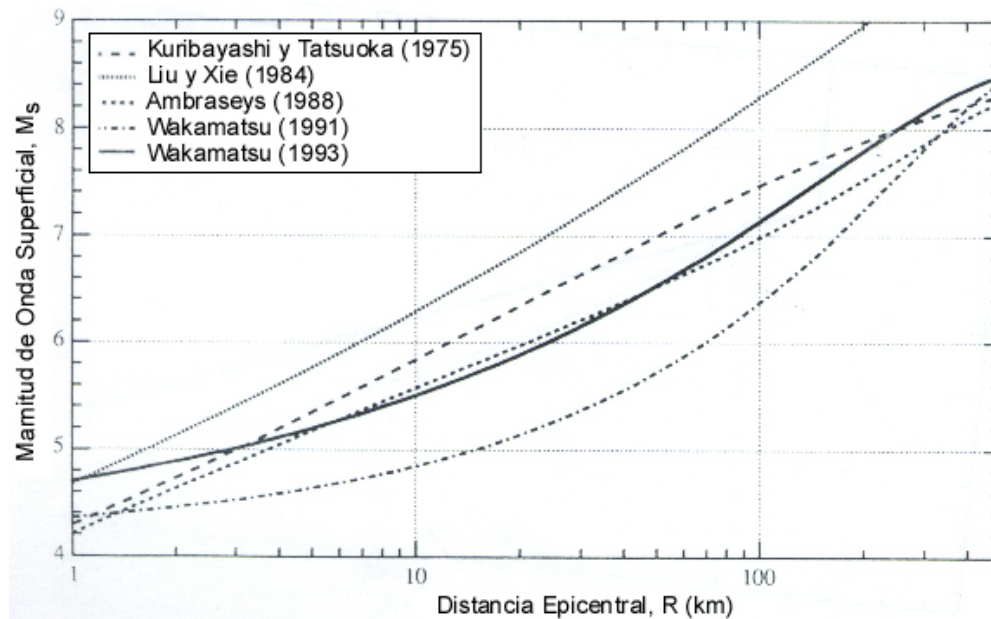


Figura 8.2: Distancia del epicentro hasta el sitio más lejano donde ocurrió licuación, R , para magnitudes de onda superficiales, M_s (Adaptado de Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, 1993)

- b) Estimación de la susceptibilidad a la licuación basada en el análisis de datos existentes
- Criterios geológicos y geomorfológicos: Localidades donde ha ocurrido licuación en el pasado se consideran como áreas potenciales, por lo que se puede crear una zonificación dibujando mapas que muestren donde se ha presentado el fenómeno de licuación. En particular, si se establece una correlación entre los sitios donde ha ocurrido licuación con criterios geológicos y geomorfológicos, se puede inferir áreas susceptibles a licuación. Por ejemplo Iwasaki et al. (1982), analizando terremotos históricos de Japón, desarrolló el criterio listado en el Cuadro 8.2.

Cuadro 8.2: Criterio de Iwasaki para evaluar el potencial de licuación (Technical Comité for Earthquake Geotechnical Engineering, 1993)

Rango	Unidad Geomorfológica	Potencial de Licuación
A	Depósitos recientes y antiguos de ríos, pantanos, tierras que han sido inundadas, tierras bajas entre dunas.	Probabilidad alta
B	Abanicos, llanuras de inundación, dunas de arena, playas y otras planicies.	Posibilidad
C	Terrazas, colinas, montañas.	Muy baja probabilidad

- Índice de severidad de licuación (LSI): Para cuantificar la severidad de los efectos de la licuación en depósitos del Holoceno tardío con baja pendiente, Youd y Perkins (1987) introdujeron el concepto de Índice de Severidad de la Licuación (LSI, por sus siglas en inglés), definido como el desplazamiento lateral máximo del terreno (en milímetros) y dividido por 25. El método tiene por objetivo la confección de mapas de amenaza a partir de observaciones de campo de los efectos de sismos.

8.1.5.2. Métodos de grado 2

Se clasifican dentro de Grado 2 las metodologías basadas en el estudio de las características geológicas y geomorfológicas de un sitio. A continuación se describen algunas de ellas.

Los procesos geológicos que acomodan el suelo en distribuciones de tamaño uniforme y los depositan en estado suelto producen depósitos muy susceptibles a la licuación. Por ejemplo, en depósitos fluviales y coluviales saturados es probable que ocurra licuación. A su vez, la susceptibilidad de depósitos antiguos es menor que la de depósitos recientes. Los suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno, aunque la susceptibilidad decrece con la edad dentro del Holoceno. La licuación en depósitos del pre-Pleistoceno es rara.

La licuación ocurre en suelos saturados. La susceptibilidad a la licuación disminuye al aumentar la profundidad del nivel freático; los efectos de la licuación son comúnmente observados en lugares donde el nivel freático se encuentra a unos cuantos metros de la superficie, y en sitios donde fluctúa, la amenaza a la licuación también fluctúa.

8.1.5.3. Métodos de grado 3

Combinando estudios geotécnicos con los métodos descritos para los Grados 1 y 2, se puede alcanzar una gran precisión y detalle del potencial de licuación para cada unidad geológica y geomorfológica.

La resistencia a la licuación puede ser estimada mediante métodos in situ o pruebas de laboratorio en muestras inalteradas. De las pruebas in situ, la prueba de Penetración Estándar (SPT) es la más usada en Costa Rica, la cual debe corregirse para considerar las variaciones en la energía aplicada.

a) Procedimiento simplificado de Seed e Idriss

La razón de esfuerzo cíclico inducido por la propagación de ondas cortantes se estima usando la relación desarrollada por Seed e Idriss (1971):

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma_0} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma_0'} r_d \quad \text{Ecuación 8.1}$$

En donde

a_{max}	=	Aceleración pico estimada
g	=	Aceleración de la gravedad
τ_{av}	=	Promedio del esfuerzo cortante cíclico [kPa]
σ_0', σ_0	=	Esfuerzo efectivo y total a la profundidad considerada [kPa]
r_d	=	Factor de reducción de esfuerzos, cuyo valor es 1 en la superficie y disminuye con la profundidad (Figura 8.3)

El segundo paso en el procedimiento de Seed e Idriss requiere la determinación de la resistencia cíclica del depósito de suelo; este se estima a partir de correlaciones empíricas con el valor N_{SPT} .

$$(N_1)_{60} = C_n \frac{ER_m}{60} N_{SPT} \quad \text{Ecuación 8.2}$$

$$C_n = \sqrt{\frac{100}{\sigma_0' [kPa]}} \quad \text{Ecuación 8.3}$$

En donde:

C_n	=	Coeficiente de corrección por presión
ER_m	=	Eficiencia de la energía del equipo de penetración

Basado en $(N_1)_{60}$, la razón de esfuerzo cíclico que induciría licuación para un sismo de grado 7.5, $(\tau_{av}/\sigma_0')_{I, M=7.5}$ está dada por varias relaciones dibujadas en las Figuras 8.4 y 8.5.

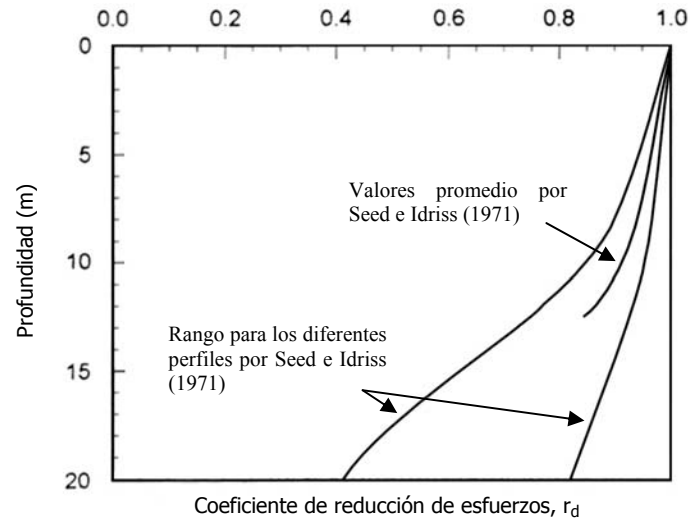


Figura 8.3: Factor de reducción para estimar la variación del esfuerzo cíclico cortante con la profundidad (Adaptado de Youd e Idriss 2001).

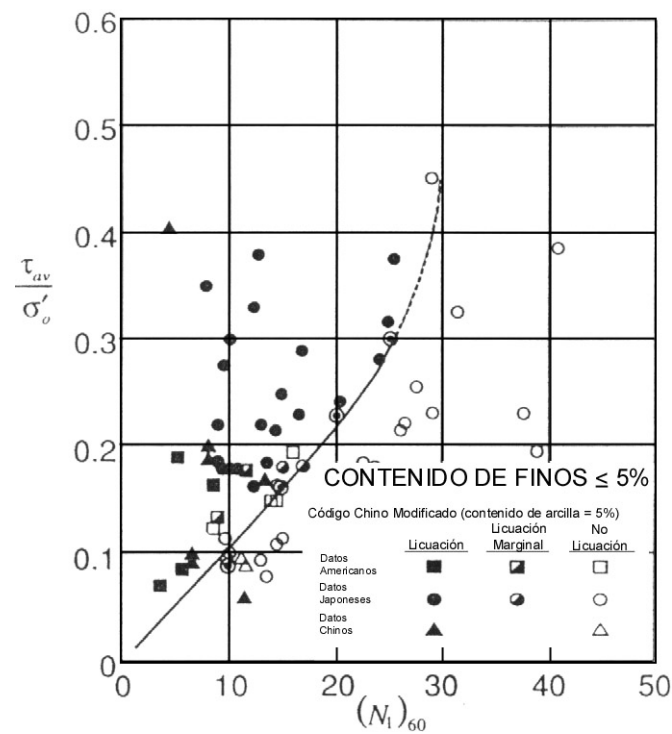


Figura 8.4: Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limpias, $M = 7,5$ (Adaptado de Youd e Idriss 2001)

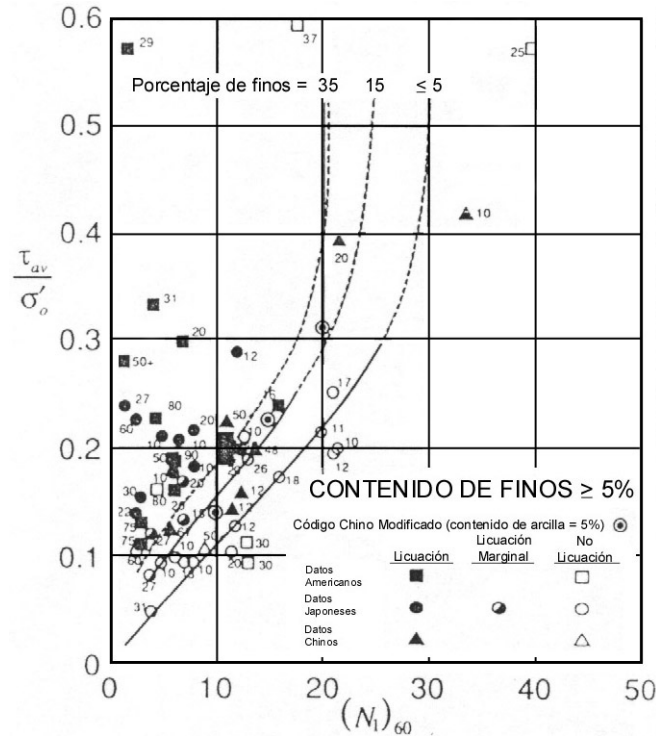


Figura 8.5: Relación entre la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) que causa licuación y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limosas, $M = 7,5$ (Adaptado de Youd e Idriss 2001)

