

**MANUAL DE PROCESOS GEOTECNICOS DE ACUERDO A LA NORMA SISMO
RESISTENTE NSR-98**

**CLAUDIA JULIANA MARTINEZ LEAL
LEONARDO SALAS RINCON**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

**MANUAL DE PROCESOS GEOTECNICOS DE ACUERDO A LA NORMA SISMO
RESISTENTE NSR-98**

**CLAUDIA JULIANA MARTINEZ LEAL
LEONARDO SALAS RINCON**

**TRABAJO PARA OPTAR POR EL TITULO EN
INGENIERIA CIVIL**

DIRECTOR:

Ingeniero Civil, WILFREDO DEL TORO RODRÍGUEZ

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

DEDICATORIA

A Dios, por que cada día de mi vida me brinda la oportunidad de salir adelante junto a las personas que amo. A mi familia, a Julián y nuestros hijos Alejandro y Mariana por su amor, comprensión, apoyo y por ser la razón de mi existir.

A mi padre Ismael, mi tía Hermelinda y mis hermanos Diego y Paula, quienes con su amor, ejemplo, entrega y dedicación han hecho posible hacer de este sueño una realidad.

A mis demás familiares por creer en mí y ofrecerme su cariño sincero y su ayuda incondicional.

A mis amigos y compañeros por acompañarme en los buenos y malos momentos que se presentaron durante la carrera.

Claudia Juliana Martínez leal

*A Dios por brindarme cada oportunidad en mi vida, afrontándola
con paciencia y sabiduría.*

*A mis Padres Gonzalo Salas e Inés Rincón, por darme la vida. A mi
madre darle las gracias por ser ella la persona que más admiro y
respeto, porque cada sudor de su frente se encuentra almacenado
dentro de mí ser.*

*A mi esposa Nubia Ardila por tantos años de lucha incondicional.
Gracias por ser la compañía e inspiración de mis sueños y metas,
porque contigo, todo es más emocionante y alegre.*

*A mis hermanos por ser ellos mi ejemplo a seguir y porque sé que
nunca dejaron de creer en mí.*

*A mi gran amigo Joan Manuel Mercado por ofrecerme una amistad
sincera, dando apoyo y respaldo ante las experiencias vividas.*

*Y a todas esas personas que siempre han creído en mí, dando buenas
energías en mi vida.*

Leonardo Salas Rincón

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION.....	1
1. JUSTIFICACION	3
2. OBJETIVOS.....	4
2.1. OBJETIVO GENERAL.....	4
2.1.1. Objetivos específicos.....	4
3. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORESISTENTE.....	5
3.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES, DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO [A.1.3].....	5
3.1.1. Estudios geotécnicos [A.1.3.2].....	5
3.1.2. Diseño de la cimentación [A.1.3.5].....	5
3.1.3. Combinación de las diferentes solicitaciones [Paso 11 de A.1.3.4]	6
3.1.4. Supervisión técnica exigida por los diseñadores [A.1.3.9.3]	7
3.2. CONSIDERACIONES ESPECIALES [A.1.4]	7
3.2.1. Por tamaño y grupo de uso [A.1.4.1]	7
3.3. DISEÑOS, PLANOS, MEMORIAS Y ESTUDIOS [A.1.5]	8
3.3.1. Estudio geotécnico [A.1.5.4].....	8
3.4. EFECTOS LOCALES DIFERENTES [A.2.1.2.2].....	9
3.5. EFECTOS LOCALES [A.2.4].....	9
3.6. TIPOS DE PERFIL DE SUELO [A.2.4.1].....	10
3.6.1. Perfil de suelo S ₁ [A.2.4.1.1]	10
3.6.2. Perfil de suelo S ₂ [A.2.4.1.2]	11
3.6.3. Perfil de suelo S ₃ [A.2.4.1.3]	12

3.6.4. Perfil de suelo S_4 [A.2.4.1.4]	12
3.6.5. Procedimiento alternativo [A.2.4.1.5]	12
3.6.6. Estabilidad del depósito de suelo [A.2.4.1.6]	14
3.6.7. Perfiles provenientes de estudios de microzonificación [A.2.4.1.7]	14
3.7. COEFICIENTE DE SITIO [A.2.4.2]	14
3.8. GRUPOS DE USO	15
3.8.1. Grupo IV. Edificaciones indispensables [A.2.5.1.1]	15
3.8.2. Grupo III. Edificaciones de atención a la comunidad [A.2.5.1.2]	16
3.8.3. Grupo II. Estructuras de ocupación especial [A.2.5.1.3]	16
3.8.4. Grupo I. Estructuras de ocupación normal [A.2.5.1.4]	17
3.9. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA [A.2.5.2]	17
3.10. ESPECTRO DE DISEÑO [A.2.6]	18
3.11. FAMILIAS DE ACELEROGRAMAS [A.2.7]	19
3.12. ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN [A.2.9]	20
3.13. EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R [A.2.9.4]	23
3.14. MÉTODOS DE ANÁLISIS [A.3.4]	24
3.15. EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES [A.3.6] ..	24
3.15.1. Dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas [A.3.6.3]	25
3.15.2. Casos en los cuales hay que tener en cuenta los efectos ortogonales [A.3.6.3.1]	25
3.15.3. Efectos ortogonales [A.3.6.3.2]	25
3.16. AMARRES Y CONTINUIDAD [A.3.6.4]	26
3.16.1. Partes de la edificación [A.3.6.4.1]	26
3.16.2. Vigas de amarre en la cimentación [A.3.6.4.2]	26
3.17. FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES [A.3.7]	27
.....	27
3.17.1. Sistema de resistencia sísmica [A.3.7.1]	27
3.17.2. Cimentación [A.3.7.2]	27

3.18. INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA [A.7]	28
3.18.1. Definición [A.7.1.1]	28
3.18.2. Efectos asociados con la interacción suelo–estructura [A.7.1.2]	29
3.18.3. Procedimiento recomendado [A.7.1.3]	30
3.19. INFORMACIÓN GEOTECNICA [A.7.2]	30
3.19.1. Exploración [A.7.2.1]	30
3.19.2. Laboratorio [A.7.2.2]	30
3.19.3. Interpretación [A.7.2.3]	31
3.19.4. Revisión y evaluación de los resultados [A.7.2.4]	31
3.20. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL [A.7.3]	31
3.20.1. Tipo de modelo [A.7.3.1]	31
3.20.2. Fuerzas de diseño de los elementos estructurales [A.7.3.2]	32
3.20.3. Derivas [A.7.3.3]	32
3.20.4. Cortante sísmico en la base [A.7.3.4]	32
3.20.5. Valores máximos y mínimos de los efectos de interacción suelo– estructura [A.7.3.5]	33
3.21. REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DEL GRUPO DE USO IV [A.12]	33
3.21.1. Espectro del umbral de daño [A.12.3.1]	33
4. CARGAS	35
4.1. FUERZAS CAUSADAS POR DEFORMACIONES IMPUESTAS [B.1.2.1.3]	35
4.2. COMBINACIONES DE CARGA PARA SER UTILIZADAS CON EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO O EN LAS VERIFICACIONES DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO [B.2.3]	35
4.2.1. Combinaciones básicas [B.2.3.1]	35
4.2.2. Fuerzas sísmicas [B.2.3.2]	36
4.2.3. Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de diseño [B.2.3.2.1]	36
4.2.4. Verificación de esfuerzos para el sismo de umbral de daño [B.2.3.2.2]	36

4.2.5. Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de umbral de daño [B.2.3.2.3]	37
4.2.6. Otras combinaciones de carga [B.2.3.3]	37
4.3. CARGAS TRANSITORIAS [B.2.3.4]	37
4.4. COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO O MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL, USANDO EL MÉTODO DEL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA [B.2.4].....	38
4.4.1. Aplicabilidad [B.2.4.1]	38
4.4.2. Combinaciones básicas [B.2.4.2]	38
4.5. EMPUJE EN MUROS DE CONTENCIÓN DE SÓTANOS [B.5.1]	40
4.6. PRESIÓN ASCENDENTE, SUBPRESIÓN, EN LOSAS DE PISO DE SÓTANOS [B.5.2]	40
4.7. SUELOS EXPANSIVOS [B.5.3]	41
4.8. ZONAS INUNDABLES [B.5.4].....	41
5. CONCRETO ESTRUCTURAL.....	42
5.1. CARGAS Y REACCIONES [C.15.2].....	42
5.2. ZAPATAS QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES CIRCULARES O EN FORMA DE POLÍGONO REGULAR [C.15.3].....	43
5.3. MOMENTO EN LA ZAPATA [C.15.4].....	43
5.4. CORTANTE EN LAS ZAPATAS [C.15.5].....	45
5.5. DESARROLLO DEL REFUERZO EN LAS ZAPATAS [C.15.6]	46
5.6. ESPESOR MÍNIMO DE LA ZAPATA [C.15.7].....	47
5.7. TRANSFERENCIA A LA ZAPATA DE LAS FUERZAS EN LA BASE DE LA COLUMNA, MURO O PEDESTAL REFORZADO [C.15.8].....	47
5.8. CONSTRUCCIÓN VACIADA EN SITIO [C.15.8.2].....	48
5.9. CONSTRUCCIÓN PREFABRICADA [C.15.8.3].....	49
5.10. ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS [C.15.9].....	49
5.11. ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE FUNDACIÓN [C.15.10]	50
5.12. PILOTES Y CAISSONS [C.15.11].....	50

5.12.1. Alcance [C.15.11.1]	50
5.12.2. Anclaje del refuerzo [C.15.11.2]	51
5.12.3. Esfuerzos axiales máximos [C.15.11.3]	51
5.12.4. Esfuerzos de flexión [C.15.11.4].....	52
5.13. CUANTÍAS MÍNIMAS Y LONGITUDES MÍNIMAS DE ARMADO	
[C.15.11.5]	52
5.13.1. Pilotes y caissons vaciados in-situ [C.15.11.5.1].....	52
5.13.2. Pilotes con camisa de acero [C.15.11.5.2]	53
5.13.3. Tubería rellena de concreto [C.15.11.5.3]	53
5.13.4. Pilotes prefabricados de concreto reforzado [C.15.11.5.4].....	53
5.13.5. Pilotes prefabricados de concreto preesforzado [C.15.11.5.5].....	54
5.13.6. Pilotes de perfil laminado de acero [C.15.11.5.5].....	54
5.14. MUROS Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN [C.15.12].....	55
5.15. VIGAS DE AMARRE DE LA CIMENTACIÓN [C.15.13]	56
5.15.1. Fuerzas de diseño [C.15.13.1].....	56
5.15.2. Dimensiones mínimas [C.15.13.3]	56
5.15.3. Refuerzo longitudinal [C.15.13.2]	57
5.15.4. Refuerzo transversal [C.15.13.4].....	57
5.16. ELEMENTOS DE LA FUNDACIÓN [C.21.9]	57
5.16.1. General [C.21.9.1].....	57
5.16.2. Vigas de amarre [C.21.9.2]	57
5.16.3. Zapatas y dados de pilotes y caissons [C.21.9.3]	60
5.16.4. Zapatas combinadas y losas de fundación [C.21.9.4]	61
5.16.5. Pilotes y caissons [C.21.9.5]	62
5.16.6. Muros y estructuras de contención [C.21.9.6].....	62
5.17. ZAPATAS [C.22.7]	63
5.17.1. Cortante en zapatas de concreto simple [C.22.7.6]	64
5.18. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS [C.11.12]	65
5.19. TRANSFERENCIA DE MOMENTO EN CONEXIONES LOSA- COLUMNA [C.11.12.6].....	69

6. MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL	73
6.1. REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTACIONES [D.4.4]	73
6.1.1. Anclaje en la cimentación del refuerzo de los muros [D.4.4.2]	73
6.1.2. Tolerancia de localización del refuerzo de empalme con el muro [D.4.4.3]	73
6.1.3. Vaciado de los elementos de cimentación [D.4.4.4]	74
6.1.4. Alineamiento horizontal [D.4.4.5]	74
6.1.5. Corrección del alineamiento del cimiento [D.4.4.6]	74
7. CASAS DE UNO Y DOS PISOS	76
7.1. CIMENTACIONES [E.5]	76
7.1.1. Sistema de cimentación [E.5.1.1]	76
7.1.2. Configuración en planta [E.5.1.2]	76
7.1.3. Estudio geotécnico [E.5.1.3]	77
7.1.4. Investigación mínima [E.5.1.4]	77
7.2. CIMIENTOS EN MALLAS DE CICLÓPEO Y VIGAS DE CIMENTACIÓN [E.5.2]	78
7.2.1. General [E.5.2.1]	78
7.2.2. Elementos transversales [E.5.2.2]	78
7.2.3. Viga de amarre [E.5.2.3]	79
7.2.4. Dimensiones [E.5.2.4]	79
7.2.5. Refuerzo [E.5.2.5]	79
7.2.6. Especificaciones del concreto [E.5.2.6]	79
7.3. CIMIENTOS EN MALLAS DE CONCRETO REFORZADO [E.5.3]	80
7.3.1. General [E.5.3.1]	80
7.3.2. Cimientos excéntricos [E.5.3.2]	80
7.3.3. Refuerzo mínimo [E.5.3.3]	81
7.3.4. Resistencia del refuerzo [E.5.3.3.1]	81
7.4. INSTALACIONES HIDROSANITARIAS [E.5.4]	81
7.4.1. Instalaciones sobrepuestas [E.5.4.1]	81
7.4.2. Instalaciones empotradas [E.5.4.2]	82

7.4.3. Perforaciones para instalaciones [E.5.4.2.1]	82
7.4.4. Instalaciones enterradas [E.5.4.3]	83
7.5. CONTRAPISOS [E.5.5]	83
7.5.1. General [E.5.5.1]	83
7.5.2. Mortero [E.5.5.2]	83
7.5.3. Vaciado [E.5.5.3]	84
7.6. ESPECIFICACIONES ESPECIALES [E.5.6]	84
7.6.1. Juntas [E.5.6.1]	84
7.6.2. Muros divisorios no estructurales [E.5.6.2]	84
7.6.3. Suelos compresibles [E.5.6.3]	84
7.6.4. Construcciones en ladera [E.5.6.4]	85
7.7. RECOMENDACIONES ADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN PARA CIMENTACIONES [E.6.2]	85
7.7.1. Preparación del terreno [E.6.2.1]	85
7.7.2. Zanjas [E.6.2.2]	86
7.7.3. Colocación de las armaduras [E.6.2.3]	86
7.7.4. Colocación del concreto [E.6.2.4]	86
8. DISEÑOS GEOTECNICOS	87
8.1. GENERALIDADES [H.4.1.1]	87
8.2. ESTADOS LÍMITES [H.4.1.2]	87
8.2.1. Estado límite de falla [H.4.1.2.1]	87
8.2.2. Estado límite de funcionamiento o servicio [H.4.1.2.2]	88
8.3. MODOS DE FALLA [H.4.1.3]	89
8.3.1. Esfuerzo cortante generalizado [H.4.1.3.1]	89
8.3.2. Punzonamiento [H.4.1.3.2]	90
8.3.3. Esfuerzo cortante localizado [H.4.1.3.3]	90
8.4. CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES	92
8.4.1. Método NSR-98 [H.4.1.4]	93
8.4.2. Método de Terzaghi	94

8.4.3. Método de capacidad de carga por nivel de agua freático ^l	100
8.4.4. Método de Meyerhof	102
8.4.5. Método de Skempton	103
8.5. FACTORES DE LA CAPACIDAD DE CARGA	105
8.6. FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN	109
8.7. CAPACIDAD DE CARGA PARA CASOS ESPECIFICOS	111
8.7.1. Capacidad de carga de cimentaciones sobre suelos formados por gravas o por gravas y arenas	111
8.7.2. Capacidad de carga de zapatas colocadas sobre arenas.....	111
8.7.3. Capacidad de carga admisible de las rocas	113
8.7.4. Efecto de la compresibilidad en el suelo	115
8.7.5. Capacidad de carga de suelos estratificados: suelo más fuerte sobre suelo más débil.....	118
8.8. FACTORES DE SEGURIDAD A LA FALLA	125
8.8.1. Método NSR – 98 [H.4.1.7].....	125
8.8.2. Factor de seguridad para cimentaciones superficiales ^l	125
8.9. ASENTAMIENTOS [H.4.1.8]	127
8.9.1. Asentamientos inmediatos [H.4.1.8.1]	128
8.9.2. Asentamientos por consolidación [H.4.1.8.2]	137
8.9.3. Asentamientos secundarios [H.4.1.8.3].....	138
8.10. EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS [H.4.1.9]	138
8.10.1. Clasificación [H.4.1.9.1]	138
8.10.2. Límites de asentamientos totales [H.4.1.9.1]	139
8.10.3. Límites de asentamientos diferenciales [H.4.1.9.2].....	140
8.10.4. Límites de giro [H.4.1.9.4].....	140
8.11. RESULTANTES Y EXCENTRICIDADES [H.4.1.12]	141
8.12. EFECTOS DE LA EXCENTRICIDAD EN LA CAPACIDAD DE CARGA....	141
8.12.1. Excentricidad en una dirección	144
8.12.2. Excentricidad en dos direcciones.....	145
8.13. GENERALIDADES	151

8.14. CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES [H.4.1.5]	154
8.15. RESISTENCIA DE PUNTA, Q_{up}	156
8.15.1. Método NSR - 98 [H.4.1.5.1]	156
8.15.2. Método de Meyerhof (1976)	159
8.15.3. Método de Janbú (1976)	163
8.15.4. Método de Coyle y Castello (1981)	164
8.15.5. Método de Vésic (1977)	165
8.16. RESISTENCIA POR FRICCION (SUPERFICIAL), Q_S	167
8.16.1. Coyle y Castello (1981)	169
8.16.2. Meyerhof (1976)	171
8.16.3. Método NSR – 98 [H.4.1.5.2]	171
8.16.4. Método β [H.4.1.5.3.b]	172
8.16.5. Método λ [H.4.1.5.3.c]	173
8.16.6. Método α [H.4.1.5.3.a]	174
8.16.7. Método ρ [H.4.1.5.3.d]	175
8.17. FRICCION SUPERFICIAL NEGATIVA	176
8.17.1. Relleno de arcilla sobre suelo granular (figura 42.a)	177
8.17.2. Relleno de suelo granular sobre arcilla (figura 42.b)	178
8.18. ASENTAMIENTOS DE PILOTES	179
8.19. EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS	183
8.20. GENERALIDADES [H.4.2.1]	183
8.21. EMPUJE TOTAL LATERAL [H.4.2.1.1]	184
8.22. COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS [H.4.2.2]	184
8.22.1. Coeficiente de presión lateral de tierras [H.4.2.2.2]	188
8.22.2. Empuje lateral de tierras [H.4.2.2.3]	188
8.23. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN CONDICIONES ESTABLES	188
8.24. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN REPOSO	189
8.24.1. Suelo Normalmente consolidado [H.4.2.3.1]	190
8.24.2. Suelo Preconsolidado [H.4.2.3.2]	191
8.24.3. Terreno inclinado [H.4.2.3.3]	192

8.25. ESTADO ACTIVO [H.4.2.4]	192
8.25.1. Método de Rankine	193
8.25.2. Método de Coulomb	194
8.25.3. Otros métodos [H.4.2.4].....	196
8.26. ESTADO PASIVO	198
8.26.1. Método de Rankine	198
8.26.2. Método de Coulomb.....	200
8.26.3. Otros métodos [H.4.2.5].....	200
8.27. MUROS ATIRANTADOS O APUNTALADOS [H.4.2.6].....	202
8.27.1. Consideraciones del agua [H.4.2.6.1].....	202
8.27.2. Otros métodos [H.4.2.6.2].....	203
8.28. ESTADO DE CALCULO [H.4.2.7]	203
8.29. EMPUJES DEBIDOS AL AGUA [H.4.2.8].....	203
8.30. EMPUJES POR CARGAS EXTERNAS	204
8.31. CAPACIDAD ANTE FALLA [H.4.2.10].....	206
8.31.1. Empujes sísmicos [H.4.2.10.1]	206
8.32. FACTORES DE SEGURIDAD [H.4.2.11].....	206
9. SUPERVISIÓN TÉCNICA	208
9.1. DEFINICIONES [I.1.1]	208
9.2. OBLIGATORIEDAD DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA [I.1.2.1.2].....	210
9.3. ALCANCE DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA [I.2.3.1].....	211
9.4. CONTROL DE EJECUCIÓN [I.2.4.6].....	212
9.5. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS [I.A.3.2].....	213
10. CONCLUSIONES	214
BIBLIOGRAFIA.....	216
APENDICE A	221

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Perfil S ₁	11
Figura 2. Perfil S ₂	12
Figura 3. Perfil S ₃	13
Figura 4. Perfil S ₄	13
Figura 5. Espectro elástico de diseño	19
Figura 6. Variación del coeficiente de disipación de energía R	23
Figura 7. Espectro elástico del umbral de daño	34
Figura 8. Naturaleza de la falla en el suelo por capacidad de carga: (a) falla general por corte; (b) falla local por corte; (c) falla de corte por punzonamiento	92
Figura 9. Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida	95
Figura 10. Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de agua freático	102
Figura 11. Capacidad de carga (Skempton)	104
Figura 12. Factor de corrección R.....	112
Figura 13. Variación de $F_{yc} = F_{qc}$ con I_r y Φ	117
Figura 14. Capacidad de carga en una cimentación corrida sobre suelo estratificado.....	120
Figura 15. Coeficiente Ks de corte por punzonamiento, según Meyerhof y Hanna	121
Figura 16. Variación de c_a / c_u vr. q_2 / q_1	123
Figura 17. Relación entre el módulo de elasticidad E_u y la resistencia no drenada s_u	128
Figura 18. Asentamientos inmediatos en un espacio semi-infinito.....	129
Figura 19. Asentamiento inmediato en capa por una base rígida.....	131

Figura 20. Asentamiento inmediato en dos o más capas limitadas por una base rígida	133
Figura 21. Calculo de asentamiento elástico usando el factor de influencia de la deformación unitaria.....	135
Figura 22. Cimentaciones cargadas excéntricamente	143
Figura 23. Excentricidad en dos direcciones	146
Figura 24. Área efectiva para el caso de $e_L/L \geq 1/6$ y $e_B/B \geq 1/6$	147
Figura 25. Área efectiva para el caso de $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < 1/6$	148
Figura 26. Área efectiva para el caso de $e_L/L < 1/6$ y $0 < e_B/B < 0.5$	149
Figura 27. Área efectiva para el caso de $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 1/6$	150
Figura 28. Esquema de un pilote	151
Figura 29. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes.....	153
Figura 30. Capacidad última de carga de un pilote.....	154
Figura 31. Factores de capacidad portante para cimientos profundos	157
Figura 32. Factor de capacidad portante N_σ para cimientos profundos	158
Figura 33. Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea.....	159
Figura 34. Variación de $(L_b/D)_{cr}$ con el ángulo de fricción del suelo Φ (según Meyerhof, 1976).....	160
Figura 35. Variación de los valores máximos N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo Φ (según Meyerhof, 1976).....	162
Figura 36. Factores de capacidad de apoyo de Janbú	163
Figura 37. Variación de N_q^* con L/D (según Coyle y Castello)	164
Figura 38. Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena.....	168
Figura 39. Variación de K con L/D (según Coyle y Catello,1981)	170
Figura 40. Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote (según McClelland, 1974)	174
Figura 41. Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla.....	175
Figura 42. Fricción superficial negativa.....	176
Figura 43. Varios tipos de distribución de la resistencia por fricción unitaria a	

lo largo del fuste del pilote	181
Figura 44. Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro de contención	185
Figura 45. Variación del coeficiente de presión de tierras, K, con el desplazamiento.....	186
Figura 46. Naturaleza de la variación de la presión lateral de la tierra a una cierta profundidad	187
Figura 47. Presión de tierra en reposo.....	189
Figura 48. Notación para la presión activa.....	193
Figura 49. Presión activa de Coulomb con sobrecarga sobre el relleno	194
Figura 50. Presión lateral de tierra causada por (a) carga de línea y (b) carga de franja.....	205