El factor de seguridad contra licuación, F_L , esta dado por:

$$F_L = \frac{(\tau_{av} / \sigma'_0)_{1,M=M}}{(\tau_{av} / \sigma'_0)} \quad \text{Ecuación 8.4}$$

La evaluación del factor de seguridad contra licuación se debe realizar en todos los estratos potencialmente licuables, es decir, aquellos que reúnan las características descritas en apartados anteriores y debe ser entre 1 y 1.3 dependiendo de la importancia de la obra.

b) Criterio Chino para evaluación de licuación

Establece correlaciones de resistencia a la licuación y el valor N de la prueba de Penetración Estándar SPT, en términos de la resistencia a la penetración crítica, N_{crit} .

$$N_{crit} = \bar{N} [1 + 0,125(d_s - 3) - 0,05(d_w - 2) - 0,07 p_c] \quad \text{Ecuación 8.5}$$

En donde:

- N_{crit} = Valor límite bajo el cual puede ocurrir licuación
- d_s = Profundidad en metros de la capa de arena
- d_w = Profundidad del nivel freático en metros

- $\bar{N}$ = Función de la intensidad del terremoto, como se muestra el Cuadro 8.3
- p_c = Porcentaje de arcillas, y representa la influencia del contenido de finos

Cuadro 8.3: Valor de $N(\text{barra})$ según el Código Chino

Intensidad	$\bar{N}$ (golpes/pie)	Aceleración pico (g = aceleración de gravedad)
VII	6	0.10g
VIII	10	0.20g
IX	16	0.40g

8.1.6. Evaluación de los efectos de la licuación de suelos

Para efectos de ingeniería, no es la ocurrencia del fenómeno de licuación en sí lo que interesa sino las consecuencias del daño en el suelo o estructuras adyacentes. Existen dos aproximaciones para identificar los efectos de la licuación basado en información geotécnica del sitio: a) Daños en la presencia de una capa superficial no licuable b) Índice de Licuación Potencial

8.1.7. Potencial de licuación en Costa Rica

La alta sismicidad de Costa Rica hace necesario establecer una definición de las áreas con alta susceptibilidad a la licuación. Durante varios sismos recientes se ha presentado licuación y se encuentran ejemplos documentados sobre los terremotos de Cóbano (Marzo 1990) y especialmente el de Limón (Abril 1991). Probablemente, en muchos otros sismos se ha presentado el fenómeno pero no ha recibido la atención ni ha causado los daños tan extendidos como en el caso de Limón. La licuación de suelos causó daños graves a la infraestructura de la provincia, particularmente a los terraplenes y puentes de las rutas nacionales 32 y 36, así como a los aeropuertos de Limón y Pandora y a los puertos de Limón y Moín.

El análisis de los dos factores principales como son la topografía del sitio y sus condiciones geológicas permite definir en un primer nivel la susceptibilidad del terreno a licuarse. En muchos casos la misma geología del sitio condiciona el tipo de topografía, por lo tanto bastaría con definir la primera. En Costa Rica, se destacan como potencialmente licuables las zonas aluviales costeras y las llanuras de inundación de los ríos más importantes. Los depósitos piroclásticos (cenizas volcánicas y lahares) son susceptibles a la licuación en menor grado, por sus características geológicas. En la medida en que los materiales constituyentes sean arenas finas o limos no plásticos, mal graduados, en condición suelta y bajo el nivel freático.

Las investigaciones realizadas hasta el 2003 han permitido establecer que las planicies de inundación de los ríos Reventazón, Pacuare, Chirripó, Parismina, Banano, Bananito, Vizcaya, Estero Negro, Estrella, Telire y Sixaola en el Caribe; Tempisque, Tárcoles,

Tusubres, Parrita, Savegre y Térraba en la costa Pacífica reúnen condiciones para que ocurra licuación.

8.1.8. Medidas correctivas para disminuir el potencial de licuación

Para proteger la cimentación de muelles, edificios, tanques, puentes y estructuras enterradas, a nivel mundial y principalmente en Japón, se han puesto en práctica varias medidas para reducir la licuación. Dentro de estas medidas, las más utilizadas han sido la vibroflotación, la vibrocompactación, la compactación dinámica, las columnas de grava, el refuerzo del terreno con pilotes de concreto y abatimiento del nivel freático usando punteras, aspectos que serán discutidos en el apartado 8.2 de este capítulo.

8.2. MEJORAMIENTO DE SUELOS

En el Cuadro 8.4 se resumen las técnicas que pueden ser utilizadas para el mejoramiento de suelos. En dicho cuadro se indican los principios básicos para cada método, así como algunos comentarios relacionados con dicha técnica.

Cuadro 8.4: Métodos de mejoramiento de suelos

	Método de mejoramiento	Principios	Suelos adecuados	Comentarios
Técnicas de cambio de Suelo	<i>Sustitución</i>	Se excava suelos blandos o no deseados y se reemplaza con uno de mejores características.	Cualquier.	Profundidad y área limitados a análisis de costo, generalmente menor a 10m.
	<i>Desalojo</i>	Aplicación de un relleno de sobrecarga para que los suelos blandos sean desalojados y sustituidos.	Muy blandos.	Problemática con áreas fangosas y estratos compresibles.
Técnicas de Extracción de Agua	<i>Trincheras</i>	Permite el drenado de las aguas.	Blandos, finos y rellenos hidráulicos.	Efectivo hasta profundidad de 10m. Velocidad de drenado depende de Tipo de suelo y separación de zanjas. Drenado mejora movilidad en la superficie.
	<i>Pre-carga</i>	Se aplica sobrecarga antes de iniciar obras para permitir una consolidación del suelo.	Suelos finos NC, rellenos, suelos orgánicos.	Económico. Larga duración. Profundidad efectiva depende de los esfuerzos generados
	<i>Pre-Carga con drenes verticales.</i>	Disminuye tiempo de consolidación.	IDEM	Más costoso. Profundidad efectiva < 30m.
	<i>Electro-ósmosis</i>	La corriente eléctrica encausa flujo de aguas hacia un cátodo.	Limos NC y Limos Arcillos NC.	Alto Costo. Relativamente rápida. No aplicable en suelos conductivos. De preferencia en áreas pequeñas.

Cuadro 8.4: Métodos de mejoramiento de suelos (continuación)

	Método de mejoramiento	Principios	Suelos adecuados	Comentarios
Técnicas de Aumento de Resistencia	Compactación Dinámica	Se dejan caer de manera repetida masa de 5 a 35T sobre el terreno.	Preferiblemente suelos granulares secos y sin cohesión.	Rápido y simple. Profundidad efectiva hasta 20m. Costo moderado. Posible daño por vibración a estructuras vecinas.
	Vibro-Compactación	Una aguja vibratoria induce la densificación	Suelos con $C=0$ y % Finos < 20	Profundidad efectiva < 30 m. Alta densidad y homogeneidad. Costoso.
	Vibro-Flotación	Se usa una aguja vibratoria e inyección de agua para penetrar y remover el suelo. Luego se rellena con material granular y se compacta para formar columnas.	Suelos blandos y cohesivos ($C_u = 15-50 \text{ kN/m}^2$)	Alto costo. intercambio
	Vibro-Flotación con Desalojo	Semejante al anterior, pero el suelo es desplazado lateralmente y no extraído del orificio.	Suelos más duros y cohesivos. ($C_u = 30-60 \text{ kN/m}^2$)	Alto costo
Técnicas de Estabilización y Grouting	Inyección	Se inyectan los vacíos del suelo con una lechada cementante para aumentar resistencia y disminuir permeabilidad.	Gran rango desde suelos granulares hasta finos cohesivos.	Alto costo. Se puede inyectar a presión, crear una fracturación del suelo o utilizar técnicas de compactación.
	Mezcla a profundidad	Se utiliza equipo de inyección o barrenadoras para combinar mezclas cementantes con el suelo.	IDEM	Uso preferible en suelos blandos hasta 50m.
Técnicas Térmicas	Método de calentado	Alta temperaturas son utilizadas para incrementar la resistencia y disminuir la plasticidad, de manera permanente.	Suelo Cohesivo.	Alta demanda energética eleva los costos.
	Método de Congelamiento	Se congela la humedad para cementar las partículas y así incrementar la resistencia y reducir la permeabilidad.	Cualquier suelo debajo del NF. Suelos cohesivos sobre NF.	Alto costo. Muy efectivo en excavaciones y túneles. Aplicación lenta.
	Geosintéticos	Uso de geosintéticos para evacuación de aguas, controlar la erosión o como refuerzo.	Se puede utilizar como filtro en cualquier tipo de suelo, o refuerzo en suelos blandos.	Uso muy variado.

En la Figura 8.6 se indica la aplicabilidad de las técnicas de mejoramiento según el tamaño de las partículas de suelo.

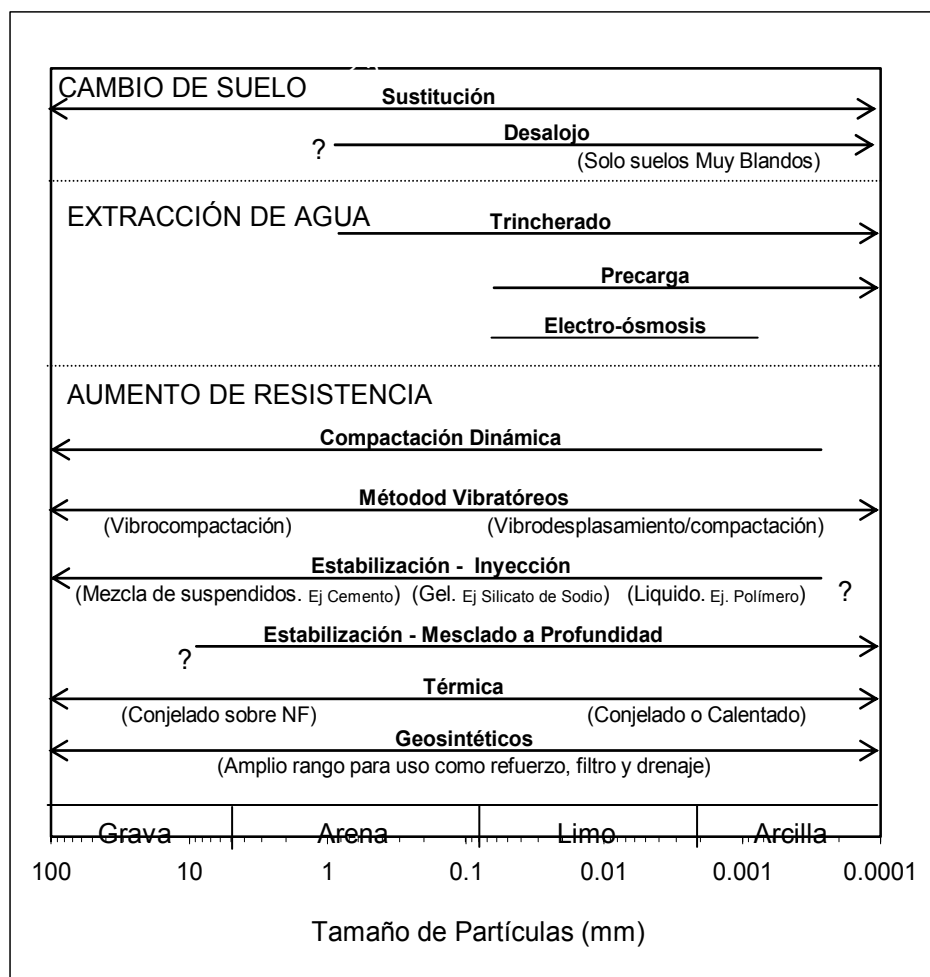


Figura 8.6: Aplicabilidad de técnicas de mejoramiento según el tamaño de partícula de suelo

8.3. ASPECTOS AMBIENTALES

8.3.1. Generalidades

La variable ambiental no puede estar desligada del quehacer geotécnico. Tanto en las obras más simples como en las más complejas, se debe contemplar el manejo ambiental desde la perspectiva de la Ingeniería Geotécnica y utilizar, para este propósito, los mejores procedimientos y prácticas que aquella proporciona.

Reconociéndose que para realizar una Evaluación de Impacto Ambiental según los procedimientos establecidos por la Secretaría Técnica Nacional Ambiental (SETENA) se requiere de un equipo multidisciplinario de trabajo, se debe contar con la participación de

un Ingeniero Geotecnista cuando el objeto de dicha evaluación involucre excavaciones, rellenos, drenajes o cuando en un proyecto de ingeniería se manipulen suelos y rocas, ya sea como fin último del proyecto o como aspecto indirecto, secundario o como medio para cumplir con el proyecto final.

Se entenderá por Evaluación Geotécnico-Ambiental toda la recopilación, interpretación, análisis y recomendaciones, concernientes a un trabajo sobre el medio ambiente, en el que los suelos y/o rocas son el objetivo o el producto de dicho trabajo.

En términos generales, dentro de un Estudio de Impacto Ambiental se debe incluir toda la labor encaminada a reducir las consecuencias negativas de la ejecución de un proyecto y establecer las medidas correctivas necesarias.

8.3.2. Ámbito de aplicación

Es necesaria la opinión geotécnica de un Estudio de Impacto Ambiental cuando de alguna manera los suelos y/o rocas están involucrados.

Particularmente, pero sin excluir otra clase de proyectos, el ámbito de aplicación incluye los casos de los rellenos sanitarios, los sitios de depositación en obras de movimiento de materiales, en tajos o canteras de explotación de materiales finos o gruesos, en el control de la erosión de laderas, en los cortes para la construcción de caminos y accesos temporales y/o permanentes, entre otros.

8.3.3. Recomendaciones específicas

A continuación se darán las recomendaciones mínimas que se deben cumplir con respecto a los casos mencionados en el apartado anterior. Debe quedar a juicio del geotecnista responsable la implementación de las investigaciones o estudios adicionales a los expuestos.

8.3.3.1. Rellenos sanitarios

Queda a juicio del ingeniero responsable decidir cuál información básica inicial se considera como necesaria para realizar su trabajo de la mejor manera.

En la determinación del espesor del suelo que se va a investigar, se deben tomar en cuenta las características y volumen del material por depositar y el tipo de subsuelo bajo consideración.

El material artificial que se debe colocar debe ser debidamente caracterizado por medio de las pruebas índice normales de la Mecánica de Suelos o Rocas. Se debe implementar un control sobre la calidad del mismo y de los trabajos que se realicen en obra, producto de recomendaciones hechas de previo por el geotecnista responsable.

Las condiciones para una correcta evaluación de los residuos líquidos se deberá estudiar; el problema puede trasladarse hacia otra área.

8.3.3.2. Botaderos

A juicio del ingeniero responsable queda por decidir cuál información básica inicial se considera como necesaria para realizar su trabajo de la mejor manera.

En la determinación del espesor por investigar se deben tomar en cuenta las características y volumen de material por depositar y el tipo de subsuelo bajo consideración.

Dependiendo del uso posterior que se le vaya a dar al botadero, se decidirá qué investigación “in situ” se requiere así como el tratamiento que se le dará al material que está siendo colocado en el lugar.

Los problemas de interrupción de la escorrentía natural se deben estudiar y proponer las recomendaciones apropiadas a juicio del geotecnista responsable.

Se deberá evitar el vertido de los materiales a los cursos de agua. Si fuera necesario hacerlo, se debe realizar una evaluación del impacto en donde se incorporarán los criterios de todas las disciplinas necesarias.

8.3.3.3. Laderas y cortes

Se debe evitar que se produzca la erosión en las laderas o cortes, para que a su vez este proceso no genere un deslizamiento o la contaminación de las aguas de ríos, lagos y océanos.

Como ya se ha dicho anteriormente, queda a juicio del ingeniero responsable la decisión sobre el tipo de información básica inicial que se considera necesaria para realizar su trabajo de la mejor manera posible.

Se utilizarán las herramientas de la Ingeniería Geotécnica para evitar los problemas de erosión y/o de deslizamientos. También se analizarán las posibilidades para preservar la estabilidad con vegetación, geosintéticos, mallas metálicas o cualquier otro sistema que el ingeniero responsable estime necesario. Se controlarán las aguas mediante drenajes, cunetas y contracunetas.

8.3.3.4. Tajos y canteras

Se entiende por tajo o cantera todo aquel lugar en donde se exploten, de manera continua o por períodos cortos o largos, materiales rocosos, gruesos o finos.

Durante el período de explotación de un tajo se requiere de la evaluación y vigilancia para que no ocurran deslizamientos que pongan en peligro la continuidad en el trabajo, la maquinaria que se está empleando o las vidas de los trabajadores.

Se vigilará que el corte que se realiza no comprometa la seguridad de las viviendas u otras construcciones civiles así como caminos existentes en la corona o en el pie.

El control de las aguas es importante y quedará a juicio del geotecnista responsable, para lo cual debe tomar en cuenta las características físicas y mecánicas de los materiales, así como la temporalidad o no del corte. Se implementarán sistemas de drenaje eficiente cunetas y contracunetas, como mínimo, para contribuir con la estabilidad general.

9. INSTRUMENTACIÓN E INSPECCIÓN

9.1. INSTRUMENTACIÓN

En terrenos heterogéneos son de esperar cambios con respecto a las condiciones geotécnicas previamente evaluadas. En general, las diferencias entre teoría y práctica, se manifiestan con mayor énfasis en la geotecnia, esto hace que se trabaje con un mayor nivel de incertidumbre que en otros campos de la Ingeniería Civil.

El avance tecnológico actual, permite observar el comportamiento de los proyectos, evaluando aquellos factores y condiciones determinantes en la vida útil de la estructura.

Las recomendaciones indicadas en este apartado se consideran generales y complementarias al criterio de la inspección. Dado que el suelo y la roca son materiales heterogéneos, en la mayoría de los casos las soluciones geotécnicas requieren evaluar su comportamiento durante el desarrollo de los proyectos.

El control y la supervisión geotécnica, se entienden como una necesidad de verificación de las condiciones iniciales, interpretadas y analizadas en el estudio de reconocimiento y exploración del subsuelo, realizado generalmente en las etapas de estudio del Proyecto. Debe entenderse que el estudio de exploración geotécnica se basa en sondeos aislados, puntuales, a los cuales se les asigna un área de influencia, con sus respectivas propiedades, características y parámetros físico-mecánicos.

El análisis e interpretación de las condiciones del medio requieren de una verificación, durante la etapa constructiva y de operación, donde el material muestra las condiciones reales, incluyendo su comportamiento ante las condiciones de trabajo.

El criterio del uso de la instrumentación se inicia con la observación visual analítica y el control topográfico básico. Dependiendo de las necesidades del proyecto y la complejidad del mismo, se selecciona un conjunto de elementos de control que, integrados, constituyen la instrumentación.

La instrumentación geotécnica consiste en una serie de técnicas e instrumentos para medir esfuerzos, deformaciones, cargas, desplazamientos, presiones de agua y parámetros relacionados con el suelo, roca y las estructuras construidas sobre el mismo. Incluye al menos una interpretación inicial de los datos y fenómenos experimentales, orientada al desarrollo, modificación o adaptación de los diseños originales de la estructura.

El control y la supervisión geotécnica requieren de información básica, obtenida de mediciones que se agrupan de la siguiente manera:

1. Mediciones y observaciones para identificar un fenómeno particular.
2. Mediciones para obtener o verificar propiedades mecánicas del suelo y la roca.

3. Mediciones y monitoreo de fenómenos pre-construcción o durante el proceso constructivo.
4. Mediciones a largo plazo para evaluación de soluciones previas o evaluación de riesgo en el tiempo.

El Cuadro 9.1 resume los controles generales y requisitos mínimos que se deben evaluar.

Cuadro 9.1: Controles generales

Control	Requisitos y problemas relacionados
1. Verificaciones de los supuestos del diseño	Perfil típico del subsuelo, localización, identificación de estratos, espesores, propiedades y naturaleza, verificación del estrato resistente. Identificaciones de condiciones y factores diferentes a los preestablecidos. Evaluación y confirmación de la resistencia y compresibilidad. Control de aguas, localización del nivel freático, filtraciones, flujo en el subsuelo y cuantificación. Nivel de perturbación de estrato resistente. Condiciones de estabilidad. Control topográfico de la excavación y puntos de carga máxima.
2. Efectos sobre terrenos aledaños	Requerimiento de protección para estructuras resistentes colindantes, control de deformaciones laterales, estabilidad de excavaciones, efecto de la hinca de pilotes y vibraciones, abatimiento de nivel freático, efecto de relleno y deformaciones laterales y asentamientos.
3. Excavaciones	Condiciones de drenaje, estabilidad de taludes, efecto del intemperismo, régimen de lluvia, carga externa perimetral, carga dinámica, duración. Control de posición y desplazamiento de estructuras de retención, giro y traslación. Medición de la presión lateral del suelo y esfuerzos en los elementos de soporte. Verificación de la falla de fondo por levantamiento.
4. Rellenos	Cumplimiento de especificaciones, calidad y graduación del material de relleno, control de humedad-densidad. Control de espesores y uniformidad. Proceso de compactación. Preparación de superficies. Condiciones ambientales, protección de relleno y sellos en tiempo lluvioso.
5. Comportamiento de la obra	Asentamientos diferenciales, inclinaciones, subpresiones, distorsión angular, agrietamientos, infiltraciones, estabilidad

del terreno, respuesta dinámica

La selección de la instrumentación para un proyecto específico, se hace en función de las variables y parámetros que se desea medir o evaluar. El Cuadro 9.2 se utiliza en forma genérica para la selección de algunos instrumentos.

Cuadro 9.2: Tipos de instrumentos

Parámetro a evaluar	Instrumentación genérica
1. Deformaciones	Gato plano o radial Medidor de grietas Sistema de convergencia y láser Sensor via Medidor de deformación Extensómetros de barra o magnéticos Celda de asentamientos Inclinómetros Asentómetro diferencial láser Cinta invar
2. Esfuerzos y carga	Celda de carga Celda de presión
3. Presiones de agua	Piezómetros ventilados Piezómetros cuerda vibrante Piezómetro neumático Piezómetro fibra óptica
4. Giros y rotación	Girómetro

9.2. INSPECCIÓN

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas. La inspección es vital para asegurar lo anterior.

Obras que califiquen como complejidad geotécnica alta y magnitud de la obra alta o especial (según el Cuadro 2.1) deberán ser supervisadas por un profesional en geotecnia, en las etapas que tengan que ver con: cimentaciones, pilotajes, excavación de sótanos, muros, apuntalamientos del terreno, flujos de agua subterránea, estabilidad del terreno, etc.