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Valores del coeficiente de sitio, S	15
Tabla 2. Valores del coeficiente de importancia, I.....	17
Tabla 3. Cuantías mínimas longitudinales y transversales en pilotes y caissons vaciados en sitio	54
Tabla 4. Fuerzas sísmicas en los elementos de la fundación.....	58
Tabla 5. Vigas de amarre.....	59
Tabla 6. Zapatas y dados de pilotes y caissons.....	60
Tabla 7. Zapatas combinadas y losas de fundación	61
Tabla 8. Pilotes, pilas y caissons	62
Tabla 9. Muros y estructuras de contención	62
Tabla 10. Tolerancias constructivas para muros de mampostería.....	75
Tabla 11. Dimensiones mínimas de la sección para elementos de cimentación en concreto reforzado (mm).....	80
Tabla 12. Factores de capacidad de carga de Terzaghi	96
Tabla 13. Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi N_c' , N_q' y N_γ'	99
Tabla 14. Valores propuestos por Skempton para N_c	104
Tabla 15. Factores de capacidad de carga.....	107
Tabla 16. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para uso	109
Tabla 17. Carga admisible para diferentes tipos de rocas	115
Tabla 18. Variación de $I_{r(cr)}$ con Φ y B/L	116
Tabla 19. Clasificación del suelo estratificado	120
Tabla 20. Factor de forma y rigidez, C_d para cálculo de asentamiento de punto bajo área cargadas de un espacio semi-infinito	130
Tabla 21. Valores de para diferente geometría.....	131
Tabla 22. Valores de la relación Q_c / n	136

Tabla 23. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados	140
Tabla 24. Valores de I_r para diferentes tipos de suelo	167
Tabla 25. Valores para coeficiente efectivo de tierra	169
Tabla 26. Valores del coeficiente empírico, C_p	183
Tabla 27. Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activos y pasivos.....	187
Tabla 28. Coeficiente K_o de presión activa de la tierra	194
Tabla 29. Valores de K_a para $\beta=90^\circ$ y $\alpha=0^\circ$	195
Tabla 30. Valores para el ángulo de fricción δ	196
Tabla 31. Coeficiente de presión activa de la tierra, K_A	196
Tabla 32. Coeficiente de presión pasiva de la tierra, K_P	199
Tabla 33. Valores de K_a para $\beta=90^\circ$ y $\alpha=0^\circ$	199
Tabla 34. Coeficiente de presión pasiva de la tierra, K_P	201
Tabla 35. Factores de seguridad	207

RESUMEN

TITULO: MANUAL DE PROCESOS GEOTECNICOS DE ACUERDO A LA NORMA SISMO RESISTENTE NSR-98*

AUTOR(ES):

MARTINEZ LEAL, Claudia Juliana

SALAS RINCON, Leonardo**

PALABRAS CLAVES:

Estudios geotécnicos, procesos geotécnicos, Norma, recomendaciones, análisis, cimentaciones, fundaciones, obras de contención.

DESCRIPCIÓN:

Un estudio geotécnico es el conjunto de actividades que comprenden la investigación del subsuelo, los análisis y las recomendaciones de ingeniería para el diseño y construcción de obras en contacto con el suelo o roca, de tal forma que se garantice el comportamiento apropiado de la edificación y se preserven las vías contiguas, las instalaciones de servicios públicos y los predios y construcciones vecinas.

Al abordar estas etapas se tiene un compromiso por parte de los profesionales encargados de llevarlos a cabo en los términos que la Norma establece, que en este caso es la Norma Sismo Resistente NSR-98 en el título H correspondiente a los Estudios Geotécnicos, donde se dan los alineamientos a seguir en la exploración del subsuelo y en la elaboración de las recomendaciones de diseño de las fundaciones y obras de contención. Teniendo en cuenta que los Estudios Geotécnicos son una parte fundamental dentro de los procesos de planificación, diseño y ejecución de un proyecto de construcción.

El alcance del presente manual es brindar una síntesis de las secciones dentro de la Norma (NSR-98) en los diferentes títulos que se relacionen de manera directa con aspectos geotécnicos, o se menciona algún estudio geotécnico o al ingeniero Geotecnista y sustentar teóricamente los distintos párrafos relacionados con el diseño geotécnico referentes a las cimentaciones superficiales, cimentaciones profundas y estructuras de contención. Brindando una herramienta de consulta y análisis para los estudiantes y profesionales de ingeniería civil y demás interesados en el área geotécnica para cumplir en forma completa y oportuna con los requisitos mínimos concernientes a los procesos geotécnicos.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: Ing. Del Toro Rodríguez, Wilfredo

ABSTRACT

TITLE: MANUAL OF GEO-TECNICHS PROCESSES ACCORDING TO THE STANDARD EARTHQUAKE RESISTANT NSR-98 *

AUTHOR (S):MARTINEZ LEAL, Claudia Juliana
SALAS RINCON, Leonardo **

KEY WORDS: Geotechnical studies, geotechnical processes, standards, recommendations, analysis, footings, foundations, construction of containment.

DESCRIPTION:

A geotechnical study is the set of activities that include subsurface investigation, analysis and recommendations for design engineering and construction projects in contact with soil or rock, so as to ensure proper behavior of the building and preserving the adjacent roads, utility facilities and premises and surrounding buildings.

In addressing these stages has a commitment from those responsible for carrying them out in the terms that the rule, which in this case is the standard Earthquake Resistant NSR-98 in the title H corresponding to the geotechnical studies, where alignments exist to continue the exploration of the subsoil and in developing design recommendations for foundations and containment works. Given that geotechnical studies are a key part of the planning, design and implementation of a construction project.

The scope of this manual is to provide an overview of the sections within the Standard (NSR-98) in the various titles that relate directly to geotechnical issues, or mention any studies or Geotechnical Engineer Geotechnical and theoretically support different paragraphs related to the geotechnical design of foundations concerning surface deep foundations and retaining structures. By providing consultation and analysis tool for students and civil engineering professionals and others interested in the geotechnical area to comply fully and timely to minimum requirements concerning > geotechnical processes.

* Project of Degree

** Faculty of Engineerings Physical Mechanics, School of Civil Engineering, The Director: Ing. Del Toro Rodríguez, Wilfredo

INTRODUCCION

Hoy en día es posible observar la adaptación de los diferentes requisitos exigidos por las normas aplicables, durante la ejecución de cualquier proyecto de construcción tanto en su etapa de diseño como en su realización. Generalmente, se busca hacer cumplir los parámetros mínimos requeridos por dichas normas para garantizar que el producto que se construirá y entregará, cumpla con las exigencias para las cuales fue construido. Por esto, reglamentos como la NSR-98, la RAS 2000, las normas del INVIAS así como los diferentes artículos de la norma ICONTEC aplicativas para el sector de la construcción, buscan dictar un determinado número de requerimientos los cuales buscan garantizar la calidad del producto, en este caso el proyecto a construir.

Sin embargo, el conocimiento de la norma no resulta ser en muchos casos suficiente ante las muchas adversidades o retos que se pueden presentar en un proyecto de construcción, ya que a pesar de que estas abarcan la mayoría de los campos que les competen, no se pueden generalizar para cada tipo de proyecto (pues estos varían en un sin número de características de uno a otro), a menos que se conozca plenamente de donde provienen o cuáles son los fundamentos teóricos que dieron origen a los artículos descritos para tener la potestad de decidir si es aplicable o no la norma a utilizar. Es por eso, que como complemento de las normas se requieren de instructivos o manuales que sustenten teóricamente los artículos descritos por las mismas.

El presente proyecto, tiene como fin sentar los fundamentos teóricos del diseño geotécnico de estructuras dada la importancia que tiene este en los procesos de planificación, diseño y ejecución de un proyecto de construcción, mediante la realización de un manual que explique en un orden lógico las consideraciones

descritas en la NSR-98 en los diferentes títulos que se relacionan de manera directa con aspectos geotécnicos, o se menciona algún estudio geotécnico o al ingeniero Geotecnista. Sustentando teóricamente los distintos párrafos relacionados con el diseño geotécnico concernientes a las cimentaciones superficiales, cimentaciones profundas y estructuras de contención.

Este material sirve para los estudiantes de ingeniería civil, profesionales y demás lectores interesados en el área geotécnica como una guía para entender la Norma Sismo Resistente NSR-98, y como herramienta de análisis y de consulta para el estudio geotécnico de las cimentaciones, pretendiéndose llamar la atención acerca de la aplicación actual de los aspectos básicos de la Norma referente a los estudios y diseños geotécnicos como uno de los insumos más importantes para lograr el objetivo de las edificaciones en general.

1. JUSTIFICACION

Este trabajo de grado está fundamentado en la necesidad de dar un procedimiento lógico y organizado a las consideraciones que se refieren a los diseños y estudios geotécnicos dentro de los diferentes títulos de la Norma Sismo Resistente NSR-98, además sustentar y ampliar teóricamente el diseño de cimentaciones contenido en el título H (Estudios Geotécnicos), para proporcionar un mejor entendimiento y aplicabilidad de la normatividad sismo resistente colombiana que ostenta la obligatoriedad de adelantar estudios geotécnicos para todo proyecto de construcción de edificación, que se pretenda levantar dentro del territorio nacional.

Teniendo en cuenta que en algunos casos estos estudios no son realizados con la importancia que se merecen para lograr el objetivo de garantizar la seguridad y funcionalidad de las edificaciones o son realizados bajo la vigencia de la Norma pero no cumplen los requisitos de la misma ni se justifican en forma adecuada, lo que deja mucho que desear en cuanto al comportamiento dinámico de esas estructuras, al menos en lo relativo al suelo de fundación.

Por tal motivo la Norma Sismo Resistente NSR-98 es un tema de gran importancia y de carácter obligatorio en su conocimiento y aprendizaje por parte de los estudiantes de ingeniería civil, así como la importancia de su aplicación en el campo profesional. Por esta razón se analizo y se dio un orden a las distintas referencias dentro de la Norma con respecto a los estudios geotécnicos para garantizar que la consulta y lectura sea de mayor entendimiento e interés y consecuentemente su aplicabilidad en forma oportuna y completa, además recopilamos información de varios autores expertos en el tema de cimentaciones, extrayendo lo mejor de ellos y plasmándolo en este manual.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Realización de un Manual para análisis geotécnicos fundamentados en las recomendaciones e imposiciones de la Norma Sismo Resistente NSR-98.

2.1.1. Objetivos específicos

- Revisión e identificación de las diferentes Secciones de la Norma Sismo Resistente NSR-98, que están relacionadas con los procesos geotécnicos.
- Estudio y análisis de cada uno de los procesos geotécnicos.
- Planteamiento de algunos métodos alternativos, generando comentarios y conclusiones como resultado del análisis de procesos geotécnicos.
- Elaboración del manual con todos los aspectos técnicos, comentarios, métodos y recomendaciones para los distintos procesos geotécnicos.

3. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORESISTENTE

3.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES, DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO [A.1.3]

3.1.1. Estudios geotécnicos [A.1.3.2]

Debe realizarse una exploración del subsuelo en el lugar en que se va a construir la edificación. El alcance de la exploración y el programa de ensayos de laboratorio se establecen en el Título H referente a los Estudios Geotécnicos. El Ingeniero Geotecnista debe elaborar un informe en el cual relacione la exploración y los resultados obtenidos en el laboratorio, se den las recomendaciones que debe seguir el ingeniero estructural en el diseño de la cimentación y obras de contención, la definición de los efectos sísmicos locales, los procedimientos constructivos que debe emplear el constructor, y los aspectos especiales a ser tenidos en cuenta por el Supervisor Técnico. En el reporte se deben indicar los asentamientos esperados, su variabilidad en el tiempo y las medidas que deben tomarse para no afectar adversamente las construcciones vecinas. El reporte debe ir firmado, o rotulado, por un Ingeniero Civil facultado para este fin de acuerdo con la Ley 400 de 1997.

3.1.2. Diseño de la cimentación [A.1.3.5]

Los efectos de las diferentes solicitaciones, incluyendo los efectos de los movimientos sísmicos de diseño sobre los elementos de la cimentación y el suelo de soporte se obtienen así:

(a) Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la cimentación, se emplean los resultados de las combinaciones realizadas en 3.1.3, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos. En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Capítulo 8 de este Manual.

(b) Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección 4.2 del Manual, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E. Los efectos sobre el suelo así obtenidos están definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Capítulo 8 de este Manual.

3.1.3. Combinación de las diferentes solicitaciones [Paso 11 de A.1.3.4]

Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos del Capítulo 4.2 del Manual, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo 4.2 del Manual. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño, E, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas F_s , por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R ($E=F_s/R$). El coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, es función de:

(a) El sistema de resistencia sísmica de acuerdo con la clasificación dada en 3.17.1,

- (b) Del grado de irregularidad de la edificación, y,
- (c) De los requisitos de diseño y detallado de cada material, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (DMI, DMO, o DES), tal como se especifica en el Capítulo 3.17.

3.1.4. Supervisión técnica exigida por los diseñadores [A.1.3.9.3]

De acuerdo con el Parágrafo 2° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, el diseñador estructural, a el Ingeniero Geotecnista, de acuerdo con su criterio, pueden requerir supervisión técnica en edificaciones da cualquier área; cuya complejidad, procedimientos constructivos especiales o materiales empleados, la hagan necesaria, consignado este requisito en los planos estructurales o en el estudio geotécnico respectivamente.

3.2. CONSIDERACIONES ESPECIALES [A.1.4]

3.2.1. Por tamaño y grupo de uso [A.1.4.1]

En toda edificación del grupo de uso I, como las define la sección 3.8, que tenga más de 3000 m² de área en conjunto, o que forme parte de un programa de más de quince unidades de vivienda, y en todas las edificaciones de los grupos de usos II, III y IV, como las define la sección 3.8, deben considerarse los siguientes aspectos especiales en su diseño, construcción y supervisión técnica:

- (a) Influencia del tipo de suelo en la respuesta sísmica de las edificaciones,
- (b) Potencial de licuación del suelo en el lugar.

- (c) Posibilidad de falla de taludes debida al sismo,
- (d) Comportamiento en grupo del conjunto ante sollicitaciones sísmicas, eólicas y térmicas de acuerdo con las juntas que tenga el proyecto,
- (e) Especificaciones complementarias acerca de la calidad de los materiales a utilizar y del alcance de los ensayos de comprobación técnica de la calidad real de estos materiales,
- (f) Verificación de la concepción estructural de la edificación desde el punto de vista de cargas verticales y fuerzas horizontales, y
- (g) Obligatoriedad de una supervisión técnica, profesionalmente calificada, de la construcción, según lo requerido en 3.1.4.

3.3. DISEÑOS, PLANOS, MEMORIAS Y ESTUDIOS [A.1.5]

3.3.1. Estudio geotécnico [A.1.5.4]

Para efectos de obtener una licencia de construcción debe presentarse un estudio geotécnico realizado de acuerdo con los requisitos del Título H de la Norma NSR-98. El estudio geotécnico debe ir firmado por un Ingeniero Civil facultado para ese fin, y debe hacer referencia a:

- (a) Lo exigido en 3.1.1.
- (b) A la definición de los efectos locales exigida en 3.5.

(c) A la obtención de los parámetros del suelo para efectos de la evaluación de la interacción suelo–estructura tal como la define el Capítulo 3.18, cuando esta es requerida por el Capítulo 3.15, y

(d) A las demás que exija el Título H de la Norma NSR-98.

3.4. EFECTOS LOCALES DIFERENTES [A.2.1.2.2]

Cuando el Ingeniero Geotecnista responsable del estudio geotécnico de la edificación defina unos efectos locales particulares para el lugar donde se encuentra localizada la edificación, utilizando los requisitos del Apéndice H-1 de la Norma NSR-98 o estudios de amplificación de las ondas sísmicas que se realicen de acuerdo con lo prescrito en los ordinales (e) a (i) de la Sección 3.12, o estudios especiales referentes a efectos topográficos. Si estos efectos locales particulares se definen utilizando un espectro de diseño, éste debe calcularse para un coeficiente de amortiguamiento igual a 5 por ciento del crítico. Si se definen por medio de familias de acelerogramas, deben cumplirse los requisitos dados en 3.11.

3.5. EFECTOS LOCALES [A.2.4]

En esta sección se dan los tipos de perfil de suelo y los valores del coeficiente de sitio. El perfil de suelo debe ser determinado por el Ingeniero Geotecnista a partir de unos datos geotécnicos debidamente sustentados. En los sitios en donde las propiedades de los suelos no sean conocidas con suficiente detalle, debe usarse el tipo de perfil S_3 .

3.6. TIPOS DE PERFIL DE SUELO [A.2.4.1]

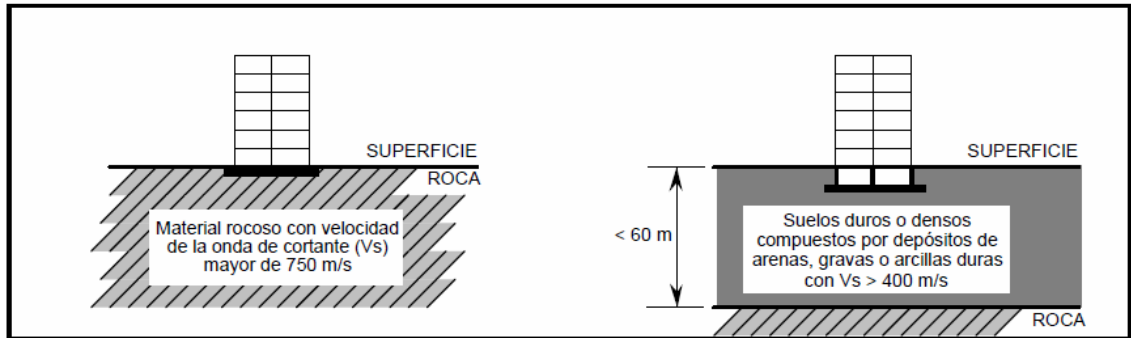
Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo dados a continuación, independientemente del tipo de cimentación empleado (Véase la figura 1). La identificación del perfil de suelo se realiza a partir de la superficie del terreno. Cuando existan sótanos, o en edificio en ladera, el Ingeniero Geotecnista, de acuerdo con el tipo de cimentación propuesta, puede variar el punto a partir del cual se inicia la definición del perfil, por medio de un estudio acerca de la interacción que pueda existir entre la estructura de contención y el suelo circundante; pero en ningún caso este punto puede estar por debajo de la losa sobre el terreno del sótano inferior (Véase 3.6.6).

3.6.1. Perfil de suelo S₁ [A.2.4.1.1]

Es un perfil que tiene las siguientes propiedades:

- (a) Está compuesto, hasta la superficie, por roca de cualquier característica, que tiene una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 750 metros por segundo, o,
- (b) Perfiles que entre la roca y la superficie están conformados por suelos duros, o densos, con un espesor menor de 60 m, compuestos por depósitos estables de arenas, gravas o arcillas duras, con una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 400 m/seg.

Figura 1. Perfil S_1



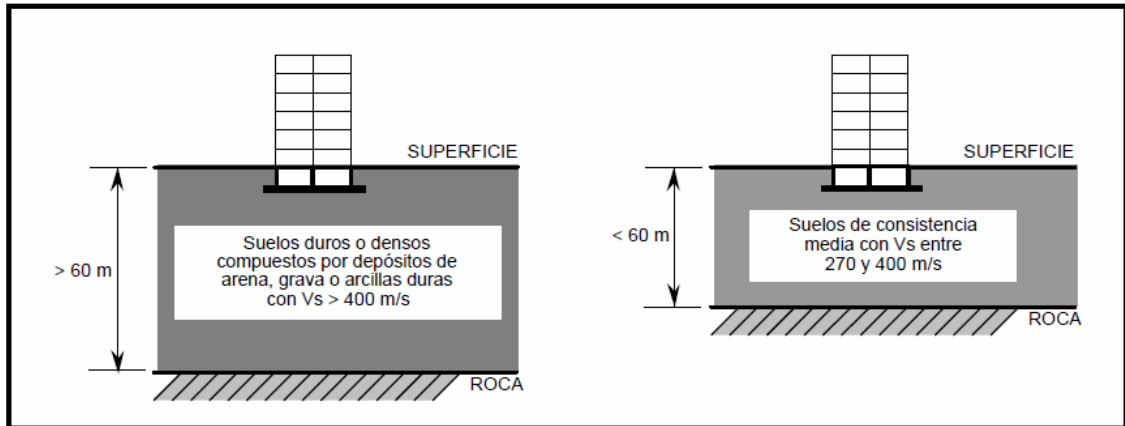
Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. Bogotá: Colombia.1998, p. A-13

3.6.2. Perfil de suelo S_2 [A.2.4.1.2]

Es un perfil que tiene las siguientes propiedades:

- (a) Perfiles en donde entre la roca y la superficie existen más de 60 m de depósitos estables de suelos duros, o densos, compuestos por depósitos estables de arcillas duras o suelos no cohesivos, con una velocidad de onda de cortante mayor o igual a 400 m/s, o
- (b) Perfiles en donde entre la roca y la superficie existen menos de 60 m de depósitos estables de suelos de consistencia media compuestos por materiales con una velocidad de la onda de cortante cuyo valor está entre 270 y 400 m/seg.

Figura 2. Perfil S_2



Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. A-14

3.6.3. Perfil de suelo S_3 [A.2.4.1.3]

Es un perfil en donde entre la roca y la superficie hay más de 20 m de suelo que contiene depósitos estables de arcillas cuya dureza varía entre mediana y blanda, con una velocidad de la onda de cortante entre 150 y 270 m/s, y que dentro de ellos, en conjunto, hay menos de 12 m de arcillas blandas.

3.6.4. Perfil de suelo S_4 [A.2.4.1.4]

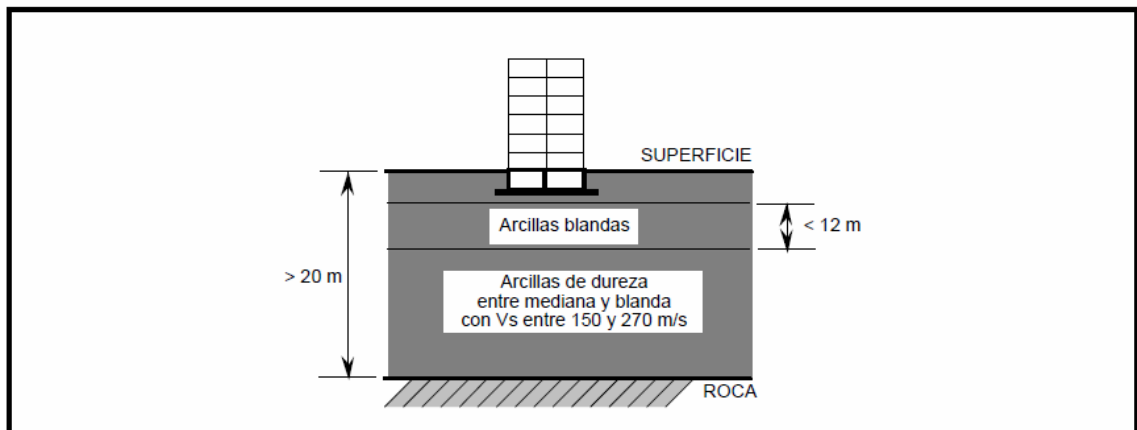
Es un perfil en donde, dentro de los depósitos existentes entre la roca y la superficie hay más de 12 m de arcillas blandas, caracterizadas por una velocidad de la onda de cortante menor de 150 m/seg.

3.6.5. Procedimiento alternativo [A.2.4.1.5]

Se permite emplear el procedimiento alternativo para determinar los efectos locales presentado en el Apéndice H-1 de la Norma NSR-98. Cuando se emplee este

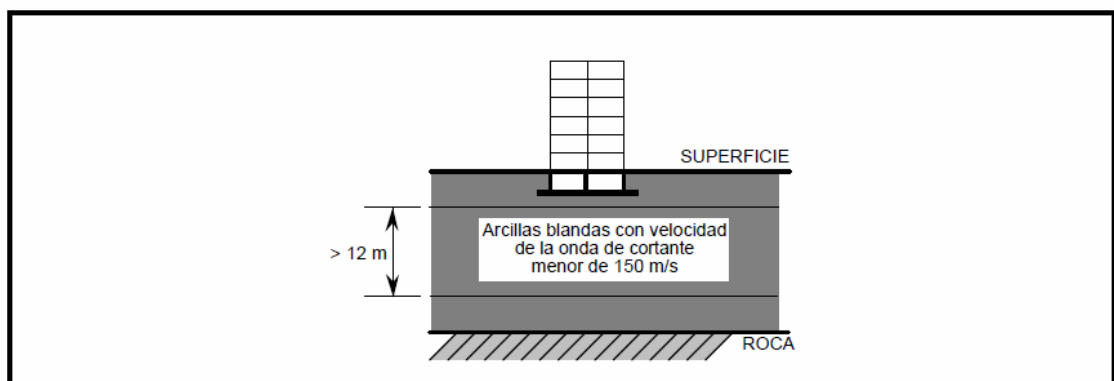
procedimiento alternativo, debe utilizarse e espectro de diseño dado allí.

Figura 3. Perfil S₃



Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. A-14

Figura 4. Perfil S₄



Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. A-14

3.6.6. Estabilidad del depósito de suelo [A.2.4.1.6]

Los perfiles de suelo presentados en 3.6.1 a 3.6.4 hacen referencia a depósitos estables de suelo. Cuando exista la posibilidad de que el depósito no sea estable, especialmente ante la ocurrencia de un sismo, como puede ser en sitios en ladera o en sitios con suelos potencialmente licuables, no deben utilizarse las definiciones dadas y hay necesidad de realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito, además de las medidas correctivas, sí son posibles, que se deben tomar para poder adelantar una construcción en el lugar. El estudio geotécnico debe indicar claramente las medidas correctivas y el coeficiente de sitio que se debe utilizar en el diseño, dado que se lleven a cabo las medidas correctivas planteadas. La construcción de edificaciones en el sitio no puede adelantarse sin tomar medidas correctivas, cuando éstas sean necesarias.

3.6.7. Perfiles provenientes de estudios de microzonificación [A.2.4.1.7]

Cuando se hayan realizado estudios de microzonificación, de acuerdo con los requisitos de 3.12 del presente Manual, pueden utilizarse los resultados de ésta, así como los valores del coeficiente de sitio, dados en ella, en vez de los presentados en esta sección.

3.7. COEFICIENTE DE SITIO [A.2.4.2]

Para tomar en cuenta los efectos locales se utiliza el coeficiente S cuyos valores se dan en la tabla 1.

Tabla 1. Valores del coeficiente de sitio, S

Tipo de perfil de suelo	Coeficiente de sitio, S
S ₁	1.0
S ₂	1.2
S ₃	1.5
S ₄	2.0

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. A-15

3.8. GRUPOS DE USO

Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los Grupos de Uso:

3.8.1. Grupo IV. Edificaciones indispensables [A.2.5.1.1]

Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un alterno. Este grupo debe incluir:

- (a) Hospitales de niveles de complejidad 2 y 3, de acuerdo con la clasificación de Ministerio de Salud, y clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía y atención de urgencias,
- (b) Edificaciones de centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
- (c) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y

productos, y

(d) En las edificaciones indispensables las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares, a estas edificaciones.

3.8.2. Grupo III. Edificaciones de atención a la comunidad [A.2.5.1.2]

Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el Grupo IV. Este grupo debe incluir:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- (b) Garajes de vehículos de emergencia,
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias, y,
- (d) Aquellas otras que la administración municipal designe como tales.

3.8.3. Grupo II. Estructuras de ocupación especial [A.2.5.1.3]

Cubre las siguientes estructuras:

- (a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,
- (b) Guarderías, escuelas, colegios, universidades,

- (c) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,
- (d) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,
- (e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
- (f) Edificios gubernamentales.

3.8.4. Grupo I. Estructuras de ocupación normal [A.2.5.1.4]

Todas las edificaciones cubiertas por el alcance de este Capítulo, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

3.9. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA [A.2.5.2]

El coeficiente de importancia, I, modifica el espectro de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación. Los valores de I se dan en la tabla 2.

Tabla 2. Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de uso	Coeficiente de importancia, I
Grupo IV	1.3
Grupo III	1.2
Grupo II	1.1
Grupo I	1.0

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. A-16

3.10. ESPECTRO DE DISEÑO [A.2.6]

La forma del espectro elástico de aceleraciones, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de cinco por ciento (5%), que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura 5 y se define por medio de la ecuación (1).

$$S_a = \frac{1.2A_aSI}{T} \quad (1)$$

Para períodos de vibración menores de T_C , calculado de acuerdo con la ecuación 2, el valor de S_a puede limitarse al obtenido de la ecuación 3.

$$T_C = 0.48S \quad (2)$$

Y

$$S_a = 2.5A_aI \quad (3)$$

Para períodos de vibración mayores que T_L , calculados de acuerdo con la ecuación 4, el valor de S_a no puede ser menor que el dado por la ecuación 5.

$$T_L = 2.4S \quad (4)$$

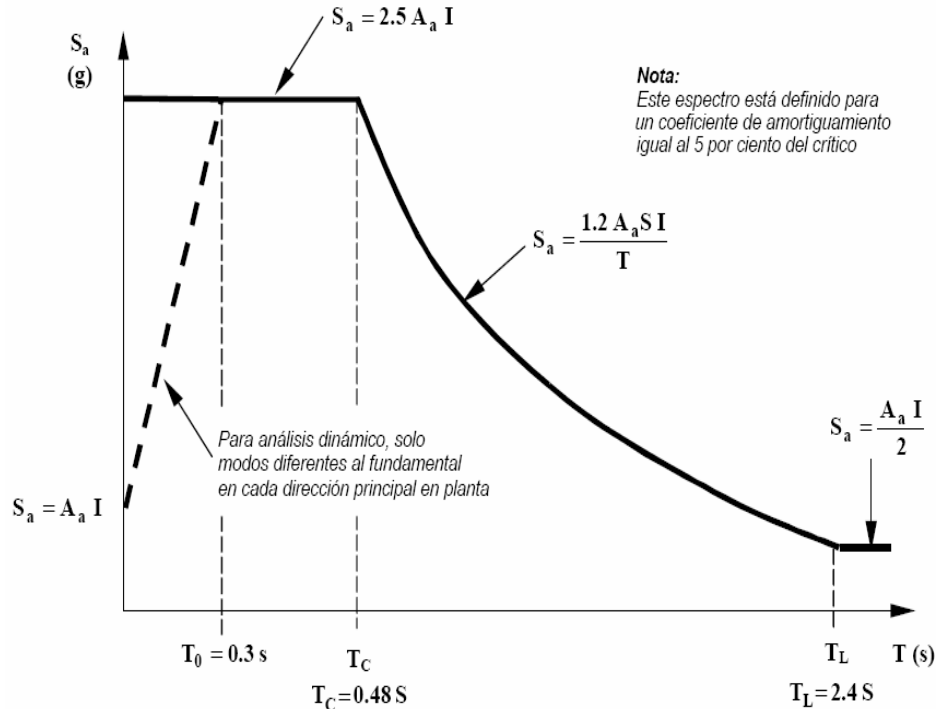
Y

$$S_a = \frac{A_aI}{2} \quad (5)$$

Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5 de la Norma NSR-98, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_o ($T_o=0.3$), el espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación 6.

$$S_a = A_aI(1.0 + 5.0T) \quad (6)$$

Figura 5. Espectro elástico de diseño



Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. A-17

3.11. FAMILIAS DE ACELEROGRAMAS [A.2.7]

Cuando se empleen procedimientos de análisis dinámico consistente en evaluaciones contra el tiempo, obtenidas integrando paso a paso la ecuación de movimiento, los acelerogramas que se utilicen deben cumplir los siguientes requisitos:

- (a) Deben utilizarse, para efectos de diseño, la respuesta ante un mínimo de tres acelerogramas diferentes, todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible,

(b) Los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier período de vibración, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno definidas en 3.10, exceptuando periodos de vibración menores de T_c .

3.12. ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN [A.2.9]

Cuando se adelanten estudios de microzonificación sísmica que cumplan con el alcance del estudio de microzonificación, las autoridades municipales o distritales, están facultadas para expedir una reglamentación substitutiva de carácter obligatorio, que reemplace lo indicado en las secciones 3.5 y 3.9 del presente Manual.

Las capitales de departamento y las ciudades de más de 100.000 habitantes, localizadas en las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, con el fin de tener en cuenta el efecto que sobre las construcciones tenga la propagación de la onda sísmica a través de los estratos de suelo subyacentes, podrán armonizar las reglamentaciones municipales de ordenamiento del uso de la tierra, con un estudio o estudios de microzonificación sísmica, que cumpla con el alcance del estudio de microzonificación.

El alcance del estudio de microzonificación debe cubrir, como mínimo, los siguientes temas:

- (a) Un estudio geológico regional con especial énfasis en la neotectónica regional, en el cual se identifiquen las fallas geológicas existentes en la zona,
- (b) Recopilación de la información sobre la sismicidad regional,

- (c) Una evaluación de la máxima aceleración horizontal efectiva para una probabilidad de excedencia de 10 por ciento en un lapso de 50 años, con un cubrimiento por incertidumbre en la determinación de la máxima aceleración horizontal efectiva, no menor del 90 por ciento,
- (d) Opcionalmente, cuando una falla geológica, que el estudio de neotectónica haya definido como activa, esté localizada a menos de cinco km del área que se está microzonificando, ésta puede investigarse por medio de trincheras sísmicas con el fin de intentar establecer los periodos de recurrencia de su actividad y este dato incorporarse en la determinación del valor de la máxima aceleración horizontal efectiva,
- (e) Aspectos geotécnicos y geológicos locales, referentes a la posición y espesores de la estratificación dominante y la profundidad de la roca base,
- (f) Estudio de clasificación y características de los suelos, identificando la presencia de suelos granulares saturados y poco compactos, con el fin de establecer la susceptibilidad a la licuación, la cual como mínimo, se debe identificar por medio de correlaciones con el ensayo de penetración estándar,
- (g) En zonas de ladera, mediante la evaluación de las condiciones naturales de origen geológico, morfológico y geotécnico, establecer la amenaza potencial de movimientos de masa iniciados por el sismo (debe consultarse 3.6.6).
- (h) Estudios del comportamiento del módulo dinámico de cortante y la capacidad de amortiguamiento hysterético de muestras inalteradas representativas del subsuelo en cuestión; para estos se pueden emplear técnicas tales como ensayos triaxiales cíclicos, estudios de muestras de columna resonante, métodos torsionales u otros que estén respaldados por resultados apropiados,

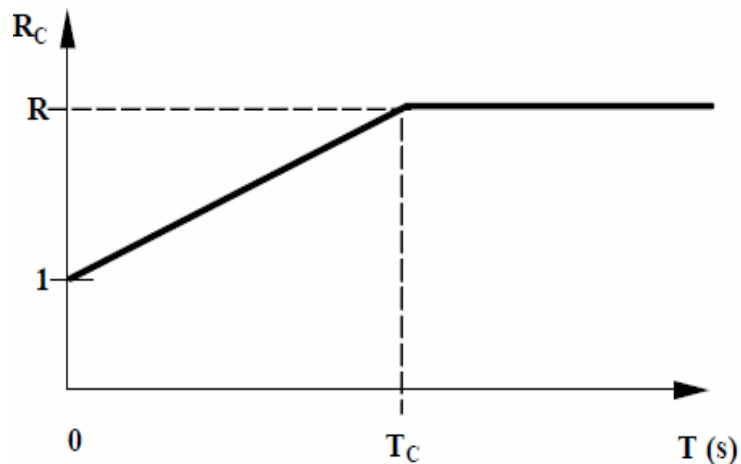
- (i) Análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, empleando en principio la propagación ondulatoria unidimensional, pero soportada por los estudios geotécnicos anotados. De estos estudios se deben deducir los correspondientes espectros que incluyan la amplificación local para que, mediante un análisis cualitativo apropiado, se puedan establecer factores de amplificación dominantes del subsuelo y para las estratigrafías identificadas,
- (j) Síntesis de los resultados mediante la agrupación en zonas cuyas características sean similares, a las cuales se les pueda aplicar los valores de amplificación promedio deducidos, estableciendo coeficientes de sitio, S , para cada una de ellas, o valores de F_a y F_v , tal como los define el Apéndice H-1 de la Norma NSR-98,
- (k) En lo posible, comprobación experimental local de los resultados mediante estudios de respuesta de vibración ambiental, con el fin de establecer la concordancia entre los resultados experimentales y los factores de amplificación obtenidos en (i),
- (l) Definición de los criterios a emplear en las zonas de transición entre un tipo de comportamiento del suelo y otro,
- (m) Estudio de los efectos de amplificación generados por accidentes topográficos como pueden ser las laderas y colinas aisladas, y
- (n) Síntesis de los resultados mediante el establecimiento de zonas menores, las cuales conforman la microzonificación, cuya respuesta dinámica sea sensiblemente similar. Debe ejercerse el mayor criterio en la selección de las dimensiones de las microzonas.

3.13. EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R [A.2.9.4]

Cuando en el estudio de microzonificación se propongan espectros que tiendan a la aceleración del terreno cuando el período de vibración tiende a cero, el coeficiente de disipación de energía, R_c , a emplear cuando se utiliza este tipo de espectros, el cual tiene un valor variable en la zona de períodos cortos, iniciando en el valor prescrito en el Capítulo 3.14, R_c ($R = \Phi_a \Phi_p R_o$), para un período igual a T_c y tendiendo a la unidad cuando el período tiende a cero, como muestra la Figura 6. El valor de R_o esta descrito por la ecuación 7:

$$R_c = (R - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \geq R \quad (7)$$

Figura 6. Variación del coeficiente de disipación de energía R



Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. A-19

3.14. MÉTODOS DE ANÁLISIS [A.3.4]

Se reconocen los siguientes métodos de análisis del sistema de resistencia sísmica para efectos de su diseño:

- (a) Método de la fuerza horizontal equivalente, el cual está descrito en el Capítulo A.4 de la Norma NSR-98,
- (b) Métodos de análisis dinámico elástico, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5 de la Norma NSR-98,
- (c) Métodos de análisis dinámico inelástico, de acuerdo con los requisitos de Capítulo A.5 de la Norma NSR-98, y
- (d) Métodos de análisis alternos, los cuales deben tener en cuenta las características dinámicas de la edificación, el comportamiento inelástico de los materiales, y deben ser de aceptación general en la ingeniería. En la aplicación de cualquier método de análisis alternativo no se pueden utilizar períodos fundamentales mayores de los permitidos en los Capítulos A.4 y A.5 de la Norma NSR-98.

3.15. EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES [A.3.6]

Todos los cimientos estructurales deben diseñarse para los efectos de los movimientos sísmicos de diseño que actúen sobre ellos, adicionalmente a todas las cargas que los puedan afectar, tal como lo prescribe el Capítulo 4 de este Manual.

3.15.1. Dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas [A.3.6.3]

Con la excepción de lo dispuesto en 3.15.2, puede suponerse que el efecto crítico sobre una edificación, causado por la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas se ha tomado en cuenta si todos los elementos se diseñan para el 100% de las fuerzas sísmicas actuando no simultáneamente en las dos direcciones principales. La fuerza sísmica debe combinarse con las cargas verticales de acuerdo con los requisitos del Capítulo 4 de este Manual.

3.15.2. Casos en los cuales hay que tener en cuenta los efectos ortogonales [A.3.6.3.1]

Debe tenerse en cuenta el efecto de las fuerzas sísmicas actuando en una dirección diferente a la de los ejes principales de la edificación, de acuerdo con 3.15.3, en los siguientes casos:

- (a) En estructuras que tienen irregularidades en planta del tipo 5P,
- (b) En estructuras que tienen en sus dos ejes principales irregularidades en planta del tipo 1P, tal como se definen en la tabla A.3.6 de la Norma NSR-98, y
- (c) En las columnas que hagan parte del sistema de resistencia sísmica de la estructura.

3.15.3. Efectos ortogonales [A.3.6.3.2]

Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, pueden calcularse

como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador.

3.16. AMARRES Y CONTINUIDAD [A.3.6.4]

Todos los elementos estructurales deben interconectarse. La conexión y los elementos conectores deben ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas inducidas por las partes que conectan; además de los requisitos del Capítulo A.8 de la Norma NSR-98, deben cumplirse los siguientes requisitos:

3.16.1. Partes de la edificación [A.3.6.4.1]

Cualquier parte o porción de la edificación debe estar vinculada y amarrada al resto de la edificación por medio de elementos de conexión cuya resistencia, como mínimo, debe ser $0.4.A_a g$ veces la masa de la parte o porción.

3.16.2. Vigas de amarre en la cimentación [A.3.6.4.2]

Los elementos de cimentación, tales como zapatas, dados de pilotes, pilas o "caissons". etc., deben amarrarse por medio de elementos capaces de resistir en tensión o compresión una fuerza no menor de $0.25A_a$ veces la carga vertical total del elemento que tenga la mayor carga entre los que interconecta, además de las fuerzas que le transmita la superestructura. Para efectos del diseño de la cimentación debe cumplirse lo prescrito en 3.17.

3.17. FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES [A.3.7]

3.17.1. Sistema de resistencia sísmica [A.3.7.1]

Los elementos del sistema estructural de resistencia sísmica, y sus conexiones, deben diseñarse utilizando todas las solicitaciones requerida por el Capítulo 4 del Manual, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_s , se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s / R$) que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Capítulo 4. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_o , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta ($R = \Phi_a \Phi_p R_o$). El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material. Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Para elementos que se diseñan utilizando el método de esfuerzos de trabajo, debe consultarse A.3.1.8 de la Norma NSR-98.

3.17.2. Cimentación [A.3.7.2]

Las fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo de soporte se obtienen así:

- (a) Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la

cimentación, se emplea el procedimiento indicado en 3.17.1, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos. En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Capítulo 8 de este Manual.

(b) Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo del Capítulo 4.2, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E. Los efectos sobre el suelo así obtenidos están definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Capítulo 8 de este Manual.

3.18. INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA [A.7]

3.18.1. Definición [A.7.1.1]

La respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente, la rigidez y disposición de la cimentación y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho de que no se tome en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la edificación puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura. Por las razones anotadas es conveniente incluir los efectos de la interacción suelo–estructura en el análisis sísmico de la edificación.

3.18.2. Efectos asociados con la interacción suelo–estructura [A.7.1.2]

Dependiendo de las características de la estructura, de su cimentación y del suelo subyacente, la respuesta de la estructura ante solicitaciones estáticas verticales y dinámicas (sismo) puede variar con respecto al estimativo que se realiza sin tener en cuenta la interacción suelo–estructura, en los siguientes aspectos:

- (a) La presencia de suelos blandos y compresibles en la distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación, tanto ante solicitaciones de cargas verticales como de fuerzas horizontales,
- (b) Variaciones en los períodos de vibración de la edificación,
- (c) Aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura–cimentación–suelo,
- (d) Aumento de las derivas de la estructura ante solicitaciones sísmicas,
- (e) Variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, entre los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica, especialmente cuando se combinan elementos con rigideces y sistemas de apoyo en la cimentación diferentes, como puede ser el caso de combinación de pórticos y muros estructurales,
- (f) Y otros.

Los efectos de interacción suelo–estructura no deben confundirse con los efectos de sitio, causados por la amplificación de la onda sísmica al viajar desde la roca hasta la superficie, los cuales se describen desde el Capítulo 3.4 hasta el Capítulo 3.13.

3.18.3. Procedimiento recomendado [A.7.1.3]

El presente Capítulo define los criterios generales que deben ser tenidos en cuenta, tanto por el Ingeniero Estructural como por el Ingeniero Geotecnista, cuando se deban utilizar procedimientos de interacción suelo–estructura, de acuerdo con los requisitos de 3.13. Si a juicio del Ingeniero Estructural y el Ingeniero Geotecnista se dispone de la información necesaria, obtenida con el mayor rigor posible, acerca de los parámetros geotécnicos y estructurales involucrados, se pueden utilizar los requisitos presentados en el Apéndice A.2 de la Norma NSR-98.

3.19. INFORMACIÓN GEOTECNICA [A.7.2]

A continuación, se describe el alcance mínimo de la exploración, interpretación y recomendaciones que debe contener el estudio geotécnico para la interacción suelo-estructura:

3.19.1. Exploración [A.7.2.1]

Los procedimientos de exploración deben ser consistentes con el tipo de propiedades que deban estudiarse ya sea por procedimientos de campo o de laboratorio. Debe tenerse especial cuidado respecto a los niveles de deformación a que se expresen las propiedades del suelo, los cuales deben ser compatibles con los niveles de deformación que le imponen los movimientos sísmicos.