REFERENCIAS

- Asamblea Legislativa de Costa Rica, 1976. *Proyecto para hacer obligatorio el cumplimiento de las normas y construcción antisísmica elaboradas por el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica*. San José: La Gaceta.
- American Society of Civil Engineers (ASCE), 1976. *Manual on subsurface investigation for design and construction of foundations of buildings*. Manual No. 56. USA.
- American Society of Civil Engineers (ASCE), 1976. *Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering*. ASCE Conference.
- American Society of Civil Engineers (ASCE), 1996. *Rock Foundations*. Technical Engineering and Design Guides as adapted from the US Army Corps of Engineers No. 16. New York: ASCE Press.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1992. *Standard Specifications for Highway Bridges*. Washington D.C.
- Associacao Brasileira de Mecanica dos Solos, 1984. *Projeto e execucao de Fundacoes*. Sao Paulo, Brasil.
- Bishnoi, B.W., 1968. *Bearing Capacity of Jointed Rock*. Ph.D. Thesis. Civil Engineering Department, Georgia Institute of Technology.
- Bjerrum, L., 1963. Interpretation of loading tests on sand. *Proc. of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, p. 199.
- Bjerrum, L., 1969. Reduction of negative skin friction on steel piles to rock. *Proc. of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, 2, pp. 27 – 34.
- Bogantes G., R., 1999. *Propuesta de zonificación geotécnica para el área metropolitana*. Trabajo de graduación. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Bogantes G., R., et al., 2002. Zonificación Geotécnica General de Costa Rica considerando elementos edáficos y climáticos. *Memoria del VIII Seminario Nacional de Geotecnia y III Encuentro Centroamericano de Geotecnistas*, San José, pp.159 – 181.
- Boussinesq, J., 1883. *Application des Potentials à L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques*, Gauthier – Villars, Paris.
- Bowles, J.E., 1988. *Foundation Analysis and Design*. Editorial McGraw Hill.

- Broker, E.W. and Ireland, H.O., 1965. Earth Pressure at Rest Related to Stress History. *Canadian Geotechnical Journal*, 2, No. 1, pp. 1 – 15.
- Broms, B., 1964a. The lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics Division*. ASCE, 90, No. SM2, pp. 27-63.
- Broms, B., 1964b. The lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics Division*. ASCE, 90, No. SM3, pp. 123-156.
- Casagrande, A. & Fadum, R.E., 1944. Applications of Soil Mechanics in Designing Building Foundations. *Transactions*. ASCE, p. 83.
- Climent, A. y Bolaños, M., 1999. *Mapa de espesores de materiales no consolidados en el Área Metropolitana de Costa Rica*. Informe interno Instituto Costarricense de Electricidad.
- Colegio Federado de Ingenieros & Arquitectos, 2003. *Código Sísmico de Costa Rica 2002*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Committee on Earthquake Engineering, Committee on Engineering and Technical Systems and National Research Council, 1985. *Liquefaction of Soils during Earthquakes (State of the Art Report)*. National Academy Press.
- Darcy, H., 1856. *Les fontaines publiques de la Ville de Dijon Paris*.
- Das, B., 2005. *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. United States: Thomson.
- Das, B., 1990. *Principles of Foundation Engineering*. 2nd Edition. Boston, PWS-KENT Publishing Company.
- Davisson, M.T. and Gill, H.L., 1963. Laterally-loaded piles in a layered soil system. *Journal of the Soil Mechanics Division*. ASCE, 89, No. SM3, pp. 63 – 94.
- Earthquake Engineering Committee & Japan Society of Civil Engineers, 1988. *Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan*. Japan.
- Fadum, R.E., 1941. Observations and Analysis of Building Settlements in Boston. Sc.D. thesis, Harvard University.
- Geddes, J.D., 1966. Stresses in Foundation Soils due to Vertical Subsurfaces Loading. *Geotechnique*, 16, No. 3, Sept., pp. 231 – 255.
- Hiley,
- Hoek, E. et al., 2002. Hoek-Brown Criterion 2002. *Proc. NARMS-TAC Conference*, Toronto, 1, pp. 267-273.

Instituto Nacional de Vivienda y Urbanismo, 1983. *Reglamento de Construcciones*. San José: La Gaceta.

Iwasaki, T. et al., 1978. *A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies*. JSEE.

Iwasaki, T., 1985. *Liquefaction Studies in Japan State of the Art*. Technical Memory No. 2239, PWRI, August.

Jaky, J., 1944. A nyugalmi nyomas tenyezoje (The coefficient of earth pressure at rest). *Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye*, pp. 355-358.

Jiménez Salas, J.A., 1980. *Geotecnia y Cimientos III*. Madrid: Editorial Rueda.

Jurgenson, L., 1954. The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, July.

Lambe, T.W. y Whitman, R.V., 1991. *Mecánica de Suelos*. 8ª Reimpresión. México: Editorial Limusa.

Laporte, G. y Valverde, M., 1991. Elementos básicos para la identificación de problemas geotécnicos en proyectos habitacionales. *Revista del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos*, 5.

Laporte, M., 2004. Propuesta para la Escogencia del Coeficiente Dinámico para el Análisis Pseudoestático de Estabilidad de Taludes. *Memoria del III Congreso Panamericano de Enseñanza – Aprendizaje de Ingeniería Geotécnica*, Costa Rica, pp.215-226.

Law, R.T. y Caor Y.L., 1991. *Probabilistic Assessment of seismic liquefaction potential*. NRCC.

Meyerhof, G.G., 1955. Influence of Roughness of Base and Ground Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations. *Geotechnique*, 5, 227-242.

Meyerhof, G.G., 1976. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 102, No. GT3, pp. 197 – 228.

Newmark, N. M., 1942. Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Soils. *University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin 38*, Urbana.

Reese, L.C. and Matlock, H., 1956. Non-dimensional solutions for laterally-loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. *Proc. of the 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Austin, pp. 1-41.

Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.B., 1974. Analysis of laterally loaded piles in sand. *Proceedings of the Offshore Technology Conference*, Houston, paper No. OTC 2080.

- Reissner, H., 1924. "Zum Erddruckproblem" (Concerning the earth pressure problem). *Proc. 1st Int. Congress of Applied Mechanics*, Delft, pp. 295-311.
- Rico Rodríguez, A. 1988. *La ingeniería de suelos en vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas*. México: Editorial Limusa.
- Seed, H.B., and Idriss, I.M., 1971. Simplified Procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105 (2), pp. 201-255.
- Sowers, G.F., 1979. *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering*. New York: McMillan.
- Sowers, G., 1990. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. México: Editorial Limusa.
- Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, 1993. *Manual for Zonation on Seismic Geotechnical*. Sociedad Japonesa de Mecánica de Suelos.
- Tomlinson, M.J., 1957. The adhesion of piles driven in clay soils. *Proc. of 5th International Conference, ISSMFE*, London, 1, pp.66-71..
- Tomlinson, M.J., 1994. *Pile Design and Construction Practice*. 4th. Ed. London: E & FN Spon.
- US Army Corps of Engineers
- Vargas, O., 1994. *Lineamientos para la elaboración del Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Trabajo de graduación. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Westergaard, H.M., 1938. A Problem of Elasticity Suggested by a Problem of Soil Mechanics: Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets. *Contributions to Mechanics of Solids*. New York: The Macmillan Company.
- Youd, T.L. e Idriss, I.M., 2001. Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127, 10, pp. 817 – 833.