3.19.2. Laboratorio [A.7.2.2]

Los procedimientos de laboratorio deben cuantificar, directa o indirectamente, las características del material bajo condiciones dinámicas y a los niveles de

deformación esperados durante los movimientos sísmicos.

3.19.3. Interpretación [A.7.2.3]

La información de campo y de laboratorio debe combinarse en un conjunto de recomendaciones que describan y sustenten las características que debe emplear el Ingeniero Estructural en los modelos matemáticos del fenómeno. Las recomendaciones deben fijar limitaciones y rangos de aplicabilidad, fáciles de identificar, con el fin de evitar el peligro que entraña la utilización de los parámetros recomendados, fuera del contexto bajo el cual se expresaron.

3.19.4. Revisión y evaluación de los resultados [A.7.2.4]

El Ingeniero Geotecnista debe revisar y avalar los resultados obtenidos por el Ingeniero Estructural, en lo concerniente a las recomendaciones para interacción suelo–estructura del estudio geotécnico y a la validez de los resultados de interacción suelo–estructura obtenidos con base en sus propias recomendaciones.

3.20. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL [A.7.3]

A continuación, se describe el alcance mínimo de los aspectos que debe tener en cuenta el Ingeniero Estructural para describir los efectos de interacción suelo–estructura:

3.20.1. Tipo de modelo [A.7.3.1]

Los modelos matemáticos pueden ser estáticos o dinámicos y deben describir las características de rigidez de la estructura, la cimentación y el suelo, a niveles compatibles con las deformaciones esperadas. En los modelos estructurales

utilizados en el análisis de la estructura deben introducirse condiciones de apoyo elástico de los muros, columnas y elementos del sistema de resistencia sísmica al nivel de la cimentación, consistentes con las rigideces supuestas para obtener la respuesta de la estructura teniendo en cuenta los efectos de interacción suelo–estructura.

3.20.2. Fuerzas de diseño de los elementos estructurales [A.7.3.2]

El modelo matemático empleado debe utilizarse en la evaluación de las características propias de la respuesta de la estructura ante las diferentes solicitaciones. La distribución de las fuerzas internas de la estructura que se utilice en el diseño de la misma debe ser la que se obtiene a través del análisis que incluye los efectos de interacción suelo–estructura.

3.20.3. Derivas [A.7.3.3]

Las derivas obtenidas al utilizar los procedimientos de interacción suelo-estructura deben cumplir con los límites establecidos en el Capítulo A.6 de la Norma NSR-98. En la gran mayoría de los casos deben esperarse derivas mayores que las que se obtuvieran al suponer la estructura empotrada en su base.

3.20.4. Cortante sísmico en la base [A.7.3.4]

En aquellos casos en los cuales se presente un aumento en el cortante sísmico en la base, el diseño debe realizarse para el cortante obtenido utilizando la interacción suelo–estructura. Cuando debido a un aumento en el amortiguamiento efectivo se presente una disminución del cortante sísmico de diseño en la base, el valor del cortante sísmico de diseño en la base no puede ser menor que el que se obtendría utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4 de la Norma NSR-98, empleando un período de vibración igual a $1.2T_2$.

3.20.5. Valores máximos y mínimos de los efectos de interacción suelo-estructura [A.7.3.5]

Debido a la incertidumbre que presenta la determinación de los parámetros del suelo utilizados en el análisis de interacción suelo-estructura, deben considerarse los valores máximos y mínimos esperados de tales parámetros y utilizarse aquellos que produzcan los efectos más desfavorables, tanto en la determinación de los cortantes sísmicos, como para el cálculo de las derivas de piso y las fuerzas de diseño de los elementos de la estructura y la cimentación.

3.21. REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DEL GRUPO DE USO IV [A.12]

3.21.1. Espectro del umbral de daño [A.12.3.1]

La forma del espectro elástico de aceleraciones, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de dos por ciento (2%), que se debe utilizar en las verificaciones del umbral de daño, se da en la figura 7 y se define por medio de la ecuación 8, en la cual los valores de I y T son los mismos que se utilizaron para obtener el espectro de diseño de la edificación y el valor del coeficiente de sitio promedio es igual a $1.25S$, siendo S el valor del coeficiente de sitio que se obtiene de acuerdo con la sección 3.7. Además deben cumplirse las siguientes limitaciones:

$$S_{ad} = \frac{1.5 A_d \bar{S} I}{T} \quad (8)$$

Para períodos de vibración menores de 0.25 segundos, el espectro del umbral de daño puede obtenerse de la ecuación 9.

$$S_{ad} = A_d I (1.0 + 8T) \quad (9)$$

Para períodos de vibración mayores de 0.25 segundos y menores de T_d , calculado de acuerdo con la ecuación 10, el valor de S_{ad} puede limitarse al obtenido de la ecuación 11.

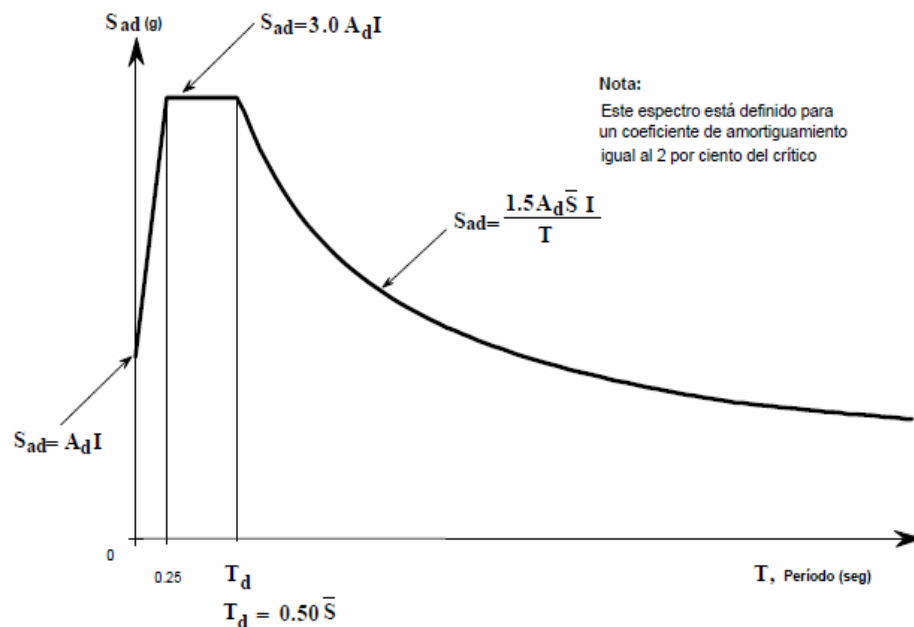
$$T_d = 0.5\bar{S} \quad (10)$$

Y

$$S_{ad} = 3.0A_d I \quad (11)$$

Alternativamente pueden emplearse los requisitos del Apéndice H-1 de la Norma NSR-98 para la determinación de la forma del espectro, substituyendo allí el valor de A_a por el de A_d , y multiplicando las ordenadas espectrales dadas allí por un coeficiente igual a 1.4, para tomar en cuenta que el nivel de amortiguamiento esperado es del 2% del crítico.

Figura 7. Espectro elástico del umbral de daño



Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. A-88

4. CARGAS

4.1. FUERZAS CAUSADAS POR DEFORMACIONES IMPUESTAS [B.1.2.1.3]

Deben tenerse en cuenta en el diseño las fuerzas causadas por deformaciones impuestas a la estructura por: (a) los asentamientos diferenciales contemplados en el Capítulo 8, (b) los cambios dimensionales debidos a cambios de temperatura, expansiones por humedad, retracción de fraguado, flujo plástico y efectos similares.

4.2. COMBINACIONES DE CARGA PARA SER UTILIZADAS CON EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO O EN LAS VERIFICACIONES DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO [B.2.3]

4.2.1. Combinaciones básicas [B.2.3.1]

Excepto cuando así se indique en la parte correspondiente a cada uno de los materiales que se regulan en este Reglamento, deben tenerse en cuenta todas las cargas indicadas a continuación actuando en las combinaciones que se dan. El diseño debe hacerse para la combinación que produzca el efecto más desfavorable en la edificación, en su cimentación, o en el elemento estructural bajo consideración. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúen.

D	(4.2.1.1)
$D + L$	(4.2.1.2)
$D + W$	(4.2.1.3)
$D + 0.7E$	(4.2.1.4)
$D + L + W$	(4.2.1.5)

$$D + L + 0.7E$$

(4.2.1.6)

Deben considerarse los efectos más desfavorables de viento y de sismo tomándolos independientemente. Cuando la carga muerta reduzca la posibilidad de vuelco de la estructura, D , irá multiplicada por 0.85.

4.2.2. Fuerzas sísmicas [B.2.3.2]

Las fuerzas sísmicas reducidas, E , utilizadas en las combinaciones 4.2.1.4 y 4.2.1.6 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, F_s , de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Capítulo 3, divididos por R ($E = F_s / R$). Cuando se trata de diseñar los miembros por el método de los esfuerzos de trabajo del material, el valor del coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas E , es 0.7.

4.2.3. Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de diseño [B.2.3.2.1]

Para evaluar las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del Capítulo A.6 de la Norma NSR-98, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas F_s , sin haber sido divididas por R .

4.2.4. Verificación de esfuerzos para el sismo de umbral de daño [B.2.3.2.2]

Para evaluar los esfuerzos en los miembros estructurales, y no estructurales, causados por el sismo de umbral de daño en edificaciones indispensables del grupo de uso IV, deben utilizarse los requisitos del Capítulo 3.21 de este Manual, los cuales exigen que los esfuerzos se verifiquen empleando las fuerzas sísmicas E_d , obtenidas allí, multiplicadas por un coeficiente de carga igual a 1.0, en las

combinaciones 4.2.1.4 y 4.2.1.6. Además, en la combinación 4.2.1.6 puede emplearse un coeficiente de carga de 0.4 para la carga viva, en la evaluación de esfuerzos para el sismo de umbral de daño y pueden emplearse los requisitos del 4.3.

4.2.5. Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de umbral de daño [B.2.3.2.3]

Para evaluar las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de umbral de daño en edificaciones indispensables del grupo de uso IV, deben utilizarse los requisitos del Capítulo 3.21 de este Manual, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas E_d , obtenidas allí, multiplicadas por un coeficiente de carga igual a 1.0.

4.2.6. Otras combinaciones de carga [B.2.3.3]

Cuando los efectos estructurales de F, H, P o T sean importantes deberán tenerse en cuenta en el diseño.

4.3. CARGAS TRANSITORIAS [B.2.3.4]

Para las combinaciones de carga 4.2.1.1, 4.2.1.2 y 4.2.1.3 que incluyen efectos de cargas transitorias se permiten los siguientes incrementos en los valores de los esfuerzos admisibles de los materiales:

Un tercio del valor especificado para combinaciones que incluyan:

$$D + L + (W \text{ o } 0.7E)$$

$$D + L + T$$

$$D + (W \text{ o } 0.7E) + T$$

$$D + L + (L_r \text{ o } G) + (W \text{ o } 0.7E)$$

$$D + L + (L_r \text{ o } G) + T$$

Un medio del valor especificado para combinaciones que incluyan:

$$D + L + (W \text{ o } 0.7E) + T$$

$$D + L + (L_r \text{ o } G) + (W \text{ o } 0.7E) + T$$

4.4. COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO O MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL, USANDO EL MÉTODO DEL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA [B.2.4]

4.4.1. Aplicabilidad [B.2.4.1]

Las combinaciones de carga del 4.4.2.2 y las observaciones del 4.4.2.3 y 4.4.2.4 se aplicarán al diseño de estructuras de concreto o mampostería estructural, salvo que se utilicen las combinaciones alternas para estructuras de acero, en cuyo caso deberán modificarse los coeficientes de reducción de resistencia como se indica en 4.4.2.5.

4.4.2. Combinaciones básicas [B.2.4.2]

Las estructuras de concreto o mampostería estructural, sus componentes y su cimentación deben diseñarse de tal manera que sus resistencias de diseño excedan los efectos de las cargas mayoradas de acuerdo con las siguientes combinaciones:

$1.4D + 1.7L$	(4.4.2.1)
$1.05D + 1.28L + 1.28W$	(4.4.2.2)
$0.9D + 1.3W$	(4.4.2.3)
$1.05D + 1.28L + 1.0E$	(4.4.2.4)
$0.9D + 1.0E$	(4.4.2.5)
$1.4D + 1.7L + 1.7H$	(4.4.2.6)
$1.05D + 1.28L + 1.05T$	(4.4.2.7)
$1.4D + 1.4T$	(4.4.2.8)

Las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, utilizadas en las combinaciones 4.4.2.4 y 4.4.2.5 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, F_s , de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Capítulo 3, divididos por R ($E = F_s / R$). Cuando se trata de diseñar los miembros, el valor del coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas E, es 1.0, dado que estas están prescritas al nivel de resistencia. La verificación de las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del Capítulo A.5 de la Norma NSR-98, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas F_s , haber sido divididas por R.

En aquellos casos en que en la ecuación 4.4.2.6 D o L reducen el efecto de H, $1.4D$ debe ser substituido por $0.9D$ y debe usarse un valor de cero en L.

Cuando haya carga de fluido F, el coeficiente de carga debe ser de 1.4 y deben usarse todas las combinaciones de carga en que se incluya carga viva L.

Si los efectos del impacto deben ser tenidos en cuenta en el diseño, estos efectos deben incluirse con la carga viva L.

4.5. EMPUJE EN MUROS DE CONTENCIÓN DE SÓTANOS [B.5.1]

En el diseño de los muros de contención de los sótanos y otras estructuras aproximadamente verticales localizadas bajo tierra, debe tenerse en cuenta el empuje lateral de suelo adyacente. Deben tenerse en cuenta las posibles sobrecargas tanto vivas como muertas que pueda haber en la parte superior del suelo adyacente. Cuando parte o toda la estructura de sótano está por debajo de nivel freático, el empuje debe calcularse para el peso del suelo sumergido y la totalidad de la presión hidrostática. Deben consultarse los requisitos del Capítulo 8 del Manual.

El coeficiente de empuje de tierra deberá elegirse en función de las condiciones de deformabilidad de la estructura de contención, pudiéndose asignar el coeficiente de empuje activo cuando las estructuras tengan libertad de giro y de traslación; en caso contrario, el coeficiente será el de reposo o uno mayor, hasta el valor del pasivo, a juicio del Ingeniero Geotecnista y de acuerdo con las condiciones geométricas de la estructura y de los taludes adyacentes, cumpliendo los requisitos adicionales del párrafo H-4.3.2 de la Norma NSR-98.

4.6. PRESIÓN ASCENDENTE, SUBPRESIÓN, EN LOSAS DE PISO DE SÓTANOS [B.5.2]

En el diseño de la losa de piso del sótano y otras estructuras aproximadamente horizontales localizadas bajo tierra debe tenerse en cuenta la totalidad de la presión hidrostática ascendente aplicada sobre el área. La cabeza de presión hidrostática debe medirse desde el nivel freático. La misma consideración debe hacerse en el diseño de tanques y piscinas.

4.7. SUELOS EXPANSIVOS [B.5.3]

Cuando existan suelos expansivos bajo la cimentación de la edificación, o bajo losas apoyadas sobre el terreno, la cimentación, las losas y los otros elementos de la edificación, deben diseñarse para que sean capaces de tolerar los movimientos que se presenten, y resistir las presiones ascendentes causadas por la expansión del suelo, o bien los suelos expansivos deben retirarse o estabilizarse debajo y en los alrededores de la edificación, de acuerdo con las indicaciones del Ingeniero Geotecnista. Debe consultarse el Título H de la Norma NSR-98.

4.8. ZONAS INUNDABLES [B.5.4]

En aquellas zonas designadas por la autoridad competente como inundables, el sistema estructural de la edificación debe diseñarse y construirse para que sea capaz de resistir los efectos de flotación y de desplazamiento lateral causados por los efectos hidrostáticos, hidrodinámicos, y de impacto de objetos flotantes.

5. CONCRETO ESTRUCTURAL

Las disposiciones de este Capítulo regulan el diseño estructural de zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas sobre pilotes, losas de fundación, y pilotes, caissons y muros de contención de concreto reforzado.

5.1. CARGAS Y REACCIONES [C.15.2]

Los elementos de la fundación deben dimensionarse para que resistan las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados en este Manual y según se establece en el presente Capítulo.

Las fuerzas sobre los elementos de fundación, deben transferirse al suelo en que se apoyan sin exceder los esfuerzos permisibles sobre el suelo, tal como lo establece el Capítulo 8 del Manual.

Para las zapatas sobre pilotes, el cálculo de los momentos y cortantes puede basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote está aplicada en su centro.

El área de apoyo de la base de los elementos de la fundación o el número y distribución de los pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos externos sin mayorar (transmitidos por la zapata al suelo o a los pilotes) y el esfuerzo permisible sobre el suelo, o la capacidad permisible de los pilotes determinadas a través de los principios de la mecánica de suelos y de acuerdo con los requisitos del Capítulo 8. El diseño estructural mismo de la fundación debe realizarse para las fuerzas mayoradas.

Los efectos sísmicos sobre los elementos de fundación, deben evaluarse siguiendo los requisitos del Capítulo 3 del Manual. Véase Capítulo 3.17.2.

Los elementos de fundación deben amarrarse entre sí, por razones sísmicas, de acuerdo con los requisitos del Capítulo 3.16 y por razones de asentamientos diferenciales de acuerdo con los preceptos del Capítulo 8. Véase 5.15.

5.2. ZAPATAS QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES CIRCULARES O EN FORMA DE POLÍGONO REGULAR [C.15.3]

En la localización de las secciones críticas de momento, cortante y desarrollo del refuerzo de las zapatas, las columnas o los pedestales de concreto, circulares o en forma de polígono regular pueden tratarse como elementos cuadrados con la misma área.

5.3. MOMENTO EN LA ZAPATA [C.15.4]

El momento externo en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata, en un lado de ese plano vertical.

El momento mayorado máximo para una zapata aislada debe calcularse en las siguientes secciones críticas:

- (a) En la cara de la columna, pedestal o muro, para las zapatas que soportan columnas, pedestales o muros de concreto.

(b) En la mitad de la distancia entre el centro y el borde de muro, para las zapatas que soportan un muro de mampostería.

(c) En la mitad de la distancia entre la cara de la columna o pedestal y el borde de la base de acero, para las zapatas que soportan columnas o pedestales con placas de acero en la base.

En las zapatas que trabajan en una dirección y en las zapatas cuadradas que trabajan en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a todo su ancho.

En las zapatas rectangulares que trabajan en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse de la siguiente forma:

(a) El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente a todo lo ancho de la zapata.

(b) Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total dado por la Ecuación 5.3.4 debe distribuirse uniformemente sobre un ancho de banda centrada sobre el eje de la columna o pedestal, igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo que se requiere en la dirección corta, debe distribuirse uniformemente por fuera del ancho de la banda central de la zapata.

$$\frac{\text{refuerzo en el ancho de la banda}}{\text{refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad \text{(5.3.4.)}$$

En zapatas que trabajen en una o en dos direcciones el refuerzo a flexión debe tener una cuantía mínima de 0.0018 en ambas direcciones.

El refuerzo longitudinal de columnas y elementos de borde de muros estructurales

que resistan fuerzas sísmicas debe llevarse hasta el refuerzo inferior de la losa de fundación, zapata o dado, y debe terminarse con un gancho horizontal.

El refuerzo longitudinal de las columnas que se diseñen como empotradas a flexión en la fundación, debe tener un gancho en la parte inferior de la fundación, y este gancho se debe orientar hacia el centro de la columna.

Las columnas y elementos de borde de muros estructurales que tengan un lado de su sección localizado a una distancia menor de la mitad de la altura del elemento de fundación del borde del mismo, deben tener refuerzo transversal que cumpla C.21.4.4 de la Norma NSR-98 en toda la porción embebida dentro de la losa de fundación, zapata o dado.

Las zapatas que apoyen elementos de borde de muros estructurales, o columnas que resistan tracción debido a las fuerzas sísmicas, deben tener refuerzo para flexión en su parte superior, capaz de resistir las fuerzas de diseño que se generan.

5.4. CORTANTE EN LAS ZAPATAS [C.15.5]

El cálculo del cortante en las zapatas debe hacerse de acuerdo con C.11.12 de la Norma NSR-98.

La sección crítica para el cortante, de acuerdo con el Capítulo C.11 de la Norma NSR-98, debe localizarse a partir de la cara de la columna, pedestal o muro para las zapatas que soportan una columna, pedestal o muro. Para zapatas que soportan una columna o pedestal con placas de acero en la base, la sección crítica debe localizarse midiendo a partir del sitio definido en 5.3(c).

El cálculo del cortante en cualquier sección a través de una zapata apoyada sobre

pilotes debe hacerse de acuerdo con las siguientes pautas:

- (a) La totalidad de la reacción de cualquier pilote cuyo centro esté localizado a $d_p / 2$, o más, por fuera de la sección, debe considerarse que produce cortante en esa sección.
- (b) La reacción de cualquier pilote cuyo centro esté localizado a $d_p / 2$ o más, dentro de la sección, debe considerarse que no produce cortante en esa sección.
- (c) Para las posiciones intermedias del centro del pilote, la porción de la reacción del pilote que se supone que produce cortante en a sección, debe basarse en una interpolación lineal entre e valor total en $d_p / 2$ por fuera de la sección y el valor cero en $d_p / 2$ dentro de la sección.

5.5. DESARROLLO DEL REFUERZO EN LAS ZAPATAS [C.15.6]

El cálculo del desarrollo del refuerzo en las zapatas debe estar de acuerdo con el Capítulo C.12 de la Norma NSR-98.

El refuerzo de tracción o de compresión en cada sección se desarrolla a cada lado de dicha sección por medio de la longitud apropiada de anclaje, anclaje extremo, ganchos (a tracción únicamente), anclaje mecánico, o por combinación de estos.

Las secciones críticas para el desarrollo de refuerzo deben suponerse en los mismos sitios definidos en 5.3, para el momento mayorado máximo, y en todos los otros planos verticales donde ocurran cambios de sección o de refuerzo. (Véase también Artículo C.12.10.6 de la Norma NSR-98).

5.6. ESPESOR MÍNIMO DE LA ZAPATA [C.15.7]

El espesor de la zapata por encima del refuerzo inferior no puede ser menor de 150 mm para zapatas sobre el suelo, ni menor de 300 mm para zapatas sobre pilotes.

5.7. TRANSFERENCIA A LA ZAPATA DE LAS FUERZAS EN LA BASE DE LA COLUMNA, MURO O PEDESTAL REFORZADO [C.15.8]

Todos los momentos y fuerzas aplicados en la base de una columna, muro o pedestal, deben transmitirse a la zapata por medio de esfuerzos de contacto adecuados en el concreto y por medio de refuerzo o conectares mecánicos. Si las condiciones de las cargas requeridas incluyen fuerzas de levantamiento, la fuerza de tracción total debe ser resistida por el refuerzo.

Los esfuerzos de contacto en la superficie entre el elemento soportante y el soportado no deben exceder la resistencia del concreto a los esfuerzos de contacto, en cualquiera de las dos superficies, dada en el Capítulo C.10.13 de la Norma NSR-98.

El refuerzo, las barras de empalme y los conectores mecánicos entre el elemento soportante y soportado, deben ser adecuados para resistir, además de las indicadas en los Capítulos 5.8 y 5.9:

- (a) Toda la fuerza de compresión en exceso de los esfuerzos de contacto admisibles, para cualquiera de los dos elementos.
- (b) Cualquier fuerza de tracción que actúe a través del plano de contacto.

Si se transfieren momentos a la zapata de apoyo, el refuerzo, las barras de empalme o los conectores mecánicos deben ser los adecuados para cumplir los requisitos de C.12.17 de la Norma NSR-98.

Si se transfieren fuerzas horizontales a la zapata, el diseño debe realizarse de acuerdo con los requisitos de cortante por fricción de C.11.7 de la Norma NSR-98, u otro medio apropiado.

5.8. CONSTRUCCIÓN VACIADA EN SITIO [C.15.8.2]

En construcción vaciada en sitio, el refuerzo que se requiere de acuerdo con lo dispuesto en 5.7, puede colocarse extendiendo dentro de la zapata las barras longitudinales del elemento soportado, o colocando barras de transferencia (dowels).

En columnas y pedestales vaciados en sitio, la cuantía de refuerzo que pasa a través del plano de contacto no debe ser menor de 0.005, evaluada sobre el área de la sección del elemento soportado.

En muros vaciados en sitio, la cuantía de refuerzo vertical que pasa a través del plano de contacto no debe ser menor que la dada en el capítulo C.14.3.2 de la Norma NSR-98.

En la zapata se permite empalmar por traslapo barras longitudinales N° 14 (1-3/4"), N° 18 (2-1/4"), 45M (45 mm) y 55M (55 mm), que trabajen a compresión, con barras de transferencia (dowels) para proporcionar el área requerida por C.15.8.1. Las barras de transferencia no deben ser mayores de N° 11 (1-3/8") ó 32M (32 mm) y deben extenderse dentro de la columna o pedestal por una distancia no menor que la longitud de desarrollo para barras N° 14 (1-3/4"), N° 18 (2-1/4"), 45M (45 mm) ó 55M (55 mm), respectivamente, o que la longitud del empalme de las

barras de transferencia, la que sea mayor; y dentro de la zapata una distancia mayor, o igual, que la longitud de desarrollo de las barras de transferencia.

Si se utilizan conexiones articuladas, éstas deben cumplir los requisitos de 5.7 y 5.9.

5.9. CONSTRUCCIÓN PREFABRICADA [C.15.8.3]

En construcción prefabricada se permite el uso de anclajes, u otros conectores mecánicos, para cumplir con los requisitos de 5.7.

La conexión entre columnas o pedestales prefabricados y el elemento que les da apoyo debe cumplir los requisitos del ordinal (a) de C.16.5.1.3 de la Norma NSR-98.

La conexión entre muros prefabricados y el elemento que les da apoyo debe cumplir los requisitos de los ordinales (b) y (c) de C.16.5.1.3 de la Norma NSR-98.

Si se utilizan conexiones articuladas, éstas deben cumplir los requisitos de 5.7 y 5.9 de este manual.

5.10. ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS [C.15.9]

En las zapatas inclinadas o escalonadas, el ángulo de la pendiente o la altura y la localización de los escalones debe ser tal que se cumplan, en cada sección, los requisitos de diseño (véase además C.12.10.6 de la Norma NSR-98).

Las zapatas inclinadas o escalonadas que se diseñen como una unidad deben

construirse de modo que se garantice su acción como tal.

5.11. ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE FUNDACIÓN [C.15.10]

Las zapatas que soportan más de una columna, pedestal o muro (zapatas combinadas o losas de fundación), deben dimensionarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados establecidos en este Manual.

La distribución de esfuerzos del suelo bajo zapatas combinadas y losas de fundación debe ser consistente con las propiedades del suelo y de la estructura, con los principios establecidos de la mecánica de suelos, y con los requisitos del Capítulo 8.

Las vigas de las losas de fundación que llegan a elementos del sistema de resistencia sísmica de la estructura, deben cumplir los mismos requisitos que se exijan para vigas del sistema de resistencia sísmica, para el grado de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de sistema estructura, de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 5.16 de este Manual.

5.12. PILOTES Y CAISSONS [C.15.11]

5.12.1. Alcance [C.15.11.1]

Los requisitos que se presentan en esta sección corresponden a los requerimientos mínimos por razones estructurales de pilotes y caissons de concreto, incluyendo pilotes hincados, pilotes vaciados en sitio con camisa de acero, pilotes prebarrenados y caissons excavados manual y mecánicamente. Las

armaduras mínimas prescritas en la presente sección no cubren los efectos de impacto por hincado, ni las solicitaciones derivadas de empujes laterales y efectos sísmicos sobre los pilotes y caissons, los cuales deben ser definidos por el estudio geotécnico de acuerdo con lo establecido en el Título H de la Norma NSR-98.

5.12.2. Anclaje del refuerzo [C.15.11.2]

El refuerzo longitudinal de los pilotes y caissons debe anclarse en la zapata o dado, como mínimo, una distancia igual a la longitud de desarrollo en tracción, sin reducción por refuerzo en exceso, definida en el Capítulo C.12 de la Norma NSR-98.

5.12.3. Esfuerzos axiales máximos [C.15.11.3]

Los esfuerzos axiales máximos admisibles sobre el pilote, o sobre el fuste cuando se trate de pilotes acampanados en su base, son los siguientes:

- (a) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales (no incluye efectos de hincados):

$$D + L \leq 0.20f'_c A_g \quad (8.10.3)$$

$$1.4D + 1.7L \leq 0.3f'_c A_g \quad (8.10.4)$$

- (b) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales más los efectos sísmicos:

$$D + L + 0.7E \leq 0.27f'_c A_g \quad (8.10.5)$$

$$1.05D + 1.28L + E \leq 0.4f'_c A_g \quad (8.10.6)$$

(c) Esfuerzos de tracción causados por los efectos sísmicos, cuando hay levantamiento (en este caso, el pilote debe armarse en toda su longitud, a menos que el estudio geotécnico defina una longitud menor):

$$-1.0D + E \leq 0.9f_y A_s \quad (8.10.7)$$

5.12.4. Esfuerzos de flexión [C.15.11.4]

Cuando el pilote pueda verse sometido a momentos flectores debidos a empujes laterales o a efectos sísmicos, la determinación de los momentos de diseño debe realizarse de acuerdo con las recomendaciones del estudio geotécnico tal como lo indica el Título H de la Norma NSR-98. El diseño a flexión del pilote debe realizarse de acuerdo con los requisitos de este Capítulo 5.

5.13. CUANTÍAS MÍNIMAS Y LONGITUDES MÍNIMAS DE ARMADO [C.15.11.5]

A menos que se requiera un mayor refuerzo ce acuerdo con lo indicado en los Capítulo 5.12.3 y 5.12.4, deben utilizarse las siguientes cuantías y longitudes mínimas de amado:

5.13.1. Pilotes y caissons vaciados in-situ [C.15.11.5.1]

En los pilotes y caissons vaciados en sitios, deben tenerse todas las precauciones para evitar que haya estrangulamientos causados por derrumbes internos dentro del pilote en el momento de vaciar el concreto. Las cuantías mínimas, longitudinales y transversales para pilotes y caissons vaciados en sitio son las dadas en la Tabla 3.

5.13.2. Pilotes con camisa de acero [C.15.11.5.2]

Los mismos requisitos que para pilotes y caissons vaciados in-situ. Una camisa de acero, de calibre N° 14 o mayor, del tipo de espiral electrosoldada, puede considerarse que reemplaza el efecto de confinamiento de los estribos; siempre y cuando se garantice la protección contra la corrosión de la camisa de acero.

5.13.3. Tubería rellena de concreto [C.15.11.5.3]

Debe colocarse refuerzo longitudinal con una cuantía mínima de 0.01 en la parte superior del pilote por una distancia igual al doble de la longitud de anclaje requerida para el refuerzo. Deben colocarse los estribos necesarios para garantizar que el refuerzo permanece en su sitio durante el vaciado del concreto.

5.13.4. Pilotes prefabricados de concreto reforzado [C.15.11.5.4]

Debe colocarse refuerzo longitudinal con una cuantía mínima de 0.01 en toda la longitud del pilote. Deben colocarse estribos, o una espiral equivalente, con un diámetro de barra mínimo N° 12 (1/4") ó 6M (6 mm) con una separación máxima de 100 mm en los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal en el resto del pilote. Debe verificarse que el refuerzo mínimo anterior sea suficiente para garantizar la integridad del pilote durante el proceso de hincado, y aumentarlo en caso que se requiera una mayor cantidad. La resistencia mínima a la compresión del concreto antes de iniciar el hincado debe ser $f'_c=21$ MPa. En estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES) debe colocarse una espiral con una cuantía mínima $\rho \geq 0.006$, en vez de los estribos indicados anteriormente.

5.13.5. Pilotes prefabricados de concreto preesforzado [C.15.11.5.5]

Deben colocarse estribos, o una espiral equivalente, con un diámetro de barra mínimo N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) con una separación máxima de 100 mm en los 600 mm superiores del pilote. La conexión a la zapata o dado, debe hacerse por medio de barras adicionales. La resistencia mínima a la compresión del concreto antes de iniciar el hincado debe ser $f'_c=28$ MPa.

5.13.6. Pilotes de perfil laminado de acero [C.15.11.5.5]

En estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES), la conexión con la zapata o dado de fundación debe ser capaz de resistir una fuerza de tracción igual al 10 por ciento de la capacidad a compresión del pilote.

Tabla 3. Cuantías mínimas longitudinales y transversales en pilotes y caissons vaciados en sitio

Requisito	Estructuras con capacidad mínima (DMI) de disipación de energía	Estructuras con capacidad especial (DES) y moderada (DMO) de disipación de energía (véase la Nota)
Resistencia mínima del concreto, f'_c	17.5 MPa	17.5 MPa
Cuantía longitudinal mínima	0.0025	0.0050
Número mínimo de barras longitudinales	4	4
Longitud del refuerzo longitudinal, a menos que el estudio geotécnico	Tercio superior de la longitud del pilote, pero no menos de 4 m	Mitad superior de la longitud del pilote, pero no menos de 6 m

Requisito	Estructuras con capacidad mínima (DMI) de disipación de energía	Estructuras con capacidad especial (DES) y moderada (DMO) de disipación de energía (véase la Nota)
demuestre que se puede utilizar una longitud menor		
Diámetro de la barra de los estribos	N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm) para pilotes hasta de 500 mm de diámetro y N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes de más de 500 mm de diámetro	N° 3 (1/4") ó 10M (10 mm) para pilotes hasta de 750 mm de diámetro y N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) para pilotes de más de 750 mm de diámetro
Separación máxima de los estribos	100 mm de los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente	75 mm de los 1.20 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. C-140

5.14. MUROS Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN [C.15.12]

Los muros y elementos de contención de concreto reforzado deben diseñarse de acuerdo con los requisitos apropiados del presente Capítulo 5 del Manual. Los empujes, presiones activas y pasivas del suelo, empujes inducidos por los movimientos sísmicos, y los demás parámetros requeridos para el dimensionamiento de las estructuras de contención deben ser definidos en el estudio geotécnico, de acuerdo con lo prescrito en el Capítulo 8.

Cuando los muros y elementos de contención están conectados o le dan apoyo al sistema de resistencia sísmica de la edificación, las conexiones entre el sistema de contención y el sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos

apropiados del Capítulo 3 y deben tomarse todas las precauciones para que los elementos de contención tengan un comportamiento compatible con el grado de disipación de energía en el rango inelástico propio del sistema de resistencia sísmica de la edificación.

5.15. VIGAS DE AMARRE DE LA CIMENTACIÓN [C.15.13]

5.15.1. Fuerzas de diseño [C.15.13.1]

En el diseño de las vigas de amarre de cimentación, deben cumplirse los requisitos de 3.16, respecto a las fuerzas axiales que debe resistir la viga de amarre y las recomendaciones que al respecto del estudio geotécnico y el Capítulo 8 de este Manual.

5.15.2. Dimensiones mínimas [C.15.13.3]

Las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de las cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales. Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20 para estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES), a la luz dividida por 30 para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) y a la luz dividida por 40 para estructuras con capacidad mínima de disipación de energía.

5.15.3. Refuerzo longitudinal [C.15.13.2]

Las vigas de amarre sobre el terreno que enlacen dados o zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe ser capaz de desarrollar f_y por medio de anclaje en la columna exterior del vano final.

5.15.4. Refuerzo transversal [C.15.13.4]

Deben colocarse estribos cerrados en toda su longitud, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección ó 300 mm. Las vigas de amarre que resistan momentos flectores provenientes de columnas deben cumplir los requisitos de separación y cantidad de refuerzo transversal que fije el Reglamento para el nivel de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del sistema de resistencia sísmica.

5.16. ELEMENTOS DE LA FUNDACIÓN [C.21.9]

5.16.1. General [C.21.9.1]

Los elementos de la fundación que resistan fuerzas sísmicas, o que transfieran fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno, deben cumplir con los requisitos del Reglamento donde sea aplicable, y además con los requisitos dados en la tabla 4.

5.16.2. Vigas de amarre [C.21.9.2]

Los elementos de la fundación tales como zapatas, dados de pilotes, pilas o caissons, deben amarrarse entre sí de acuerdo con los requisitos de la tabla 5.

Tabla 4. Fuerzas sísmicas en los elementos de la fundación

FUERZAS SÍSMICAS EN LOS ELEMENTOS DE LA FUNDACIÓN		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada – DMO	Especial – DES
(a) Las fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo que le da soporte deben evaluarse de acuerdo con los requisitos de la sección 3.17.2	(a) Las fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo que le da soporte deben evaluarse de acuerdo con los requisitos de la sección 3.17.2	(a) Las fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo que le da soporte deben evaluarse de acuerdo con los requisitos de la sección 3.17.2
(b) Deben seguirse las recomendaciones que al respecto de el estudio geotécnico	(b) Deben seguirse las recomendaciones que al respecto de el estudio geotécnico	(b) Deben seguirse las recomendaciones que al respecto de el estudio geotécnico
(c) Deben cumplir los requisitos apropiados del Capítulo 5.1 hasta 5.15 y del Título H de la Norma NSR-98	(c) Deben cumplir los requisitos apropiados del Capítulo 5.1 hasta 5.15 y del Título H de la Norma NSR-98	(c) Deben cumplir los requisitos apropiados del Capítulo 5.1 hasta 5.15 y del Título H de la Norma NSR-98

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. C-199

Tabla 5. Vigas de amarre

VIGAS DE AMARRE		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada – DMO	Especial – DES
(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico	(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico	(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico
(b) Lo que requiera el Título H de la Norma NSR-98	(b) Lo que requiera el Título H de la Norma NSR-98	(b) Lo que requiera el Título H de la Norma NSR-98
(c) Lo exigido en la sección 3.16	(c) Lo exigido en la sección 3.16	(c) Lo exigido en la sección 3.16
(d) Lo requerido en 5.15	(d) Lo requerido en 5.15	(d) Lo requerido en 5.15
(e) Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 de la Norma NSR-98 para DMI	(e) Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 de la Norma NSR-98 para DMO	(e) Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 de la Norma NSR-98 para DES

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. C-199

5.16.3. Zapatas y dados de pilotes y caissons [C.21.9.3]

Los elementos de la fundación tales como zapatas, dados de pilotes, pilas o caissons, deben amarrarse entre sí de acelerado con los siguientes requisitos:

Tabla 6. Zapatas y dados de pilotes y caissons

ZAPATAS Y DADOS DE PILOTES Y CAISSONS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada – DMO	Especial – DES
(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico	(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico	(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico
(b) Lo que requiera el Título H de la Norma NSR-98	(b) Lo que requiera el Título H de la Norma NSR-98	(b) Lo que requiera el Título H de la Norma NSR-98
(c) Lo requerido en 5.2 a 5.10	(c) Lo requerido en 5.2 a 5.10	(c) Lo requerido en 5.2 a 5.10
(d) Cuando las zapatas den soporte a elementos del sistema de resistencia sísmica que puedan estar en tracción debido a las fuerzas sísmicas, deben tener refuerzo a flexión en la parte superior, de acuerdo con lo prescrito en 5.3	(d) Cuando las zapatas den soporte a elementos del sistema de resistencia sísmica que puedan estar en tracción debido a las fuerzas sísmicas, deben tener refuerzo a flexión en la parte superior, de acuerdo con lo prescrito en 5.3	(d) Cuando las zapatas den soporte a elementos del sistema de resistencia sísmica que puedan estar en tracción debido a las fuerzas sísmicas, deben tener refuerzo a flexión en la parte superior, de acuerdo con lo prescrito en 5.3

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. C-199

5.16.4. Zapatas combinadas y losas de fundación [C.21.9.4]

Las zapatas que soportan más de una columna, pedestal o muro, incluyendo zapatas combinadas y losas de fundación, deben cumplir los siguientes requisitos:

Tabla 7. Zapatas combinadas y losas de fundación

ZAPATAS COMBINADAS Y LOSAS DE FUNDACIÓN		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada – DMO	Especial – DES
(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico	(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico	(a) Deben cumplirse las exigencias al respecto del estudio geotécnico
(b) Lo que requiera el Título H de la Norma NSR-98	(b) Lo que requiera el Título H de la Norma NSR-98	(b) Lo que requiera el Título H de la Norma NSR-98
(c) Lo exigido en la sección 3.16	(c) Lo exigido en la sección 3.16	(c) Lo exigido en la sección 3.16
(d) Lo requerido en 5.15	(d) Lo requerido en 5.15	(d) Lo requerido en 5.15
(e) Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 de la Norma NSR-98 para DMI	(e) Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 de la Norma NSR-98 para DMO	(e) Cuando las vigas de amarre resistan momentos flectores provenientes de las columnas o muros del sistema de resistencia sísmica, se deben cumplir los requisitos de C.21.3.3 de la Norma NSR-98 para DES

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. C-200

5.16.5. Pilotes y caissons [C.21.9.5]

Los pilotes, pilas o caisson deben cumplir los requisitos de la tabla 8.

5.16.6. Muros y estructuras de contención [C.21.9.6]

Los muros y elementos de contención deben cumplir los requisitos de la tabla 9.

Tabla 8. Pilotes, pilas y caissons

PILOTES, PILAS Y CAISSONS		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada – DMO	Especial – DES
Deben cumplirse los requisitos de la sección 5.12	Deben cumplirse los requisitos de la sección 5.12	Deben cumplirse los requisitos de la sección 5.12

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. C-200

Tabla 9. Muros y estructuras de contención

MUROS Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN		
Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada – DMO	Especial – DES
Deben cumplirse los requisitos de la sección 5.14	Deben cumplirse los requisitos de la sección 5.14	Deben cumplirse los requisitos de la sección 5.14

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. C-200

5.17. ZAPATAS [C.22.7]

Las zapatas de concreto simple deben diseñarse para las fuerzas mayoradas y las reacciones inducidas por movimientos, de acuerdo con los requisitos apropiados de diseño descritos en el Manual y para los requisitos específicos en este Capítulo.

El área de la base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la zapata al suelo y los esfuerzos permisibles sobre el suelo dados por el estudio geotécnico.

El concreto simple no debe utilizarse en zapatas apoyadas sobre pilotes.

El espesor de las zapatas de concreto simple no debe ser menor de 200 mm.

Los máximos momentos mayorados deben determinarse en las siguientes secciones críticas:

- 1) En la cara de las columnas, pedestales, o muros, para zapatas que den apoyo a columnas, pedestales o muros de concreto.
- 2) A la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro, para zapatas que den apoyo a muros de mampostería, y
- 3) A la mitad de la distancia entre la cara de columna y el borde de una platina de apoyo, para zapatas que den apoyo a columnas con platinas de apoyo de acero.

5.17.1. Cortante en zapatas de concreto simple [C.22.7.6]

El cortante en zapatas de concreto simple se rige por los siguientes requisitos:

La máxima fuerza cortante mayorada debe calcularse siguiendo los requisitos de 5.17 de la Norma NSR-98, en las secciones críticas indicadas allí para zapatas que den apoyo a columnas, pedestales o muros. En las zapatas que den apoyo a columnas con platinas de apoyo de acero la sección crítica debe medirse a partir de la localización definida en el ordinal (3) de 5.17.

La resistencia a fuerzas cortantes en las zapatas de concreto simple está gobernada por la más severa de las dos condiciones siguientes:

(a) Acción como viga en la zapata, con la sección crítica contenida dentro de un plano que intersecta toda la zapata a lo largo de todo su ancho y que está localizada a una distancia h de la cara de la carga concentrada o del área del apoyo. Para esta condición la zapata debe diseñarse utilizando la ecuación 12.

$$V_n = \frac{\sqrt{f_c}}{9} bh \quad (12)$$

(b) Acción en dos direcciones para zapatas con una sección crítica perpendicular al plano de la zapata y localizada de tal manera que su perímetro, b_o , es un mínimo, teniendo en cuenta que el perímetro de la sección crítica puede estar a una distancia igual a $h/2$ de la carga concentrada o del área del apoyo. Para esta condición, la zapata debe diseñarse utilizando la ecuación 13.

$$V_n = \frac{1}{9} \left[1 + \frac{2}{\beta_c} \right] \sqrt{f_c} b_o h \leq \frac{2}{9} \sqrt{f_c} b_o h \quad (13)$$

Las columnas y pedestales de forma circular o poligonal pueden tratarse como

elementos de sección cuadrada con la misma área para efectos de la localización de las secciones críticas para momento y cortante.

5.18. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS [C.11.12]

La resistencia al cortante de losas y zapatas en la vecindad de cargas concentradas o reacciones, se rige por la más severa de las dos condiciones siguientes:

La acción como viga para la losa o zapata, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y está localizada a una distancia d de la cara del área de la carga concentrada o reacción. Para esta condición, la losa o zapata debe diseñarse de acuerdo con los requisitos de C.11.1 a C.11.5 de la Norma NSR-98.

En las columnas de sección cuadrada o rectangular, cargas concentradas o áreas de apoyo, la sección crítica puede reducirse a cuatro lados rectos.

La acción en dos direcciones (punzonamiento) para la losa o zapata, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de modo que su perímetro b_o sea mínimo pero sin necesidad de aproximarse a menos de $d/2$ de:

- (a) Los lados y esquinas de las columnas, cargas concentradas, o apoyos, o,
- (b) Cambios en espesor de la losa, tales como los bordes de los capiteles o ábacos.

El diseño para la acción en dos direcciones (punzonamiento) de losas o zapatas se debe llevar a cabo de acuerdo con las esta sección.