FIGURA 1.1 - TIPOS DE SUELOS DE LA HOJA LIBERIA

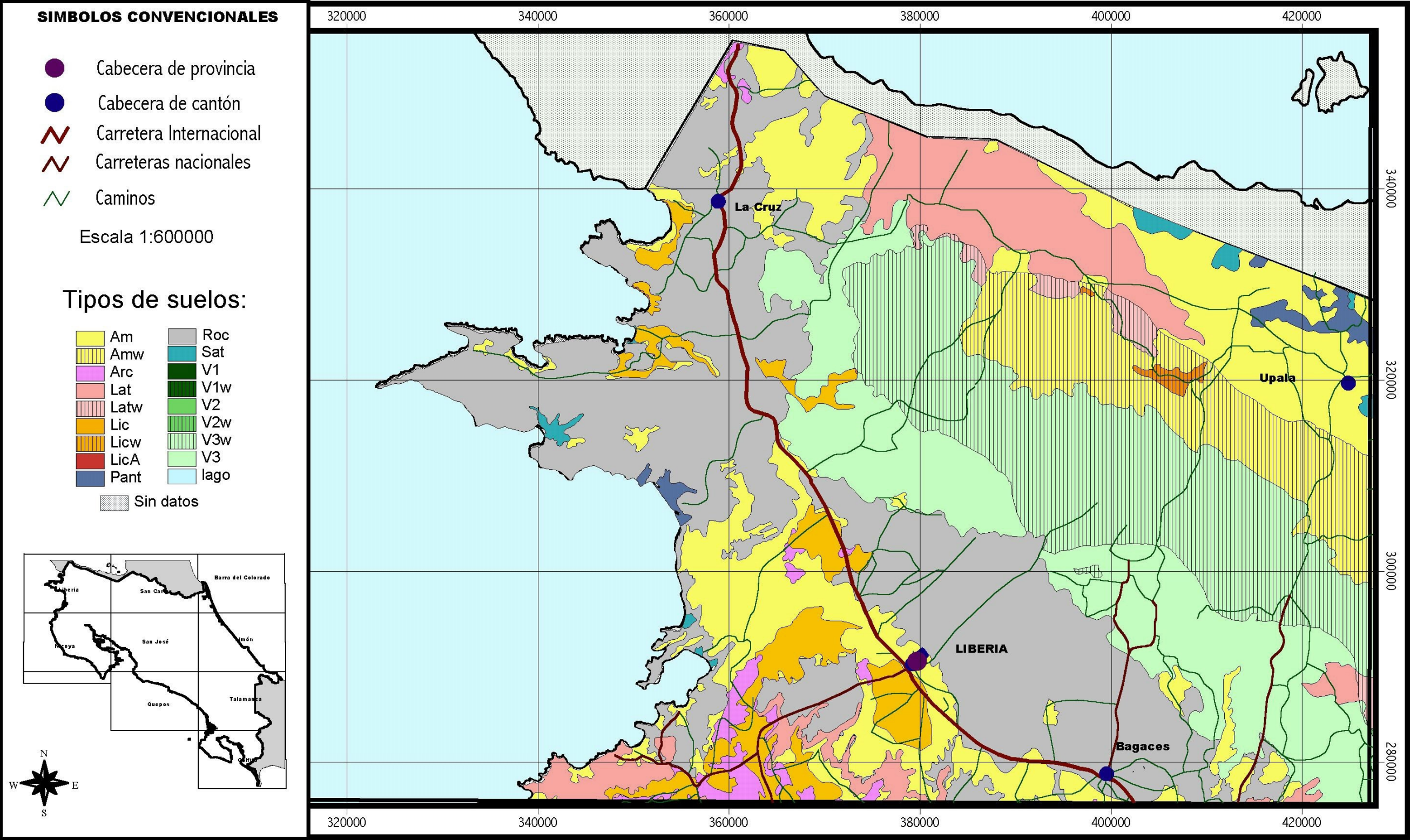


FIGURA 1.2 - TIPOS DE SUELOS DE LA HOJA SAN CARLOS

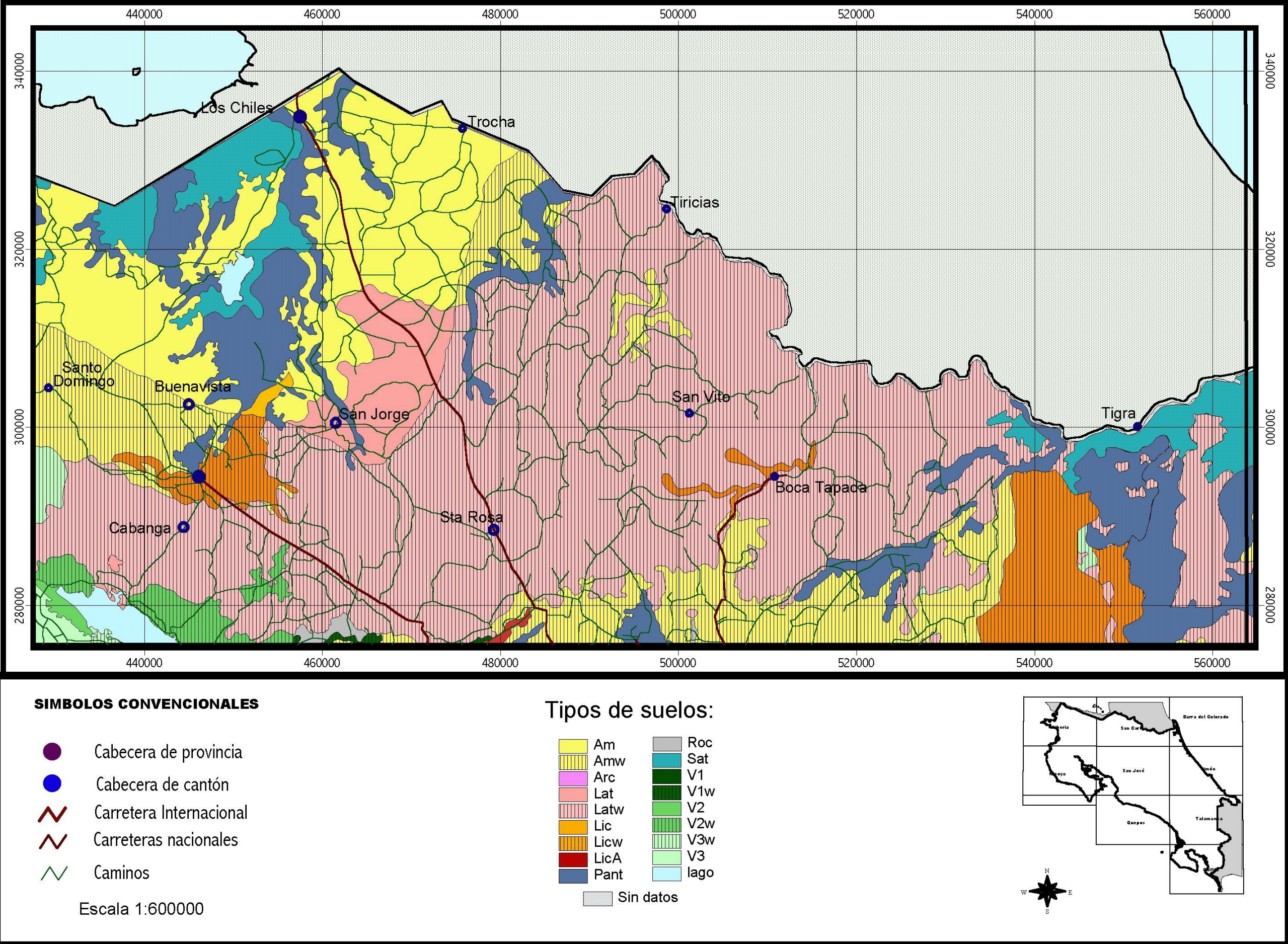


FIGURA 1.3 - TIPOS DE SUELOS DE LA HOJA BARRA DEL COLORADO

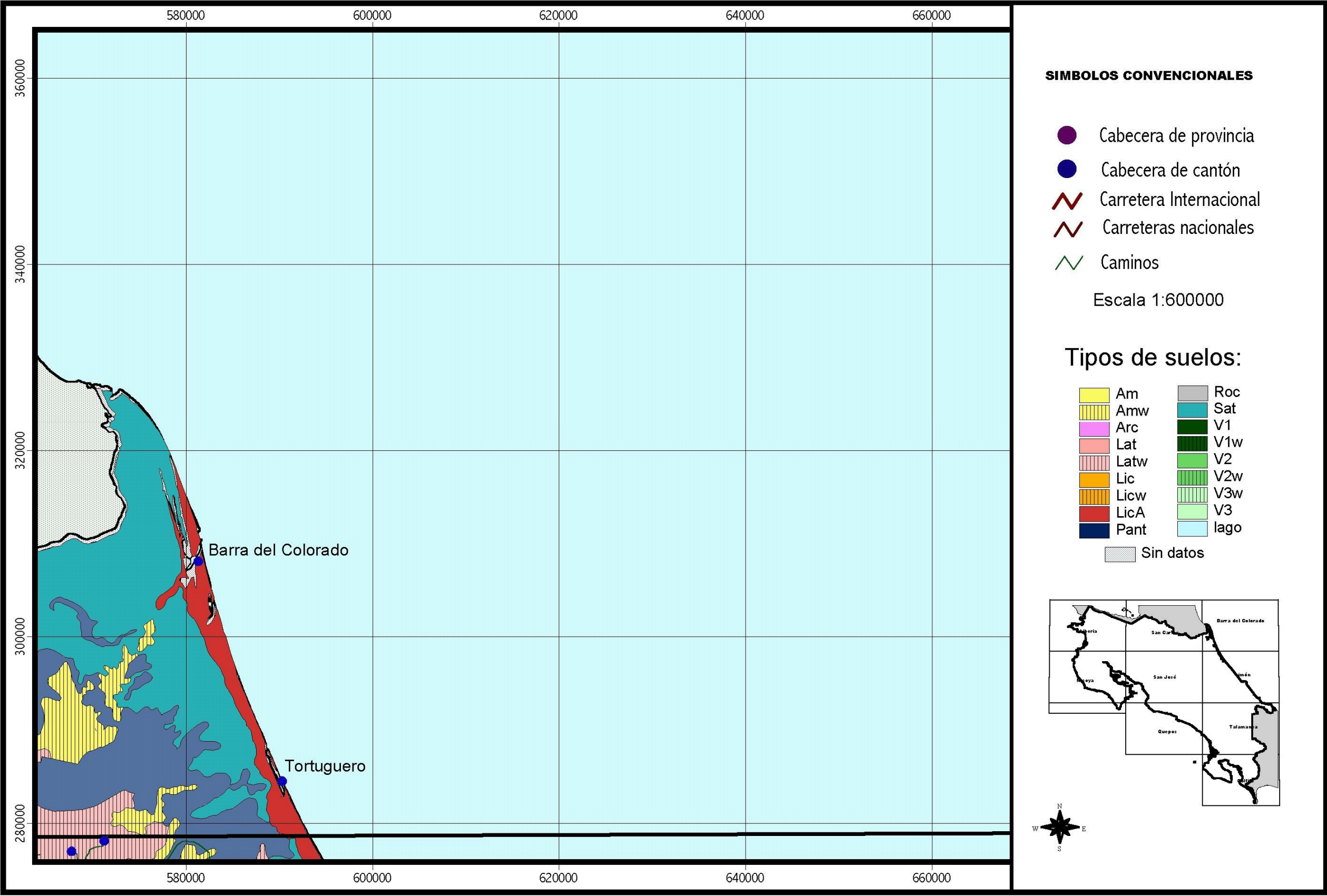


FIGURA 1.4 - TIPOS DE SUELOS DE LA HOJA NICOYA

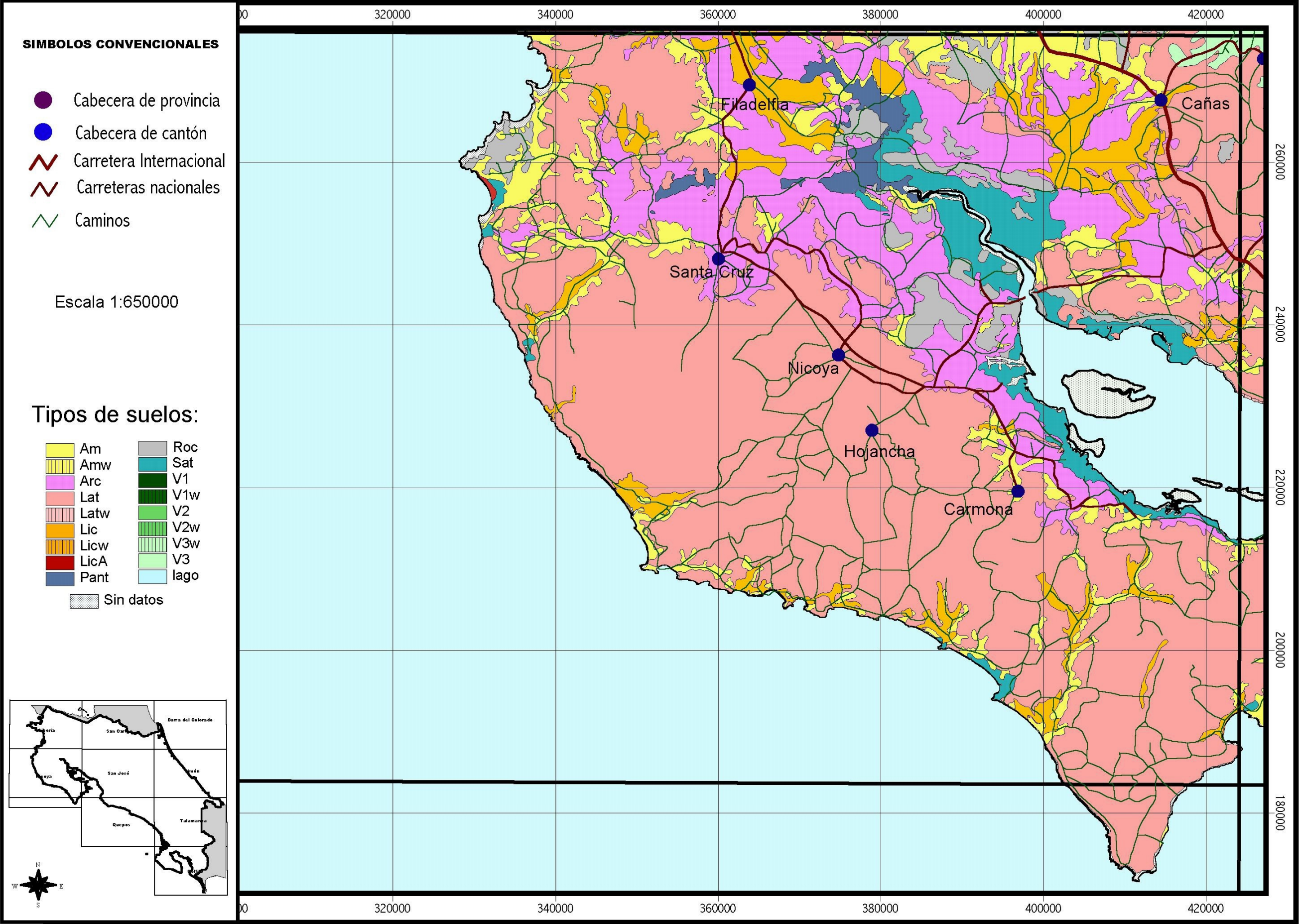


FIGURA 1.5 - TIPOS DE SUELOS DE LA HOJA SAN JOSÉ

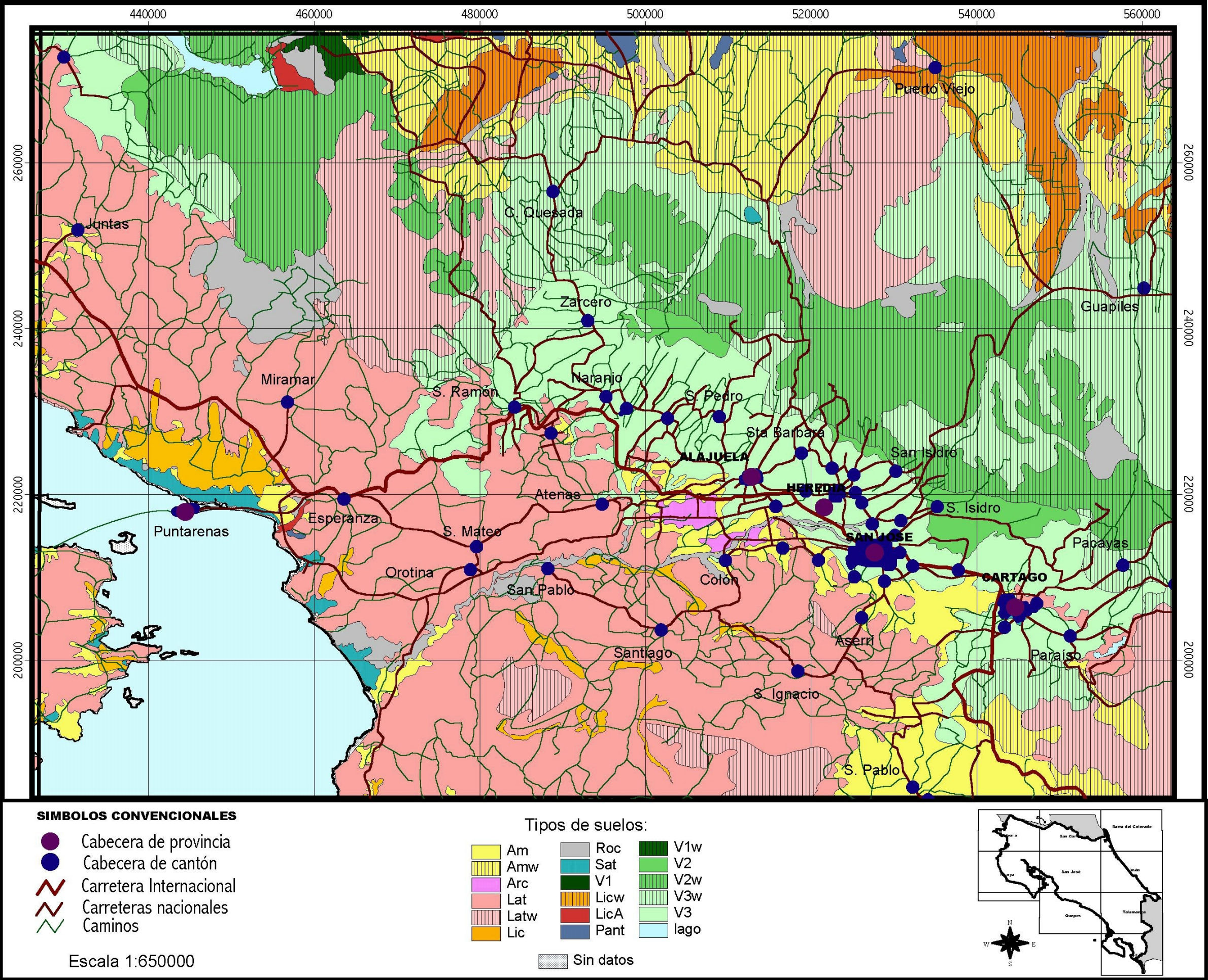


FIGURA 1.6 - TIPOS DE SUELOS DE LA HOJA LIMÓN