Para losas no preesforzadas y zapatas, v_c , evaluado sobre el área $b_o d$, debe

tomarse como el menor de (a), (b), o (c):

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \quad (14)$$

Donde β_c es la relación entre lado largo y lado corto de la columna, carga concentrada o área de apoyo,

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right) \quad (15)$$

Donde α_s tiene un valor de 40 para columnas interiores, de 30 para columna de borde y de 20 para columnas de esquina,

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \quad (16)$$

En las columnas de losas preesforzadas que trabajen en dos direcciones, y en zapatas:

$$v_c = \left(\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) + \frac{V_p}{b_0 d} \quad (17)$$

En donde β_p es el más pequeño de 0,29 o $(\alpha_s d / b_0 + 1.5) / 12$; α_s tiene un valor de 40 para columnas interiores, de 30 para columna de borde y de 20 para columnas de esquina; b_0 es el perímetro de la sección crítica; f_{pc} es el promedio de los valores de f_{pc} para las dos direcciones; y V_p es la componente vertical de todo el preesfuerzo efectivo que pasa a través de la sección crítica. v_c puede calcularse por medio de la ecuación 17 si se cumplen las condiciones siguientes, en caso contrario debe aplicarse ecuación 14.

(a) Ninguna parte de la sección de la columna puede estar más cerca de 4 espesores de losa de un borde discontinuo,

(b) f'_c en la ecuación 17 no puede ser mayor de 35 MPa, y,

(c) f_{pc} en ninguna dirección puede ser menor de 0.9 MPa, ni mayor de 3,5 MPa. Se permite utilizar en losas y zapatas refuerzo a cortante que consista de barras o malla electrosoldada, de acuerdo con las siguientes disposiciones:

La resistencia a cortante v_n debe calcularse por la ecuación 18 tomando en cuenta que v_c , evaluado sobre $b_o d$, no puede ser mayor que $1/6\sqrt{f'_c}$ y v_s .

$$v_n = v_c + v_s \quad (18)$$

El valor de v_n no puede ser mayor de $1/2\sqrt{f'_c}$.

Se puede utilizar en las losas refuerzo a cortante que consista de perfiles de acero en I o canales (cabezas de cortante). Las siguientes disposiciones deben aplicarse donde el cortante debido a cargas gravitacionales se transfiere a columnas interiores. Donde haya transferencia de momento a las columnas, debe aplicarse la sección 5.20.

Cada cabeza de cortante debe consistir en perfiles fabricados de acero, soldando, por medio de soldaduras de penetración total, cuatro brazos idénticos que formen ángulos rectos. Los brazos de la cabeza de cortante deben ser continuos a través de toda la sección de la columna.

Las cabezas de cortante no deben tener una altura mayor de 70 veces el espesor del alma del perfil de acero.

Los extremos de cada brazo de la cabeza de cortante pueden cortarse en un ángulo no menor de 30° con respecto a la horizontal, si la capacidad del momento plástico de la sección en chaflán restante es adecuada para resistir la fuerza

cortante asignada a ese brazo de la cabeza de cortante.

Todas las aletas de compresión de los perfiles de acero deben localizarse dentro de $0.3d$ de la superficie de compresión de la losa.

La relación α_v entre la rigidez de cada brazo de la cabeza de cortante y la de la sección compuesta fisurada de la losa que la circunda, con un ancho de (c_2+d) , no debe ser menor que 0.15.

El momento plástico resistente M_p que se requiere para cada brazo de la cabeza de cortante debe calcularse por medio de:

$$\phi M_p = \frac{V_n}{2\eta} \left[h_v + \alpha_v \left(\ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (19)$$

Donde Φ es el coeficiente de reducción de resistencia para flexión, η es el número de brazos, y ℓ es la longitud mínima de cada brazo de la cabeza de cortante.

La sección crítica de la losa para cortante debe ser perpendicular al plano de la losa y atravesar cada brazo de la cabeza de cortante a $3/4$ de la distancia $(\ell_v - c_1/2)$ de la cara de la columna en el extremo del brazo. La sección crítica se debe localizar de modo que su perímetro b_o sea mínimo.

El esfuerzo cortante v_n no debe ser mayor que $1/3\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica. Cuando se proporcione refuerzo para la cabeza de cortante, el esfuerzo v_n no debe tomarse mayor que $0.6\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica.

Puede suponerse que la cabeza de cortante contribuye a cada franja de columna de la losa con una resistencia a momento M , calculada por:

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2\eta} \left(\ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \quad (20)$$

Donde Φ es el coeficiente de reducción de resistencia para flexión, η es el número de brazos, y ℓ_v es la longitud mínima de cada brazo de la cabeza de cortante que realmente se suministre. Sin embargo, M_v no debe tomarse mayor que el menor valor entre:

- (a) El 30 por ciento del momento mayorado total que se requiere para cada franja de columna de la losa,
- (b) El cambio en el momento de la franja de columna en la longitud ℓ_v , y
- (c) El valor de M_p calculado por la ecuación 20.

Cuando haya momentos desbalanceados, la cabeza de cortante debe estar adecuadamente anclada para poder transferir M_p a la columna.

5.19. TRANSFERENCIA DE MOMENTO EN CONEXIONES LOSA-COLUMNA [C.11.12.6].

Cuando las cargas de gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento entre la losa y la columna, deben aplicarse los requisitos siguientes:

La fracción $\gamma_f M_u$ del momento no equilibrado debe transferirse por flexión de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.13 de la Norma NSR-98. La fracción restante del momento no equilibrado, dada por $\gamma_f M_u$ debe considerarse que es transferida por excentricidad de cortante alrededor de la sección crítica, donde:

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (21)$$

Debe suponerse que los esfuerzos cortantes que resulten de la transferencia de momentos por excentricidad de cortante, varían linealmente alrededor del centroide de la sección crítica. El esfuerzo cortante máximo debido a las fuerzas cortantes mayoradas y momentos mayorados no debe exceder Φv_n , definido de la siguiente manera:

(a) Para miembros sin refuerzo a cortante:

$$\phi v_n = \phi v_c \quad (22)$$

Donde v_n se define en 5.19.

(b) Para miembros con refuerzo de cortante diferente de cabezas de cortante:

$$\phi v_n = \phi (v_c + v_s) \quad (23)$$

Donde v_c y v_s se definen en 5.19. En el diseño del refuerzo de cortante deben tenerse en cuenta las variaciones de los esfuerzos cortantes alrededor de la columna.

Cuando se utilice refuerzo de cortante consistente en perfiles de acero estructural de sección en I, o de canal (cabezas de cortante), la suma de los esfuerzos cortantes debidos a cargas verticales que actúan en la sección crítica definida en 5.19 y los esfuerzos cortantes resultantes de la transferencia de momentos por excentricidad de cortantes alrededor del centroide de la sección crítica definida en 5.19, no deben exceder $\Phi 1/3 \sqrt{f'_c}$.

Se debe dar anclaje extremo adecuado al refuerzo a tracción en elementos sometidos a flexión donde la tracción del refuerzo no sea directamente proporcional al momento, como es el caso de zapatas inclinadas, escalonadas o de sección variable, ménsulas, elementos profundos a flexión o elementos en los cuales el refuerzo a tracción no sea paralelo a la cara de compresión.

En apoyos simples de elementos a flexión de gran altura, el refuerzo positivo a tracción debe anclarse para que pueda desarrollar la resistencia normal a la fluencia, f_y , en tracción en la cara del apoyo. En apoyos interiores, de elementos a flexión de gran altura, el refuerzo de momento positivo en tracción; debe ser continuo o empalmarse con el de vanos adyacentes.

En los apoyos interiores de elementos continuos a flexión de gran altura el refuerzo en tracción para momento negativo, debe ser continuo con el de vanos adyacentes.

En todo elemento estructural vertical prefabricado hay necesidad de cumplir los requisitos de amarre vertical, excepto elementos no portantes de fachada. Estos requisitos se pueden cumplir disponiendo conexiones en las juntas horizontales, diseñadas de acuerdo con lo siguiente:

(a) En columnas prefabricadas debe disponerse una resistencia a la tracción al menos igual a $1.5A_g$, expresada en kN. Para columnas con una sección mayor que la que se requiere por consideraciones de carga, se permite reducir, hasta en un 50%, el área efectiva, A_g , al valor requerido por resistencia.

(b) Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarres por panel y por junta horizontal, con una resistencia nominal en tracción al menos igual a 45 KN por amarre.

(c) Cuando las fueras de diseño indican que no se presenta tracción en la base, se permite anclar los amarres indicados en el ordinal (b) a la losa de contrapiso sobre el terreno.

6. MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL

Las características propias de las cimentaciones para mampostería estructural, obedecen a las condiciones del suelo de cimentación y del proyecto en sí mismo. Su diseño y construcción se debe ajustar a lo dispuesto en este Manual en el Capítulo 5 y en el Capítulo 8.

6.1. REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTACIONES [D.4.4]

6.1.1. Anclaje en la cimentación del refuerzo de los muros [D.4.4.2]

Todos los refuerzos verticales de los muros estructurales deben quedar anclados de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 5 de este Manual en el sistema de cimentación, mediante barras de empalme que sobresalgan la longitud necesaria para realizar el traslape, fijadas a la armadura del cimiento, de tal manera que los desplazamientos en el proceso de compactación y vaciado del concreto de cimentación estén dentro de las tolerancias establecidas en el numeral 6.1.2.

6.1.2. Tolerancia de localización del refuerzo de empalme con el muro [D.4.4.3]

La tolerancia de colocación longitudinal y transversal de la barra de empalme debe ser como máximo una cuarta parte de la dimensión de la celda en cada sentido. En caso de que se exceda esta tolerancia, la posición de la barra de empalme se puede corregir con inclinación suave 1H: 6V. Se prohíbe la corrección brusca de la posición de la barra de empalme.

6.1.3. Vaciado de los elementos de cimentación [D.4.4.4]

El vaciado de los elementos estructurales de la cimentación debe realizarse con la aprobación previa del Supervisor Técnico. Las juntas de vaciado deben ser verticales y estar ubicadas en el tercio central entre los vanos libres de muros.

6.1.4. Alineamiento horizontal [D.4.4.5]

Los entramados y losas de cimentación deben alinearse por la cara superior, buscando alturas modulares de los muros.

6.1.5. Corrección del alineamiento del cimiento [D.4.4.6]

Terminado el vaciado de la cimentación deben verificarse los alineamientos de la misma y las posiciones finales de las barras de empalme. Las diferencias verticales de alineamiento se pueden corregir de la siguiente forma:

- (a) Si el error en el nivel superior de la cimentación es inferior a 25 mm, éste se puede corregir repartiendo en las juntas de pega del primer tramo teniendo en cuenta las tolerancias de la tabla 10.

- (b) Si el error en el nivel superior de la cimentación es mayor de 25 mm, se puede corregir el alineamiento con un realce en concreto reforzado de tal manera que se garantice su funcionamiento monolítico con el cimiento.

Tabla 10. Tolerancias constructivas para muros de mampostería

Elemento	Tolerancia
1. Dimensiones de elementos (sección o elevación)	$-6 \text{ mm} + 12.5 \text{ mm}$
2. Junta de mortero (10 mm)	$-4 \text{ mm} + 4 \text{ mm}$
3. Cavidad o celda de inyección	$-6 \text{ mm} + 9 \text{ mm}$
4. Variación del nivel de junta horizontal Máximo	$\pm 2 \text{ mm/metro (1/500)}$ $\pm 12.5 \text{ mm}$
5. Variación de la superficie de apoyo (cara superior del muro) Máximo	$\pm 2 \text{ mm/metro (1/500)}$ $\pm 12 \text{ mm}$
6. Variación del plomo del muro Máximo	$\pm 2 \text{ mm/metro (1/500)}$ $\pm 12 \text{ mm}$
7. Variación del alineamiento longitudinal Máximo	$\pm 2 \text{ mm/metro (1/500)}$ $\pm 12 \text{ mm}$
8. Tolerancia de elementos en planta Máximo	$\pm 2 \text{ mm/metro (1/500)}$ $\pm 20 \text{ mm}$
9. Tolerancia de elementos de elevación Máximo	$\pm 6 \text{ mm/piso}$ $\pm 20 \text{ mm}$

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. D-27

7. CASAS DE UNO Y DOS PISOS

Las casas de uno y dos niveles que se vayan a construir en suelos de condiciones especiales por alta compresibilidad, inestabilidad lateral o pendientes superiores al 30%, deben realizarse con intervención de profesionales calificados en el área de geotécnica y de diseño estructural, siguiendo los requisitos del Capítulo 3 de este Manual, aún en el caso de que constituyan programas de quince o menos viviendas con menos de 3000 m² de área en conjunto.

7.1. CIMENTACIONES [E.5]

7.1.1. Sistema de cimentación [E.5.1.1]

El sistema de cimentación contemplado en este Capítulo está compuesto por una malla de cimientos que configuran anillos rectangulares en planta, una loseta de piso y los elementos especiales de transferencia de carga al suelo de cimentación, si los hubiere. En conjunto, debe garantizarse que el sistema de cimentación es capaz de transferir al suelo las cargas verticales y laterales especificadas para la construcción, dentro de los límites de deformaciones totales y diferenciales aceptados para las casas de mampostería estructural.

7.1.2. Configuración en planta [E.5.1.2]

Los elementos de la malla de cimentación, ciclópeo más viga de corona ó concreto reforzado, deben configurar anillos rectangulares continuos en toda la planta de la edificación, con dimensiones interiores no mayores de 4.0 m. La intersección de los elementos de cimentación debe ser monolítica y los refuerzos deben anclarse

con ganchos estándar de 90° en la cara exterior del cemento transversal terminal. Los elementos que no rematen en cimientos transversales estructurales por ser discontinuos, no deben considerarse como parte de la malla de cimentación. Todo muro estructural de carga ó de rigidez se debe apoyar y anchar a un elemento estructural integrante de la malla de cimentación.

7.1.3. Estudio geotécnico [E.5.1.3]

Las disposiciones y los aspectos complementarios establecidos en este Capítulo, son aplicables sin necesidad de cumplir lo establecido en el Capítulo 8 de este Manual, con la excepción de suelos que presenten inestabilidad lateral, pendientes superiores al 30%, compresibilidad excesiva o expansibilidad de intermedia a alta ó colapsabilidad. En estos casos, debe realizarse un estudio geotécnico que cumpla los requisitos del Capítulo 7 de este Manual.

7.1.4. Investigación mínima [E.5.1.4]

Cuando para la obtención de la Licencia de Construcción no se exija Estudio de Suelos por parte de la entidad competente, se deben cumplir los siguientes requisitos mínimos:

- (a) Verificar el comportamiento de casas similares en las zonas aledañas constatando que no haya asentamientos diferenciales excesivos, agrietamientos, pérdida de verticalidad, deslizamientos, etc., que permita concluir que el comportamiento de las casas similares ha sido el adecuado.
- (b) Se debe realizar mínimo un apique por cada tres unidades construidas o por cada 300 m² de construcción, hasta una profundidad mínima de 2.0 m, en el que se constate la calidad razonable del suelo de cimentación.

(c) Se deben retirar del área de cimentación los materiales inconvenientes para el apoyo directo y superficial de la cimentación, como son: descapote, escombros, materia orgánica, etc.

(d) La capacidad portante del suelo para la cual se diseña la cimentación no debe ser superior a 0.05 MPa (5 tonf/m²), a menos que por experiencia anterior se haya demostrado como aceptable el utilizar capacidades portantes mayores, en cuyo caso para obtener la licencia de construcción se debe relacionar esta experiencia ante la dependencia gubernamental encargada de expedirla.

7.2. CIMIENTOS EN MALLAS DE CICLÓPEO Y VIGAS DE CIMENTACIÓN [E.5.2]

7.2.1. General [E.5.2.1]

Los cimientos de concreto ciclópeo dispuestos en planta como se especifica en 7.1.2, deben tener sección rectangular con una altura mínima de 200 mm y ancho que corresponda a las cargas del muro que soporta y a la capacidad portante del suelo, pero en ningún caso menor de 300 mm.

7.2.2. Elementos transversales [E.5.2.2]

Los cimientos excéntricos de concreto ciclópeo de medianería o de junta, deben tener cimientos perpendiculares que garanticen su estabilidad. Los elementos transversales no se deben espaciar a más de 3 m entre centros y la geometría de la sección debe ser igual a la de los cimientos centrales en su dirección.

7.2.3. Viga de amarre [E.5.2.3]

En los ejes de muros estructurales, deben coronarse el cimiento de concreto ciclópeo con una viga de amarre de espesor mayor o al menos igual al del muro que va a soportar.

7.2.4. Dimensiones [E.5.2.4]

La altura de esta viga de corona se debe determinar para que sea capaz de resistir en conjunto con el concreto ciclópeo, las discontinuidades que se presentan en los vanos de las puertas y ventanas, suponiendo una reacción uniforme del suelo en el cimiento. En ningún caso, la altura de esta viga puede ser inferior a 200 mm.

7.2.5. Refuerzo [E.5.2.5]

La viga de corona debe tener al menos cuatro barras longitudinales N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), dos arriba y dos abajo y estribo de barra N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm), espaciados cada 200 mm. En las esquinas deben evitarse los dobleces en ángulo recto de la armadura a más de 50 mm de la cara exterior. La resistencia del acero no debe ser menor de 240 MPa. Puede usarse acero de mayor resistencia y el diámetro de las barras puede modificarse manteniendo constante el producto del área de la barra por su resistencia.

7.2.6. Especificaciones del concreto [E.5.2.6]

El concreto especificado para las vigas de corona debe ser de resistencia no inferior a 17.5 MPa. En la elaboración del concreto ciclópeo puede utilizarse agregado pétreo con un tamaño máximo igual a la mitad del ancho de la sección de ciclópeo, pero no mayor que 250 mm. El concreto que conforma la matriz del

ciclópeo debe ser de las mismas características del concreto de la viga de corona.

7.3. CIMIENTOS EN MALLAS DE CONCRETO REFORZADO [E.5.3]

7.3.1. General [E.5.3.1]

Los cimientos de concreto reforzado dispuestos en planta como se especifica en 7.1 deben tener una sección rectangular con dimensiones no menores a las especificadas en la tabla 11.

7.3.2. Cimientos excéntricos [E.5.3.2]

Los cimientos excéntricos de concreto reforzado de medianería o de junta, deben tener cimientos perpendiculares que garanticen su estabilidad. Los elementos transversales no se deben espaciar a mas de 4.0 m entre centros y su geometría y refuerzo deben ser iguales a los mínimos especificados para los cimientos centrales en su dirección.

Tabla 11. Dimensiones mínimas de la sección para elementos de cimentación en concreto reforzado (mm)

Condición de apoyo	Construcción de un piso		Construcciones de dos pisos	
	Ancho	Alto	Ancho	Alto
Suelo natural	250	200	300	300
Plataforma de suelo mejorado (cimientos formaleteados)	200	200	250	250

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p. E-12

7.3.3. Refuerzo mínimo [E.5.3.3]

Los elementos de los cimientos que constituyen la malla de cimentación deben tener el siguiente refuerzo mínimo, colocado simétricamente en la sección y repartido en dos caras:

a) Refuerzo longitudinal:

Construcciones de un piso: 4 barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm).

Construcciones de dos pisos: 4 barras N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm).

b) Refuerzo transversal:

Estribos cerrados del N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm) espaciados a 200 mm.

7.3.4. Resistencia del refuerzo [E.5.3.3.1]

En el refuerzo el límite de fluencia, f_y , no debe ser inferior a 240 MPa para barras N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) y N° 2 (1/4") ó 6M (6 mm). Para barras N° 4 (1/2") o 12M (12 mm), el límite de fluencia debe ser superior o igual a 420 MPa.

7.4. INSTALACIONES HIDROSANITARIAS [E.5.4]

7.4.1. Instalaciones sobrepuestas [E.5.4.1]

Las instalaciones hidrosanitarias deben colocarse preferiblemente por encima de la malla estructural de cimentación, utilizando piezas de sobrecimiento entre la malla y el contrapiso y realizando una impermeabilización lateral y horizontal

adecuada en mortero con impermeabilizante integral.

7.4.2. Instalaciones empotradas [E.5.4.2].

Cuando se requiera atravesar con instalaciones hidrosanitarias los elementos de la malla estructural, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- (a) El diámetro del tubo que atraviesa no debe ser mayor de 150 mm.
- (b) Las perforaciones en los elementos de cimentación no pueden tener alturas mayores de 150 mm ni longitudes mayores de 300 mm.
- (c) La altura de los elementos perforados se debe incrementar en la dimensión vertical de la perforación si ésta excede el 50% de la altura original del elemento.
- (d) En perforaciones de altura superior o longitud superior a 150 mm, se deben colocar dos estribos adicionales a cada lado de la perforación a 50 mm de la misma y espaciados a 100 mm uno de otro. No se requiere colocar refuerzo longitudinal adicional.

7.4.3. Perforaciones para instalaciones [E.5.4.2.1]

Se pueden perforar las vigas de corona ó en las mallas de concreto reforzado individualmente con tuberías de diámetro menor o igual a 60 mm sin requisitos especiales. Los cimientos en ciclópeo, por debajo de la viga de corona, se pueden perforar con tubos hasta de 100 mm de diámetro y en longitudes hasta de 300 mm, sin requisitos especiales.

7.4.4. Instalaciones enterradas [E.5.4.3]

Cuando las instalaciones hidrosanitarias se ubiquen por debajo de la malla de cimentación, la distancia vertical entre el fondo de la malla y el borde superior de la tubería debe ser mayor de 100 mm. La Intersección entre los elementos de la malla de cimentación y la zanja de la instalación se debe rellenar con un concreto pobre.

7.5. CONTRAPISOS [E.5.5]

7.5.1. General [E.5.5.1]

Cualquiera que sea el sistema de cimentación que se adopte, debe garantizarse que actúa como un diafragma. La malla de cimentación, la loseta de contrapiso, los elementos especiales y suplementarios de transferencia de cargas al suelo de cimentación, el relleno colocado entre los elementos de la malla y la interacción del sistema de cimentación con el suelo por fricción y por empujes pasivos y activos, configuran el diafragma a nivel de cimentación.

7.5.2. Mortero [E.5.5.2]

La loseta de contrapiso que configura el acabado de piso, debe consistir en un mortero de acabado hecho con arena gruesa ó en un concreto de alizado hecho con agregado fino, de espesor no inferior a 30 mm. El refuerzo utilizado cumple únicamente los propósitos de atender la retracción de fraguado, para lo cual se pueden utilizar mallas de alambre, fibras incorporadas, lienzos especiales, anjeos, o elementos de similar o mejor funcionamiento.

7.5.3. Vaciado [E.5.5.3]

La ubicación de la loseta de contrapiso depende de la ubicación relativa de la malla de cimentación respecto del nivel de piso. En cualquier caso, la loseta de contrapiso se debe vaciar contra los muros estructurales, sobre un relleno compactado de material seleccionado (recebo).

7.6. ESPECIFICACIONES ESPECIALES [E.5.6]

7.6.1. Juntas [E.5.6.1]

El estudio geotécnico debe indicar la localización de las juntas en la cimentación. En ausencia de estudio geotécnico, las juntas entre casas deben hacerse a distancias no mayores de 30 m. La separación neta de la junta no debe ser inferior a 25 mm por cada piso de construcción.

7.6.2. Muros divisorios no estructurales [E.5.6.2]

Los muros divisorios no estructurales pueden apoyarse directamente sobre la loseta de piso, sin precauciones adicionales. Opcionalmente se pueden utilizar cintas de apoyo a nivel de la malla, como elementos secundarios, para cimentar los muros divisorios. En las intersecciones entre muros divisorios o entre éstos y los estructurales, debe evitarse la traba física y se deben emplear conectores flexibles cada 400 mm, del tipo malla de cernir N° 4, en dimensiones de 100 mm x 200 mm ó estribos en alambre de diámetro 4 mm de las dimensiones indicadas.

7.6.3. Suelos compresibles [E.5.6.3]

Cuando los suelos sean excesivamente compresibles, de capacidad inferior a la

establecida en 7.1.4 (d), se puede utilizar alguna de las propuestas de este Capítulo, si previamente se ha realizado una plataforma de suelo mejorado, compactada mecánicamente mínimo en 3 capas de 100 mm a una densidad Proctor del 90%.

7.6.4. Construcciones en ladera [E.5.6.4]

Cuando los desniveles entre el suelo y el espacio de la vivienda exija sistemas de contención, éstos se deben diseñar atendiendo las disposiciones del Capítulo 8 y disponiendo los elementos adicionales requeridos para resistir las cargas laterales allí especificadas.

Para pendientes superiores al 20% debe garantizarse la estabilidad en la cimentación, empleando procedimientos tales como pilares en concreto ciclópeo de sección circular, dispuestos en las esquinas del borde inferior de ladera, a distancias no mayores de 5 m entre centros y anclados no menos de 1 m en el suelo natural. La esquina de la malla de cimentación correspondiente a cada pilar se debe anclar mediante 4 barras del N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) formando una canastilla de 150 mm x 150 mm que debe penetraren el pilar al menos 500 mm y anclarse en los elementos de la malla de cimentación.

7.7. RECOMENDACIONES ADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN PARA CIMENTACIONES [E.6.2]

7.7.1. Preparación del terreno [E.6.2.1]

En esta fase se deben retirar los materiales no apropiados para soporte de la edificación como son escombros, material vegetal, suelo suelto, etc. Igualmente se

deben realizar los drenajes interiores y laterales necesarios y se deben determinar los niveles necesarios de tuberías y de la malla de cimentación. Si fuere necesario, se deben ejecutar las plataformas de suelo mejorado, compactado en capas no mayores de 150 mm ni menores de 100 mm.

7.7.2. Zanjas [E.6.2.2]

Se deben realizar de manera simultánea las zanjas requeridas para las instalaciones y para la malla de cimentación. Del fondo de las zanjas para los elementos estructurales se debe retirar el material suelo y se debe colocar un mortero pobre de limpieza de unos 40 mm de espesor. En caso de que la malla lleve concreto ciclópeo, en este momento se debe proceder a su vaciado.

7.7.3. Colocación de las armaduras [E.6.2.3]

Tanto los refuerzos longitudinales como los refuerzos transversales deben estar separados del suelo natural no menos de 50 mm en suelo seco, ni menos de 75 mm en suelo húmedo. Las tolerancias en recubrimientos y colocación de las armaduras con respecto a lo indicado en los planos deben ser de 10 mm. Una vez colocadas las armaduras de la cimentación, se deben fijar y anclar las armaduras de arranque de las columnas en los sitios indicados en los planos.

7.7.4. Colocación del concreto [E.6.2.4]

El concreto de la malla de cimentación se debe colocar empezando por los ejes de los muros de carga y siguiendo con los ejes transversales en barrido continuo. La suspensión provisional del vaciado del concreto se debe hacer mediante juntas verticales en los ejes de los muros de rigidez (transversales a los de carga). Durante la compactación del concreto colocado debe evitarse cualquier modificación en la posición de las armaduras de arranque de las columnas.

8. DISEÑOS GEOTECNICOS

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

8.1. GENERALIDADES [H.4.1.1]

Toda edificación debe soportarse sobre el terreno una forma adecuada para sus fines de diseño, construcción y funcionamiento. En ningún caso puede apoyarse sobre la capa vegetal, rellenos sueltos, materiales degradables o inestables, susceptibles de erosión, socavación, licuación o arrastre por aguas subterráneas. La cimentación se debe colocar sobre materiales de capacidad de soporte adecuada o sobre rellenos artificiales, que no incluyan materiales degradables, debidamente compactados.

8.2. ESTADOS LÍMITES [H.4.1.2]

El diseño de toda cimentación debe realizarse evaluando las condiciones críticas que puedan presentarse durante la construcción y vida útil de la estructura para los dos estados límites que se especifican en esta Sección.

8.2.1. Estado límite de falla [H.4.1.2.1]

Se puede llegar al estado límite de falla, entre otro, debido a:

- a) Que la resistencia del suelo de soporte, afectada por los factores de seguridad apropiados, sea menor que las solicitaciones que le impone la edificación, o el medio ambiente.

- b) Se presente disminución del equilibrio de la estructura en conjunto o en alguna de sus partes, debido a pérdida general de la estabilidad del terreno.
- c) Por falla de elementos críticos de la cimentación.
- d) Por respuesta del suelo debida a la amplificación de las ondas sísmicas en los estratos subyacentes de suelo, o por licuación del mismo debida al sismo.
- e) Por inestabilidad que lleve a cambios geométricos incompatibles con las hipótesis de análisis.
- f) Por falta de integridad estructural, debida a ausencia de amarres adecuados entre los diferentes elementos que conforman la cimentación.
- g) Por ocurrencia de deformaciones cuyo orden de magnitud es inaceptable, y que puedan llevar a la pérdida de equilibrio estático o a daños graves de la estructura o de edificaciones vecinas.

8.2.2. Estado límite de funcionamiento o servicio [H.4.1.2.2]

Se puede llegar al estado límite de funcionamiento o servicio, entre otros por:

- a) Deformaciones o asentamientos excesivos para el uso normal de la edificación y que puedan afectar su funcionamiento, aunque no impliquen pérdida de equilibrio.
- b) Por desplazamientos o levantamientos excesivos causados por suelos expansivos.

- c) Por daños locales, o generales, causados por fenómeno de erosión interna, lixiviación, o dispersión del suelo.
- d) Por vibraciones excesivas producidas por elementos móviles o cargas cíclicas, que el confort de los ocupantes de la edificación.
- e) Por daño local evitable a través de la disposición de juntas de expansión y de control.

8.3. MODOS DE FALLA [H.4.1.3]

Se ha establecido que la falla por capacidad portante del sistema suelo-cimiento es una falla por esfuerzos cortantes del suelo que soporta el cimiento. Esta falla puede ocurrir de tres maneras distintas, a saber: esfuerzo cortante generalizado, punzonamiento y esfuerzo cortante localizado.

8.3.1. Esfuerzo cortante generalizado [H.4.1.3.1]

Consideramos una cimentación corrida que descansa sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme (arcillas rígidas), como se muestra en figura 8.a, con un ancho igual a B . Ahora, si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por unidad de área, q , sobre la cimentación se muestra también en la figura 8.a, junto con el asentamiento. En cierto punto, cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por área unitaria, q_u , se denomina generalmente capacidad de carga última de la cimentación. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina falla general por corte. ^[1]

Esta falla es usualmente súbita y catastrófica, y al menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación, provocando un hinchamiento o bufamiento del suelo a los lados de la cimentación aunque el colapso final del mismo se presenta de un solo lado. ^[2]

8.3.2. Punzonamiento [H.4.1.3.2]

Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto, la grafica carga- asentamiento será como muestra la figura 8.c. En este caso, la zona de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica se inclinará y será prácticamente lineal. Este tipo de falla en suelos se denomina falla de corte por punzonamiento ^[3]. Esta falla se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de éste junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma. ^[4]

Aunque son bastante bien conocidas las diferencias entre los tipos de falla, no existe un criterio numérico general que permita predecir el tipo de rotura que se presentará, aunque el tipo de falla dependerá de la compresibilidad del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de carga existentes. En un suelo prácticamente incompresible el tipo de falla será por corte general. Sin embargo, si el suelo es muy compresible en relación con su resistencia al corte el tipo de falla será por punzonamiento.

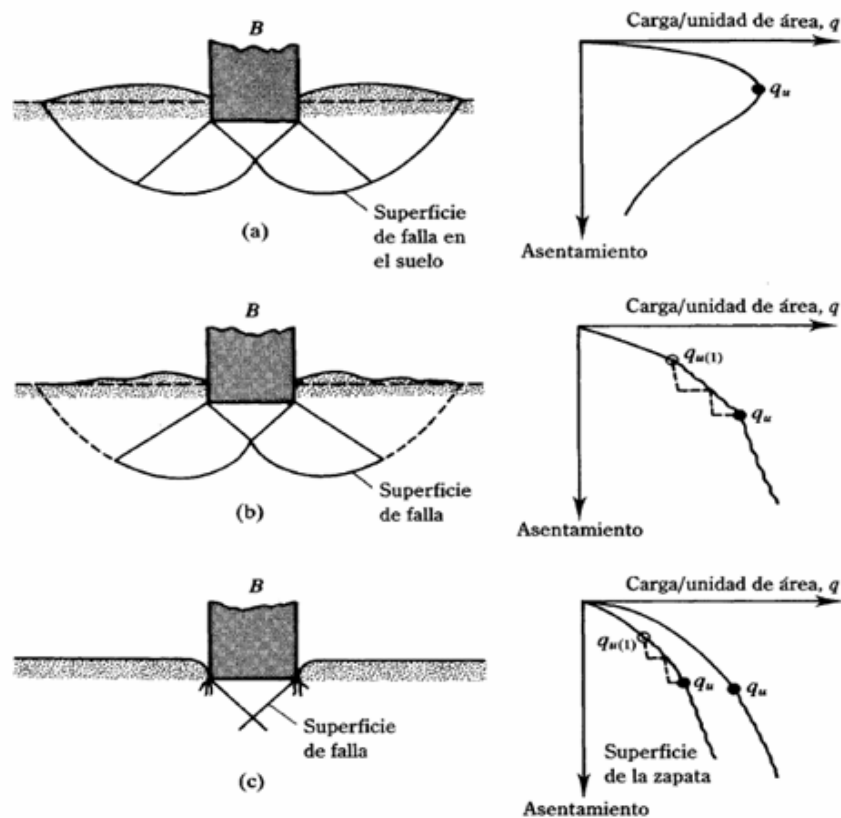
8.3.3. Esfuerzo cortante localizado [H.4.1.3.3]

Si la cimentación considerada descansa sobre suelo arenoso (arenas medias y flojas) o arcilloso medianamente compactado (arcillas suaves) (figura 8.b), un

incremento de carga sobre la cimentación también será acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como muestran las líneas continuas en figura 8.b. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual $q_{u(1)}$, el movimiento estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como se muestra la línea discontinua en la figura 8.b. La carga por unidad de área bajo la cual sucede es la capacidad de carga última, q_u . Más allá de este punto, una mayor carga estará acompañada por un incremento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la cimentación $q_{u(1)}$, se denomina carga primera de falla (Vésic, 1963). Note que un valor máximo de q no se presenta en este tipo de falla, llamada falla local por corte del suelo. ^[5]

Este tipo de falla representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufamiento del suelo a los lados de la cimentación, y además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo. Solamente cuando se llega a presentar un caso de desplazamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede suceder que las superficies de deslizamiento llegue a la superficies del terreno, pero aun en este caso no se produce una falla catastrófica ni inclinación de la zapata. ^[6]

Figura 8. Naturaleza de la falla en el suelo por capacidad de carga: (a) falla general por corte; (b) falla local por corte; (c) falla de corte por punzonamiento



Fuente: Das, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001. 153 p.

8.4. CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Son varios los estudios teóricos que se conocen y que se pueden aplicar en la resolución de los problemas referentes a la capacidad de carga de las cimentaciones en diferentes suelos. Entre dichos estudios teóricos se encuentran

los de Prandtl, Krey, Fellenius entre otros. Sin embargo, una solución menos exacta del problema, pero más sencilla, es la propuesta por Karl Terzaghi y que ha demostrado ser lo suficientemente aproximada para todos los casos en el campo de su aplicación práctica, la cual es la planteada por la Norma NSR-98 para hallar el esfuerzo límite básico de falla de cimentaciones superficiales.

8.4.1. Método NSR-98 [H.4.1.4]

El esfuerzo límite básico de falla de cimentaciones superficiales puede calcularse de acuerdo con la siguiente formulación:

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{\gamma B N_\gamma}{2}$$

Donde N_c , N_q , N_γ son factores adimensionales de capacidad portante calculados según las siguientes ecuaciones:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

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

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi$$

En el título H.4.1.4.1 de la Norma Sismo Resistente NRS-98, establece que aunque estrictamente hablando no es lícito suponer los efectos de los tres miembros de la ecuación, el error consiguiente es reducido; usualmente, según el tipo de suelos y el modo de falla, se deben utilizar sólo dos de éstos miembros, cualesquiera que sean más aplicables al caso específico que se trate.

En el título H.4.1.4.2 de la Norma Sismo Resistente NRS-98, aclara que la ecuación básica se aplica a cimientos muy largos, con cargas verticales centradas, terreno y base del cimiento horizontales, profundidad menor al ancho y suelo rígido. Para todos los demás casos se deben usar correcciones a N_c , N_q y N_{ϕ} apropiadas, las cuales deben estar debidamente sustentadas dentro de la mecánica de suelos.

8.4.2. Método de Terzaghi ^[7]

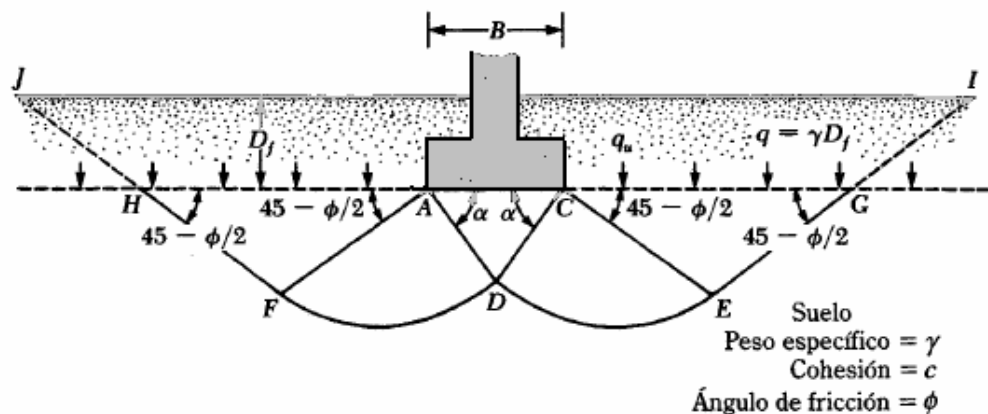
Terzaghi (1963) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con ésta, una cimentación es superficial si la profundidad, D_f , de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como cimentaciones superficiales.

Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en figura 9. (Note que éste es el caso para la falla general por corte como define la figura 8.a). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes (figura 9):

- 1) La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
- 2) Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
- 3) Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo, Φ . Note que, con el reemplazo del suelo de arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente a q , la resistencia de corte del suelo a lo largo de la superficie de falla GI y HJ fue despreciada.

Figura 9. Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p157

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga última en la forma:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c , N_q , N_y = son coeficientes sin dimensión que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llaman factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.

Tabla 12. Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_y^d	ϕ	N_c	N_q	N_y^d
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56

ϕ	N_c	N_q	N_y^d	ϕ	N_c	N_q	N_y^d
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

* Según Kumbhojkar (1993).

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p158

Los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_y se define mediante las expresiones:

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

$$N_q = \cot \phi \left[\frac{e^{2(\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right]$$

$$N_y = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi$$

Donde $K_{p\phi}$ = coeficiente de empuje pasivo y los valores de los factores N_c , N_q y

N_q se muestran en la tabla 12.

Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares no hay estudios teóricos que resuelvan el problema. Sin embargo, Terzaghi modificó con base en resultados experimentales su fórmula fundamental y presentó las siguientes fórmulas empíricas.

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Para estimar la capacidad de carga última de, se tiene:

➤ Para cimentaciones cuadradas:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

Donde B = dimensión de cada lado de la cimentación.

➤ Para cimentaciones circulares:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma B N_\gamma$$

Donde B = diámetro de la cimentación.

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones a las ecuaciones anteriores como sigue:

➤ Para cimentación corrida:

$$q_u = \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_y$$

➤ Para cimentación cuadrada:

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma B N'_y$$

➤ Para cimentación circular:

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma B N'_y$$

Tabla 13. Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi N'_c , N'_q y N'_y

ϕ	N'_c	N'_q	N'_y	ϕ	N'_c	N'_q	N'_y
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75

ϕ	N'_c	N'_q	N'_y	ϕ	N'_c	N'_q	N'_y
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p160

Donde N'_c , N'_q y N'_y son los factores de capacidad de carga modificada. Estos se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (para N_c , N_q y N_y) reemplazando Φ por $\Phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \Phi)$. La variación de N'_c , N'_q y N'_y , con el ángulo Φ de fricción del suelo, se muestran a continuación en la tabla 13.

8.4.3. Método de capacidad de carga por nivel de agua freático ^[8]

Las ecuaciones descritas anteriormente se desarrollaron para determinar la capacidad de carga última con base en la hipótesis de que el nivel freático esté localizado muy debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel freático está

cerca de la cimentación, es necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, dependiendo de la localización del nivel freático (figura 10).

Caso I. El nivel freático se encuentra localizado entre $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en las ecuaciones de la capacidad de carga toma la forma:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Donde:

q = sobrecarga efectiva

γ_{sat} = peso específico saturado del suelo

γ_w = peso específico del agua

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por:

$$\bar{\gamma} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Caso II. Para el nivel freático localizado de manera que $0 \leq d \leq B$, donde:

$$q = \gamma D_f$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de la capacidad de apoyo debe reemplazarse por el factor:

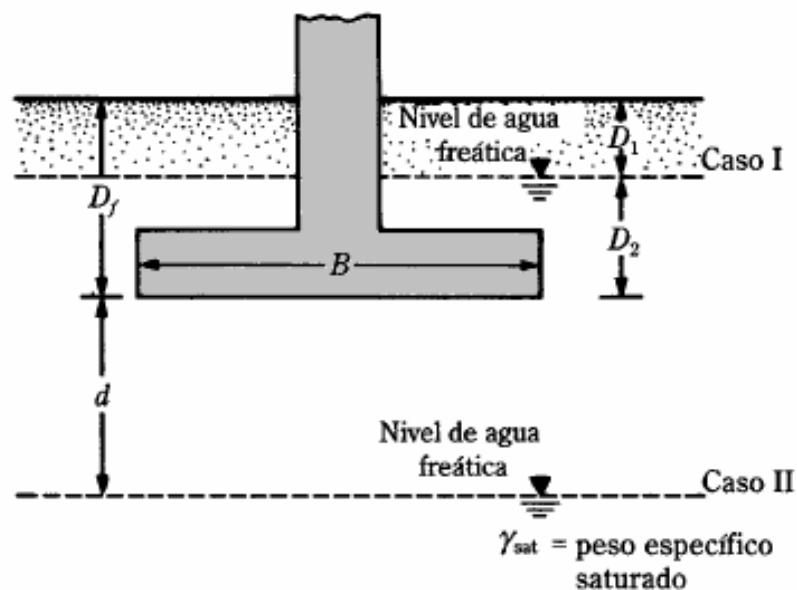
$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma')$$

Las anteriores modificaciones se basan en la hipótesis de que no existe fuerza de

filtración en el suelo.

Caso III. Cuando el nivel freático se localiza de manera que $d \geq B$, el agua no afectará la capacidad de carga última.

Figura 10. Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de agua freático



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p161

8.4.4. Método de Meyerhof ^[9]

Las ecuaciones de capacidad de carga última presentadas en las ecuaciones anteriores son únicamente para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares. Estas no se aplican para el caso de cimentaciones rectangulares ($0 < B/L < 1$). Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (porción de la superficie de falla marcada como GI y HJ en la figura 9). Además, la carga sobre

la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos los factores, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma de ecuación general de capacidad de apoyo:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{qs} F_{\square s} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

c = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

\square = peso específico del suelo

B = ancho de la cimentación (diámetro para cimentación circular)

F_{cs} , F_{qs} , $F_{\square s}$ = factores de forma

F_{cd} , F_{qd} , $F_{\square d}$ = factores de profundidad

F_{ci} , F_{qi} , $F_{\square i}$ = factores por inclinación de carga

N_c , N_q , N_\square = factores de capacidad de carga

Los factores de forma, profundidad e inclinación de carga son factores empíricos basados en datos experimentales.

8.4.5. Método de Skempton ^[10]

Pensando en términos de de longitud de la superficie de falla, una cimentación más profunda tendría una superficie de mayor desarrollo que otra menos profunda y, por tanto, la cohesión del suelo trabajaría más. Skempton determinó, experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de N_c queda afectado por la profundidad de desplante de la cimentación, creciendo, hasta cierto límite, a medida que la profundidad de desplante aumenta.

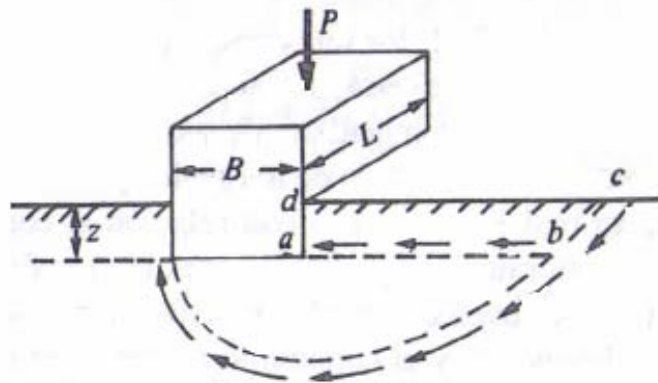
Skempton propuso que para determinar la capacidad de carga en suelos

puramente cohesivos se emplee una expresión semejante a la de Terzaghi:

$$q_0 = cN_c + \gamma Z$$

Con la diferencia de que ahora N_c ya no tiene el valor fijo de 5.7 para $\Phi = 0$, sino que varía con la relación Z/B , en la que Z es la profundidad de desplante de la cimentación y B el ancho de la misma (figura 11).

Figura 11. Capacidad de carga (Skempton)



Fuente: Crespo, Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Cuarta edición. México D.F.: Limusa S.A. de C.V. 1998. 293 p.

Los valores propuestos por Skempton para N_c son los mostrados en la tabla 14.

Tabla 14. Valores propuestos por Skempton para N_c

Z/B	N_c , Zapata circular o cuadrada	N_c , Zapata continua
0.00	6.2	5.14
0.25	6.7	5.60
0.60	7.1	5.90
0.75	7.4	6.20

Z/B	Nc, Zapata circular o cuadrada	Nc, Zapata continua
1.00	7.7	6.40
1.60	8.1	6.80
2.00	8.4	7.00
2.50	8.6	7.20
3.00	8.8	7.40
4.00	9.0	7.50
4.00	9.0	7.50

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Crespo. Ibid., 297 p.