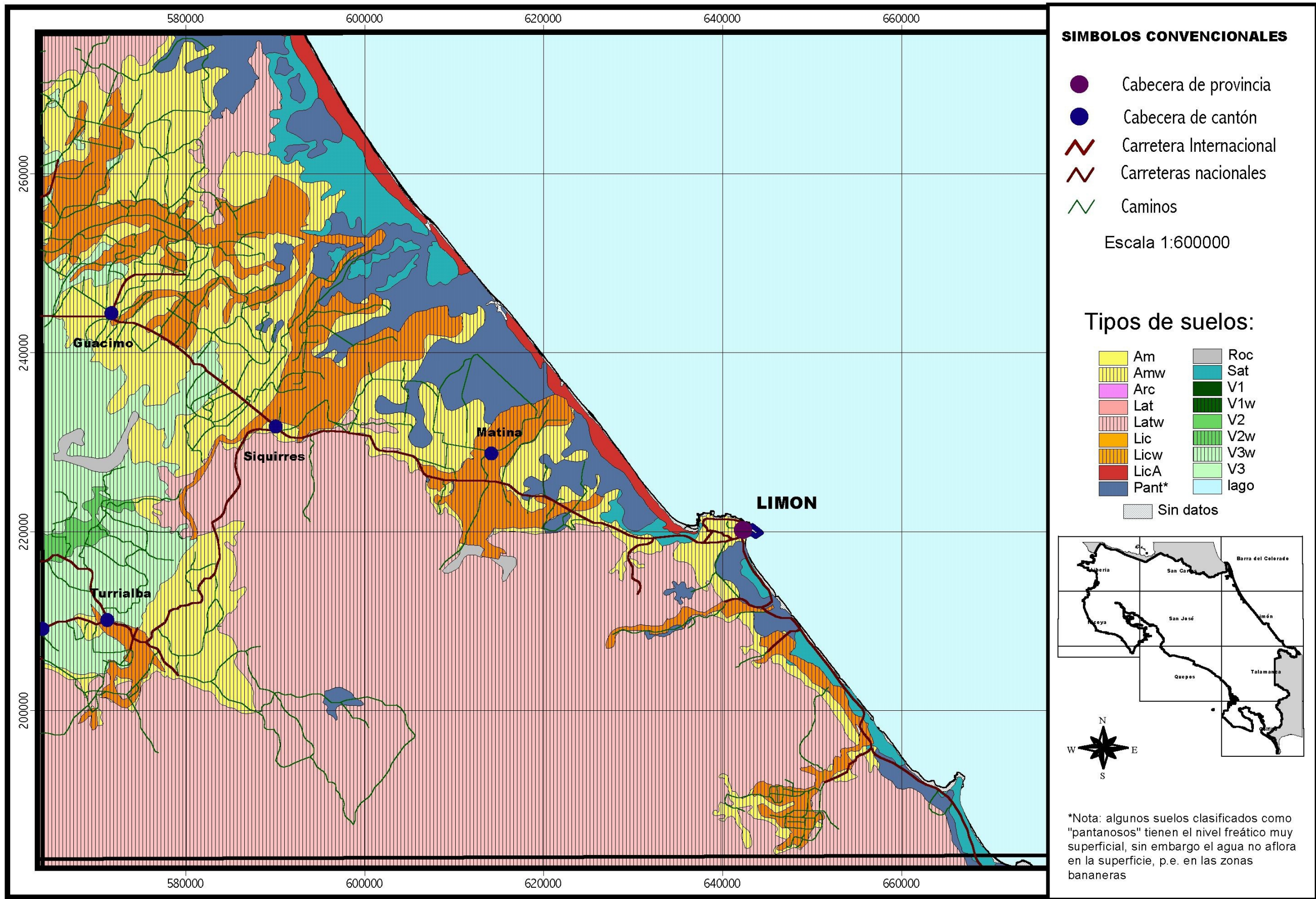


FIGURA 1.7 - TIPOS DE SUELOS DE LA HOJA QUEPOS

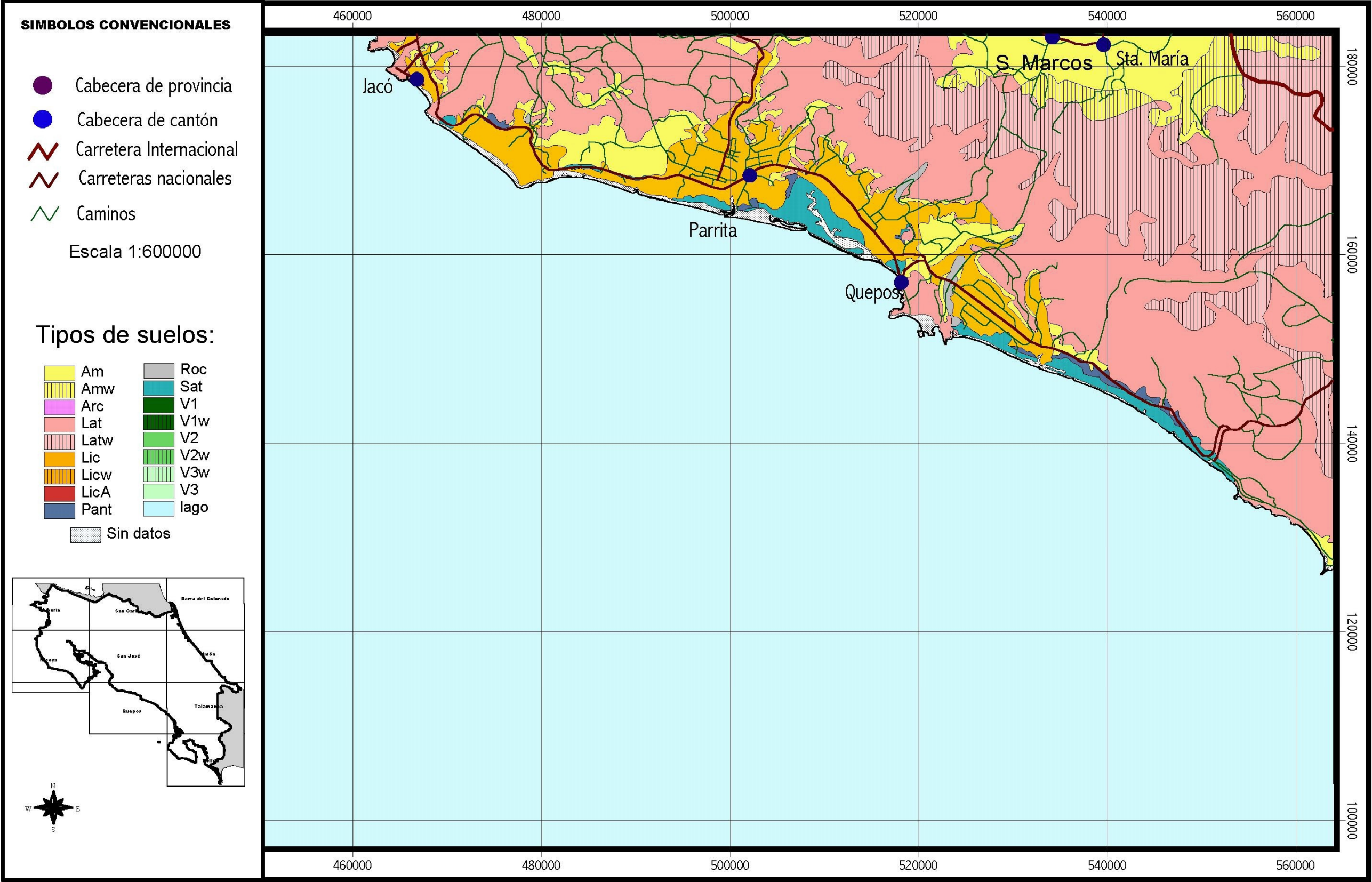


FIGURA 1.8 - TIPOS DE SUELOS DE LA HOJA TALAMANCA

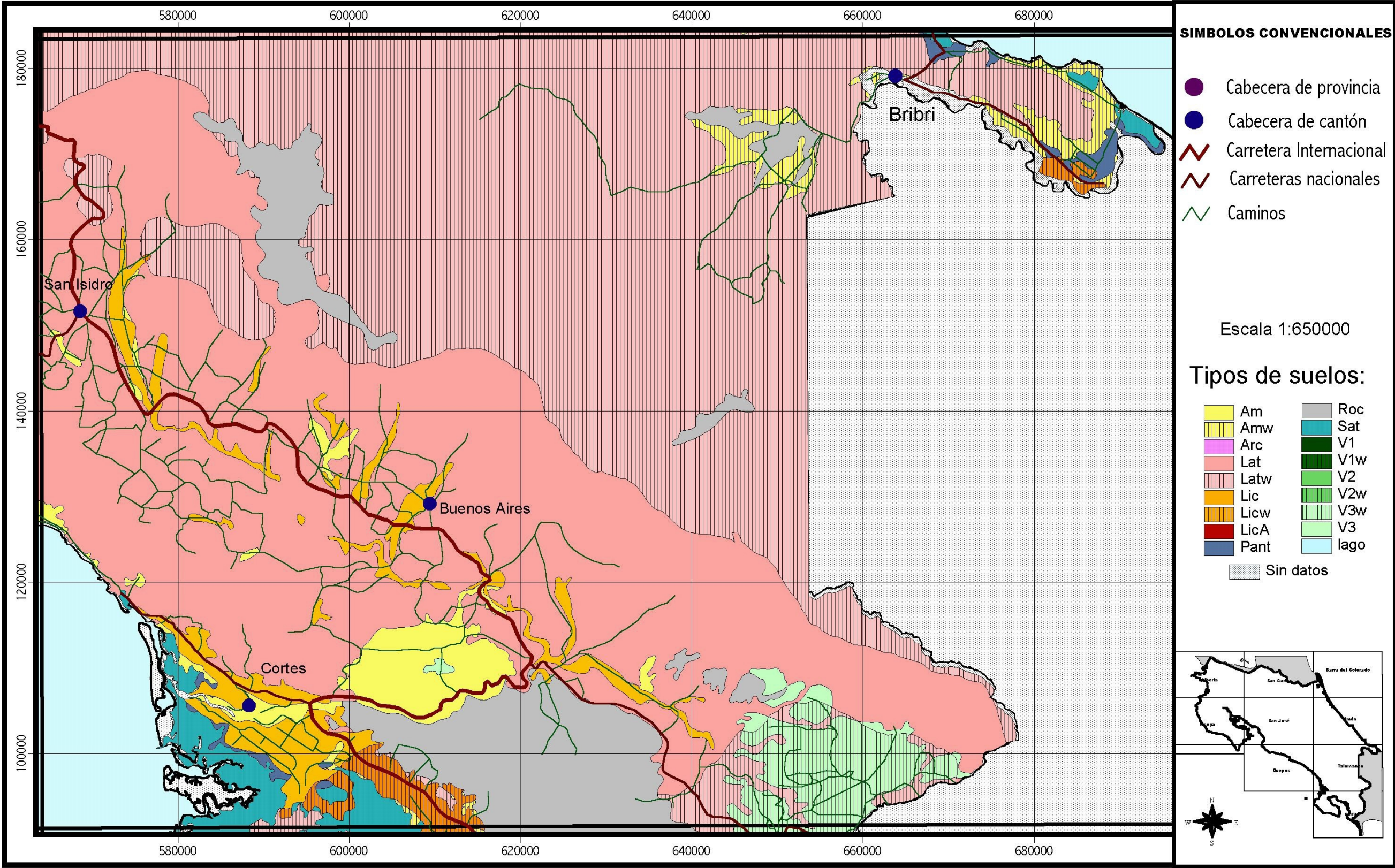
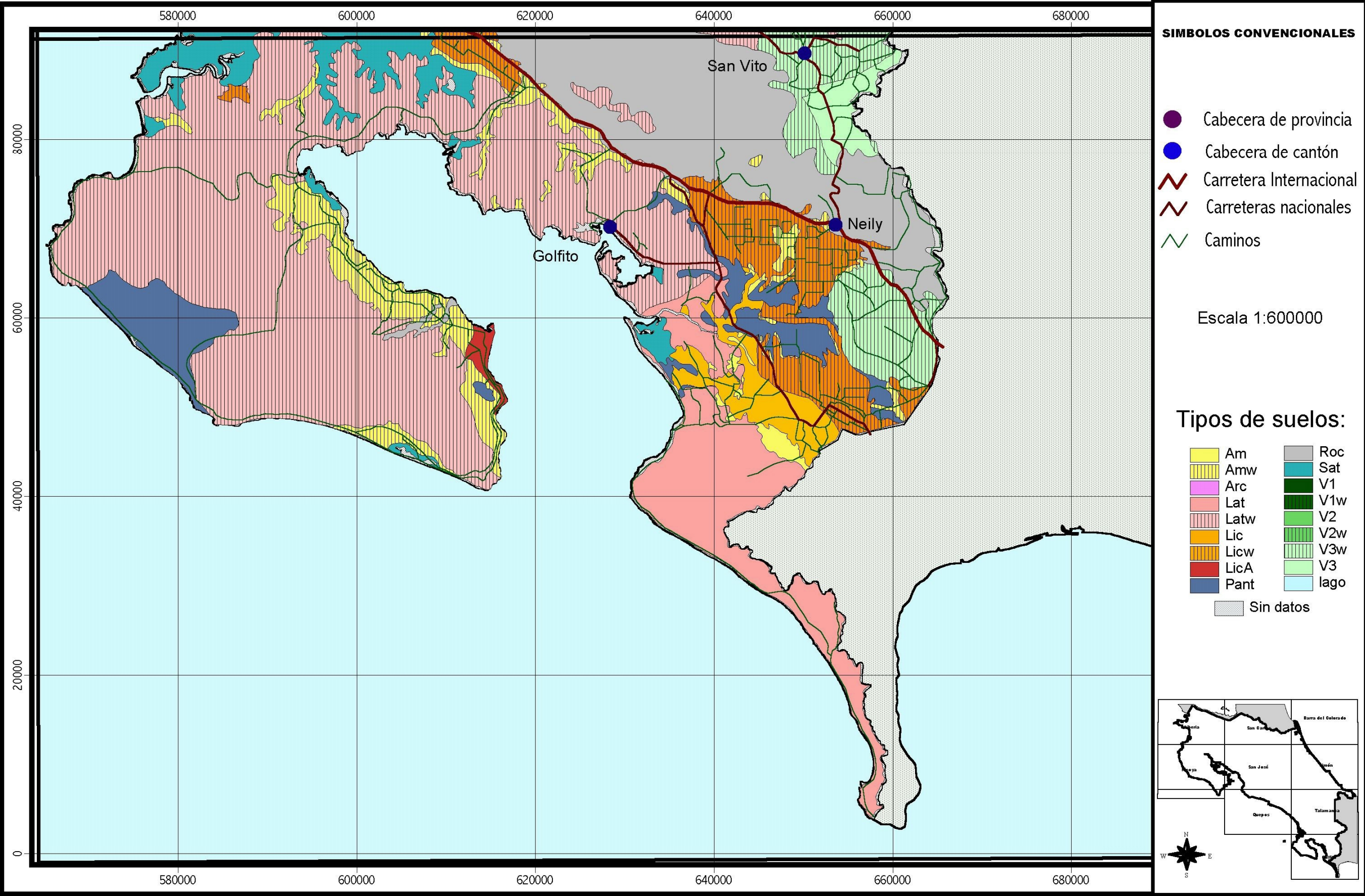


FIGURA 1.9 - TIPOS DE SUELOS DE LA HOJA GOLFITO



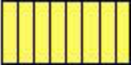
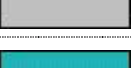
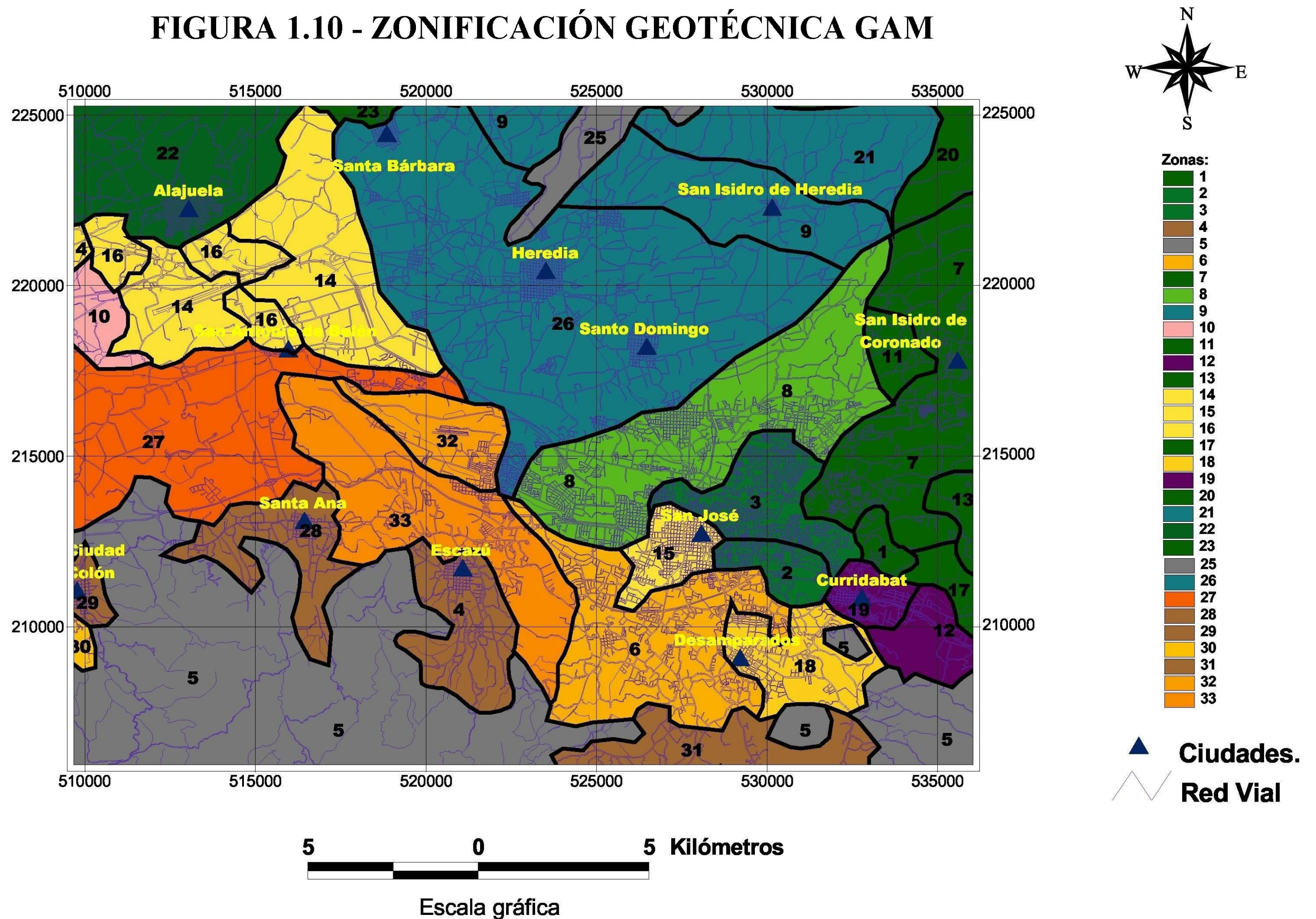
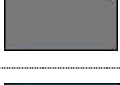
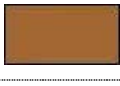
<u>Descripción</u>	<u>Características ingenieriles</u>
 Am – Suelos residuales de color amarillento	Suelos blandos, alto contenido de humedad, buena permeabilidad.
 Amw – Suelos residuales de color amarillento en zonas húmedas	Humedades naturales muy altas, con frecuencia superiores al 100%
 Arc – Suelos arcillosos de alto potencial de expansión	Muy baja permeabilidad, potencial de expansión puede ocasionar problemas
 Lat – Suelos residuales rojizos	Susceptibilidad a inestabilidad de taludes (reptación y deslizamientos)
 Latw – Suelos residuales rojizos en zonas húmedas	Humedades naturales muy altas, con frecuencia superiores al 100%
 Lic – Suelos aluviales	Susceptibilidad a licuarse, blandos y permeables
 Licw – Suelos aluviales en zonas húmedas	Humedades naturales muy altas, con frecuencia superiores al 100%
 LicA – Suelos arenosos	Susceptibilidad a licuarse, poco consolidados, nivel freático superficial
 Pant – Suelos aluviales pantanosos	Condiciones desfavorables: inundados, blandos, propensos a licuación
 Roc – Suelos de poco espesor	Roca alterada, baja permeabilidad
 Sat – Suelos aluviales saturados	Muy blandos, problemas de estabilidad en cortes, mejoramiento requerido
 V1 – Suelos volcánicos compuestos por ceniza fresca	Alta relación de vacíos, alta humedad, bajo peso unitario, colapsable, blando
 V1 – Suelos volcánicos compuestos por ceniza fresca en zonas húmedas	Humedades naturales muy altas, con frecuencia superiores al 100%
 V2 – Suelos volcánicos con gran contenido de minerales amorfos	Igual que V1, cambian propiedades al secarse
 V2 – Suelos volcánicos con gran contenido de minerales amorfos en zonas húmedas	Humedades naturales muy altas, con frecuencia superiores al 100%
 V3 – Suelos residuales de origen volcánico	Igual que V1 y V2, son del tipo MH o ML según el SUCS
 V3w – Suelos residuales de origen volcánico en zonas húmedas	Humedades naturales muy altas, con frecuencia superiores al 100%
 Sin datos	

FIGURA 1.10 - ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA GAM



<u>Zona</u>	<u>Descripción</u>	<u>Problemas asociados</u>
	1 Limos colapsables, nivel freático a menos de 5 m en invierno	Suelos profundos, consistencia suave, tipo MH, colapsable
	2 Suelos blandos, geología de depósitos piroclásticos	Pocos problemas por capacidad de soporte para estructuras livianas
	3 Suelos blandos, nivel freático a menos de 10 m en época lluviosa	Pocos problemas por capacidad de soporte para estructuras livianas
	4 Arcilla café CH, alto potencial de expansión	Derivados de abanicos aluviales, pocos problemas capacidad soporte
	5 Arcilla gris CH, muy alto potencial de expansión	Importante analizar estabilidad total de la obra
	6 Arcilla gris CH, muy alto potencial de expansión	Problemas de expansión, pocos problemas de capacidad soporte
	7 Limos colapsables, nivel freático a menos de 10 m en invierno	Suelos profundos, consistencia suave, tipo MH, colapsable
	8 Suelos blandos, geología de piroclastos	Suelo blando, profundo, MH, problemas capacidad obras pesadas
	9 Condiciones favorables de cimentación	Condiciones favorables para la cimentación de estructuras
	10 Arcilla rojiza CH de alto potencial de expansión	Lateritas, plástico, CH, analizar asentamientos en obras pesadas
	11 Suelos blandos, nivel freático a menos de 10 m en época lluviosa.	Suelos profundos, consistencia suave, tipo MH, colapsable
	12 Limos colapsables y arcilla gris subsuperficial, alto potencial de expansión	Buena consistencia para estructuras livianas, consistencia mejora en zonas de poco espesor
	13 Limos colapsables, nivel freático a menos de 5m en invierno	Suelos profundos, consistencia suave, tipo MH, colapsable
	14 Suelos blandos de alta plasticidad (arcilla CH y limos MH plásticos)	Consistencia blanda en superficie, mejora con la profundidad
	15 Suelos blandos y arcilla gris CH de un muy alto potencial de expansión	Suelos blandos, posibles problemas de capacidad de soporte
	16 Arcilla gris CH con un potencial de expansión muy alto	Consistencia blanda en superficie, mejora con la profundidad
	17 Limos colapsables, nivel freático a menos de 10 m en invierno.	Suelos profundos, consistencia suave, tipo MH, colapsable
	18 Arcilla gris CH, nivel freático se ubica a menos de 10 m todo el año	Expansión, no hay problemas de capacidad soporte en obras livianas

<u>Zona</u>	<u>Descripción</u>	<u>Problemas asociados</u>
	19 Limos colapsables y arcilla gris subsuperficial, alto potencial de expansión	Buena consistencia para estructuras livianas, consistencia mejora en zonas de poco espesor
	20 Suelos blandos, geología de depósito piroclástico	Suelos profundos, consistencia suave, tipo MH, colapsable
	21 Condiciones favorables de cimentación.	Condiciones favorables para la cimentación de estructuras
	22 Suelos blandos de alta plasticidad (arcilla CH y limos MH plásticos)	Problemas de capacidad de soporte, colapsables
	23 Suelos blandos, geología lávica, Formación Barva	Pocos problemas por capacidad de soporte para estructuras livianas
	25 Colada de lava Los Ángeles, roca muy cerca de la superficie	Dificulta movimientos de tierra y operación de tanques sépticos
	26 Condiciones de cimentación favorables	Condiciones favorables para la cimentación de estructuras
	27 Arcilla negra superficial, subyacida por arcilla gris (muy alto potencial de expansión)	Problemas de expansión, baja permeabilidad de los suelos
	28 Arcilla gris y café CH, de alto potencial de expansión	Derivados de abanicos aluviales, pocos problemas capacidad soporte
	29 Arcilla gris y café CH, de alto potencial de expansión	Derivados de abanicos aluviales, pocos problemas capacidad soporte
	30 Arcilla gris con un potencial de expansión muy alto	Problemas de expansión, no es de esperar otro tipo de problemas
	31 Arcilla gris y café CH, de alto potencial de expansión	Derivados de abanicos aluviales, pocos problemas capacidad soporte
	32 Arcilla gris CH de muy alto potencial de expansión	No es de esperar problemas de suelos blandos, posible expansión
	33 Arcilla gris CH de muy alto potencial de expansión	Problemas de estabilidad en zonas escarpadas, expansión de arcilla

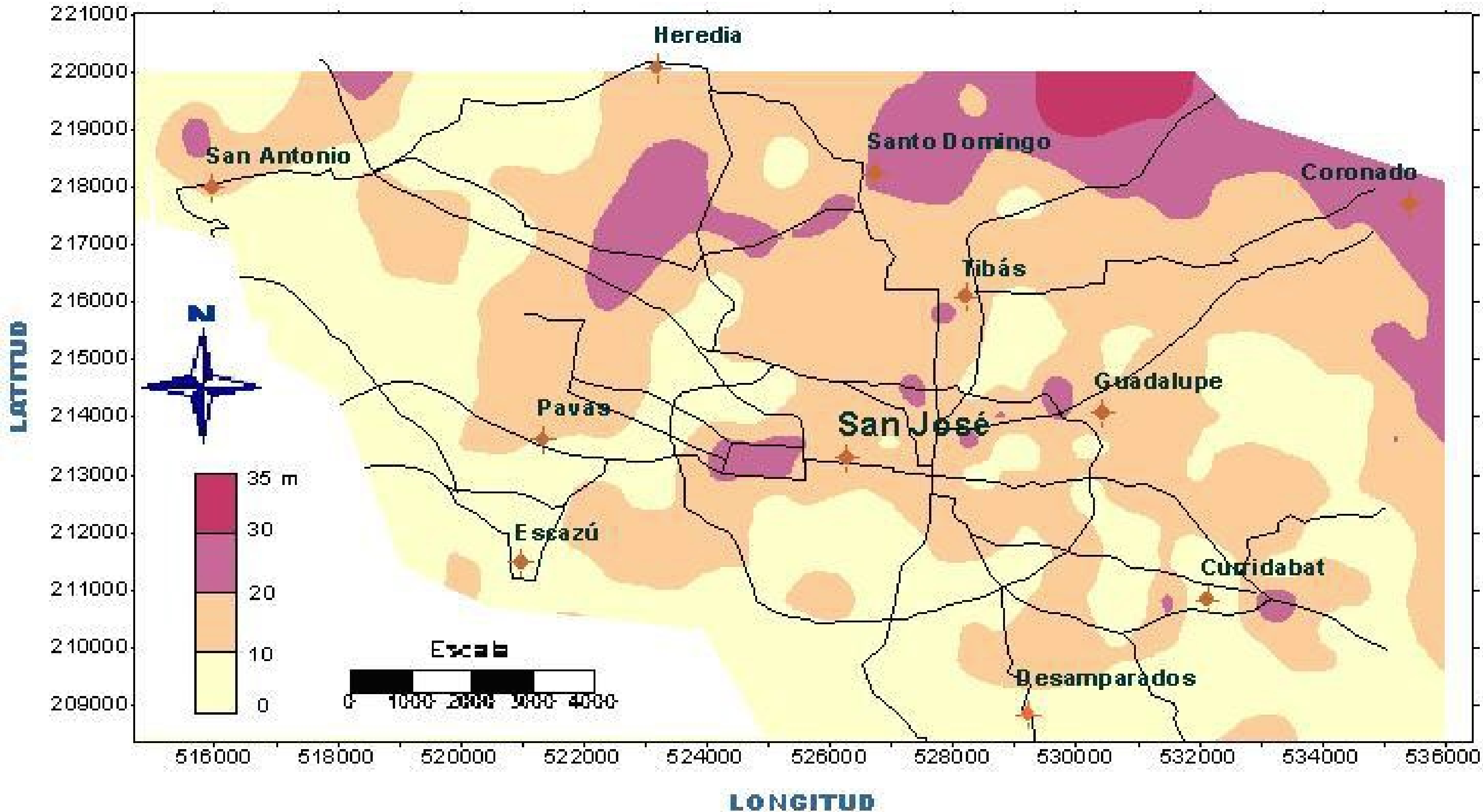


FIGURA 1.11 - MAPA DE ESPESORES DE LA GAM