8.5. FACTORES DE LA CAPACIDAD DE CARGA ^[11]

Con base en estudios de laboratorio y campo sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta (Vésic, 1973). Sin embargo, el ángulo α como se muestra en la figura 9, es más cercano a $45 + \Phi/2$ que a Φ . Si se acepta el cambio, los valores de N_c , N_q y N_{\square} para un ángulo de fricción del suelo cambiará también respecto a los proporcionados en la tabla 12. Con $\alpha = 45 + \Phi/2$, las relaciones para N_c y N_q pueden obtenerse como:

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

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

La ecuación para N_c fue originalmente obtenida por Prandtl (1921), y la relación N_q dada fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vésic (1973) dieron la relación para N_{\square} .

$$N_y = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Otras relaciones para N_q generalmente citadas, son las dadas por Meyerhof (1963), Hasen (1970), y Lundgren y Mortensen (1953). Los valores N_q para varios ángulos de fricción del suelo, se presentan en las tablas del apéndice A.1, A.2 y A.3.

Tabla 15. Factores de capacidad de carga

ϕ	N_c	N_q	N_y	N_q / N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_y	N_q / N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78

ϕ	N_c	N_q	N_y	N_q / N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_y	N_q / N_c	$\tan \phi$
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Op. Cit., p168

La tabla 15 muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo. La relación para N_q puede ser diferente a la propuesta en el texto referido (Braja Das) debido a que existe todavía controversia acerca de la variación de N_q con el ángulo de fricción del suelo ϕ .

8.6. FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN ^[12]

Las relaciones para los factores de forma, profundidad e inclinación recomendadas para usarse se muestran en la tabla 16. Otras relaciones encontradas generalmente en otros textos y referencias se muestran en la tabla del apéndice A.4.

Tabla 16. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para uso

Factor	Relación	Fuente
Forma ^a	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L \tan \phi}$ $F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ <p>Donde L = longitud de la cimentación</p>	De Beer (1970) Hansen (1970)

Factor	Relación	Fuente
Profundidad ^b	<p>Condición (a):</p> $D_f / B \leq 1$ $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{yd} = 1$ <p>Condición (b):</p> $D_f / B > 1$ $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{yd} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ <p>Donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
<p>a) Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio.</p> <p>b) El factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ está en radianes.</p>		

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p169

8.7. CAPACIDAD DE CARGA PARA CASOS ESPECIFICOS

8.7.1. Capacidad de carga de cimentaciones sobre suelos formados por gravas o por gravas y arenas ^[13]

La determinación de la capacidad de carga admisible, para un asentamiento máximo de 2.54 cm de cimentaciones colocadas sobre suelos granulares no cohesivos puede determinarse por medio de la expresión siguiente:

$$q_a = \sigma_a = 720 (N - 3) \left(\frac{B + 1}{2B} \right)^2 4.88 R, \text{ en } \text{kg/m}^2$$

En esta expresión, N es el número de golpes en la prueba de penetración normal, B es el ancho de la cimentación en pies y R es un factor de corrección que depende de la posición del nivel de las aguas freáticas y que puede obtenerse de la figura 12.

8.7.2. Capacidad de carga de zapatas colocadas sobre arenas ^[14]

En la determinación de la capacidad de carga de las cimentaciones, al esfuerzo cortante, colocadas sobre arenas es más conveniente hacer uso de la presión neta del suelo, es decir, la presión en la base de la cimentación en exceso de aquella debido a la sobrecarga del terreno que la rodea, o sea:

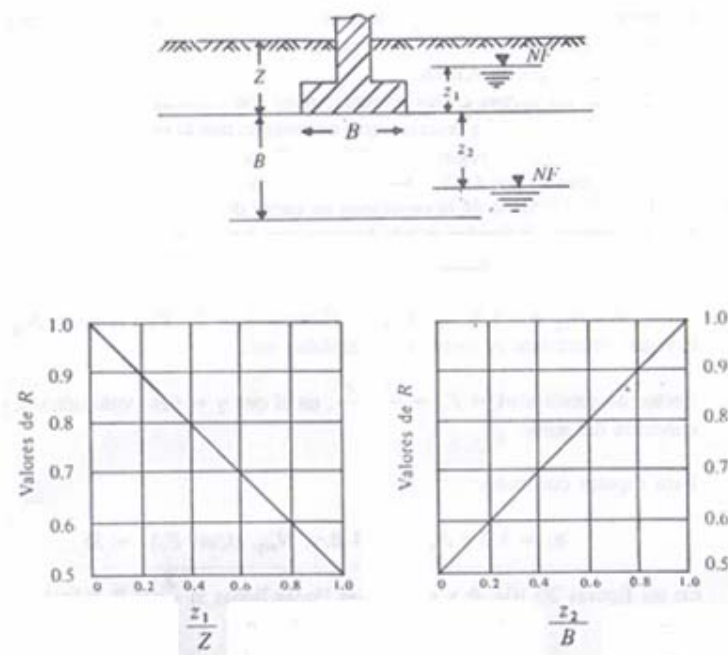
$$q_o = q'_o - \gamma Z = 0.5B\gamma N_\gamma + \gamma Z(N_q - 1)$$

La capacidad de carga admisible, según la ecuación anterior, será:

$$q_a = \sigma_a = q_o/3$$

Para determinar el ángulo de fricción interno de las arenas y así establecer N_q debe obtenerse primero la compacidad relativa de las mismas, y para deducir la compacidad relativa de las arenas el método más empleado es la prueba de penetración normal, misma que debe determinarse a intervalos de 1 m en dirección vertical y obtener un promedio de los valores de N entre el nivel de desplante de la cimentación y el valor del ancho de la misma bajo dicho nivel. El menor valor de N obtenido de esta manera en los diferentes sondeos es el que debe usarse en el diseño después de corregirse por π .

Figura 12. Factor de corrección R



Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Crespo, Op.Cit., p 299

8.7.3. Capacidad de carga admisible de las rocas ^[15]

En la tabla 17, se muestra la capacidad de carga admisible para diferentes tipos de rocas.

En una zapata poco profunda o cuando el suelo sobre la zapata pueda llegar a saturarse, ya sea por el nivel freático o por otra causa, debe hacerse una reducción del 50% en la capacidad de carga admisible ordinaria.

Si sobre la zapata se tiene una significativa sobrecarga del material que no se va a llegar a saturar, pero bajo la zapata sí se saturará debido al nivel freático, se debe reducir por lo menos en un 25% el valor de la capacidad de carga admisible normal. Cuando sobre un suelo se vaya a cimentar una máquina vibrante, la capacidad de carga admisible normal debe reducirse en un 50%.

Una fórmula nueva, según Bowles, que puede ser usada para determinar la capacidad de carga de los suelos con gravas y arenas en lugar de las indicadas anteriormente es la siguiente, para un asentamiento de una pulgada:

$$q_a = 0.6(N_{corr} - 3) \left(\frac{B + 0.305}{2B} \right)^2 F_p \text{ en kg/cm}^2$$

Usando:

B = ancho de zapata en metros

N = corregido por profundidad.

$F_p = 1 + Z/B \leq 2$, siendo Z la profundidad de desplante, sin tomar en cuenta si hay o no presente nivel freático.

Otra fórmula que puede emplearse en gravas y arenas, según Meyerhof es:

$$q_a = (0.11) (N_{corr} C_{1v})$$

Donde q_a queda en kg/cm^2 .

Se debe emplear el N corregido por profundidad, y:

$$C_{1v} = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{Z + B}$$

Donde:

D_w = profundidad del nivel freático en pies

Z = profundidad de desplante, en pies

B = ancho de la zapata, en pies

El asentamiento máximo en arenas secas se determina por la expresión:

$$S_{\max} = \frac{2q}{N_{\min}} \left[\frac{2B}{1 + B} \right]^2$$

Donde:

S = asentamiento, en pulgadas

B = ancho de la zapata, en pies

N_{\min} , corregido por profundidad

q = presión aplicada, en $\text{ton/pulg}^2 = \text{kg/cm}^2$

Si el nivel freático está localizado a menos de $B/2$ bajo el desplante, el valor anterior debe multiplicarse por el valor de F_n , que es la relación entre las presiones intergranulares, a $B/2$, sin nivel freático a la profundidad que esté.

Tabla 17. Carga admisible para diferentes tipos de rocas

Tipo de roca	Capacidad de Carga, Kg / cm ²
Roca suave	8
Roca medianamente dura	40
Roca dura y sana	60
Rocas sedimentarias	---
Lutitas y pizarras	8 a 10
Calizas	10 a 20
Rocas en plegamientos	---
Micas	40
Rocas ígneas	---
Basalto, granito, diorita, otros	20 a 40 y a 100
Rocas metamórficas	---
Gneiss	100
Mármol	10 a 20
(Generalmente $q_a = 0.2$ a $0.3 q_u$)	

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Crespo, Ibid., p 302

8.7.4. Efecto de la compresibilidad en el suelo ^[16]

Para tomar en cuenta el cambio de modo de falla en el suelo (es decir, falla local por corte). El cambio se debe a la compresibilidad del suelo. Para tomar en cuenta la compresibilidad del suelo, Vésic (1973) propuso la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c}$$

Donde F_{cc} , F_{qc} y $F_{\gamma c}$ = factores de compresibilidad del suelo.

Los factores de compresibilidad del suelo, obtenidos por Vésic (1973) a partir de la analogía de expansión de cavidades. De acuerdo con esta teoría, para calcular

F_{cc} , F_{qc} y $F_{\square c}$ deben darse los siguientes pasos:

- 1) Calcule el índice de rigidez, I_r , del suelo a una profundidad aproximada $B/2$ por debajo del fondo de la cimentación, o:

$$I_r = \frac{G}{c + q' \tan \phi}$$

Donde:

G = módulo cortante del suelo

q' = presión efectiva de sobrecarga a una profundidad $D_f + B/2$

Tabla 18. Variación de $I_{r(cr)}$ con ϕ y B/L

ϕ (grados)	$I_{c(cr)}$	
	$B/L = 0$	$B/L = 1$
0	13	8
5	18	11
10	25	15
15	37	20
20	55	30
25	89	44
30	152	70
35	283	120
45	592	225
40	1442	485
50	4330	1258

¹ Según Vésic (1973).

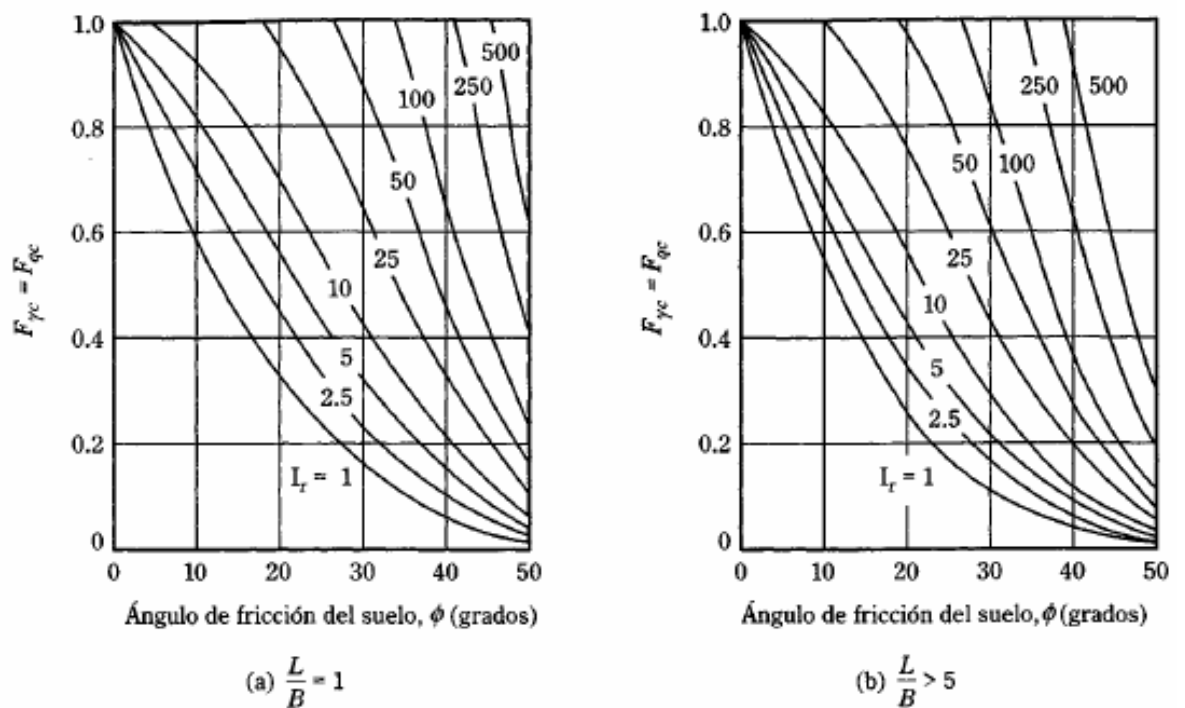
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Op. Cit., p 173

2) El índice de rigidez crítico, $I_{r(cr)}$, se expresa como:

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \right\}$$

Las variaciones de $I_{r(cr)}$ para $B/L=0$ y $B/L=1$ se muestran en la tabla 18.

Figura 13. Variación de $F_{\gamma_c} = F_{q_c}$ con I_r y ϕ



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 174

3) Si $I_r \geq I_{r(cr)}$, entonces:

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma_c} = 1$$

Sin embargo, si $I_r < I_{r(cr)}$, se obtiene:

$$F_{yc} = F_{qc} = \exp \left\{ \left(-4.4 + 0.6 \frac{B}{L} \right) \tan \phi + \left[\frac{(3.07 \sin \phi)(\log 2lr)}{1 + \sin \phi} \right] \right\}$$

La figura 13 muestra la variación de $F_{qc} = F_{yc}$ con ϕ e l_r .

➤ Para $\phi = 0$: $F_{cc} = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.60 \log l_r$

➤ Para $\phi > 0$: $F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi}$

8.7.5. Capacidad de carga de suelos estratificados: suelo más fuerte sobre suelo más débil ^[17]

Las ecuaciones para la capacidad de carga presentadas anteriormente, implican casos en que el suelo que soporta la cimentación es homogéneo y se extiende hasta una profundidad considerable. La cohesión, el ángulo de fricción y el peso específico del suelo fueron supuestos constantes en el análisis de capacidad de carga. Sin embargo, en la práctica se encuentran frecuentemente perfiles de suelos estratificados. En tales casos, la superficie de falla bajo la carga última puede extenderse a través de dos o más estratos. La determinación de la capacidad de carga última en suelos estratificados se hace sólo en un número limitado de casos.

A continuación se muestra el procedimiento para estimar la capacidad de carga de suelos estratificados propuestos por Meyerhof y Hanna (1978) y Hanna (1974).

La figura 14 y la tabla 19 muestra una cimentación superficial corrida soportada por estrato de suelo más fuerte sobre un suelo más débil, los parámetros físicos son los siguientes:

Bajo carga última por área unitaria (q_u), la superficie de falla en el suelo será como

lo muestra la figura 14. Si la profundidad H es relativamente pequeña comparada con el ancho B de la cimentación, ocurrirá una falla por corte de punzonamiento en la capa superior del suelo seguida por una falla por corte general en el estrato inferior, como lo muestra la figura 14.a. Sin embargo, si la profundidad H es relativamente grande, entonces la superficie de falla estará completamente localizada en el estrato superior de suelo, que es el límite superior para la capacidad de carga última, como lo muestra la figura 14.b.

La capacidad de carga última, q_u , para este tipo de problema, lo muestra la figura 14.a, y puede darse como:

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_s H$$

Donde:

B = ancho de la cimentación

$C_a = c_a H$ = fuerza adhesiva

P_p = fuerza pasiva por unidad de longitud de las caras aa' y bb'

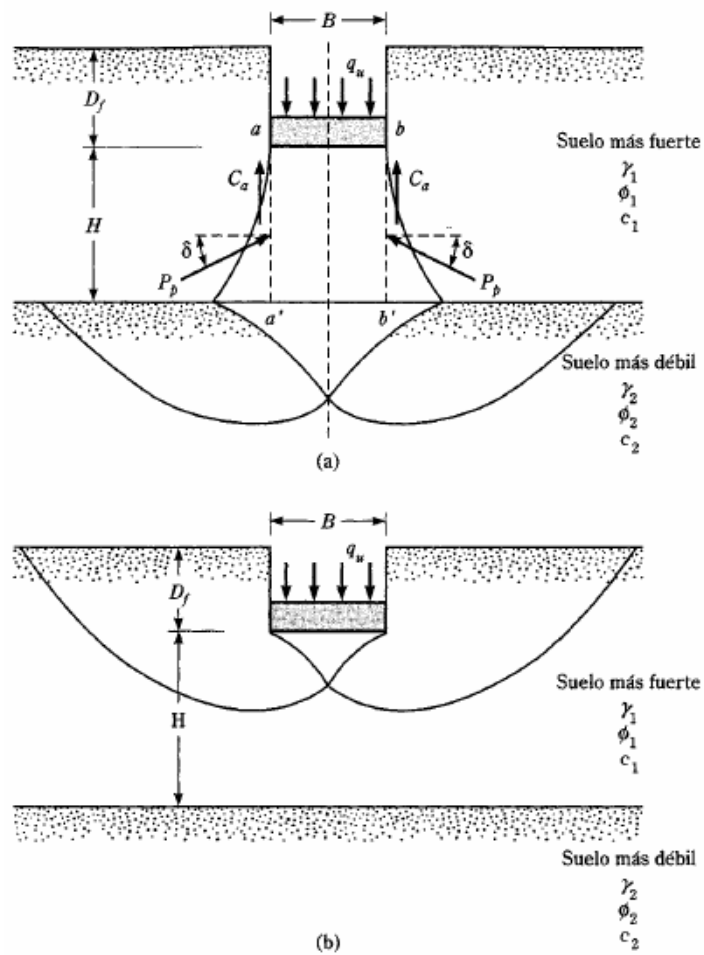
q_b = capacidad de carga del estrato inferior del suelo

δ = inclinación de la fuerza pasiva P_p respecto a la horizontal

c_a = adhesión

k_s = coeficiente de corte por punzonamiento

Figura 14. Capacidad de carga en una cimentación corrida sobre suelo estratificado



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 188

Tabla 19. Clasificación del suelo estratificado

Estrato	Peso específico	Angulo de fricción del suelo	Cohesión
Superior	γ_1	Φ_1	c_1
Inferior	γ_2	Φ_2	c_2

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 187

Entonces:

$$q_u = q_b + \frac{2c_u H}{B} + \gamma_2 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_2 H$$

El coeficiente por punzonamiento K_s es función de q_2/q_1 y ϕ_1 , o:

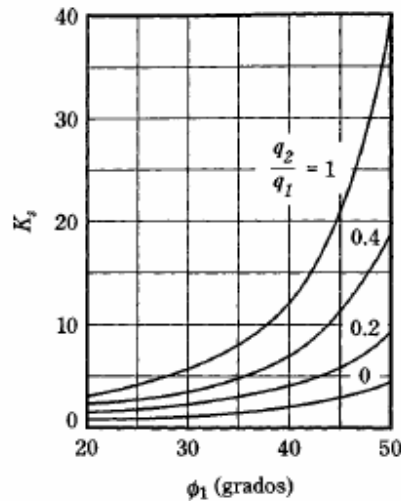
$$K_s = f \left(\frac{q_2}{q_1}, \phi_1 \right)$$

Note que q_1 y q_2 son las capacidades de carga últimas de una cimentación corrida de ancho B bajo carga vertical sobre las superficies de estratos gruesos homogéneos de suelo superior e inferior, o:

$$q_i = c_i N_{c(i)} + \frac{1}{2} \gamma_i B N_{\gamma(i)}$$

Es importante notar que, para el estrato superior de un suelo más fuerte, q_2 / q_1 debe ser menor que 1.

Figura 15. Coeficiente K_s de corte por punzonamiento, según Meyerhof y Hanna



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 190

La variación de K_s con q_2/q_1 y ϕ_1 se muestran en la figura 15, la variación de C_a

$/C_1$ con q_2 / q_1 en la figura 16. Si la altura H es relativamente grande, entonces la superficie de falla en el suelo estará completamente localizada en el estrato superior del suelo más fuerte figura 14.b. Para este caso,

$$q_u = q_c = c_1 N_{c(1)} + q_1 N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}$$

Donde:

$N_{q(1)}$ = factor de capacidad de carga para $\Phi = \Phi_1$ (tabla 15)

$$q = \square D_f$$

Para cimentaciones rectangulares, la ecuación anterior puede ampliarse a la forma:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_2 H}{B}\right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_2 \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_c$$

Donde:

$$q_b = c_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)}$$

$$q_c = c_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

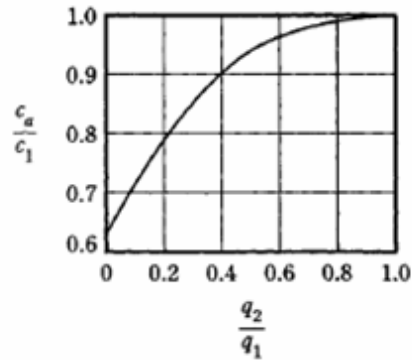
Donde:

$F_{cs(1)}, F_{qs(1)}, F_{\gamma s(1)}$ = factores de forma con respecto a la capa superior del suelo

$F_{cs(2)}, F_{qs(2)}, F_{\gamma s(2)}$ = factores de forma con respecto a la capa inferior del suelo

Estos factores se muestran en la tabla 16.

Figura 16. Variación de c_a / c_u vr. q_2 / q_1



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 190

Se pueden presentar los siguientes casos especiales:

El estrato superior es arena fuerte y el estrato inferior es arcilla suave saturada ($\Phi_q = 0$). Se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$q_b = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14 c_2 + \gamma_1 (D_f + H)$$

$$q_r = \gamma_1 D_f N_{q(s)} F_{qs(s)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(s)} F_{\gamma(s)}$$

Por consiguiente:

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14 c_2 + \gamma_1 D_f + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_2}{B}$$

Donde:

$$q_u \leq \gamma_1 D_f N_{q(s)} F_{qs(s)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(s)} F_{\gamma(s)}$$

Para la determinación de k_s de la figura 15, entonces:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_c(z)}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(z)}} = \frac{5.14 c_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(z)}}$$

1) El estrato superior es arena más fuerte y el estrato inferior es arena más débil ($c_1 = 0$ y $c_2 = 0$). La capacidad última de carga puede darse por:

$$q_u \leq q_r$$

$$q_u = \left[\gamma_1 (D_f + H) N_{q(z)} F_{qs(z)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(z)} F_{\gamma s(z)} \right] (\gamma_1 H^2) \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{K_1 \tan \Phi_1}{B} \right) \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) - \gamma_1 H$$

Donde:

$$q_r = \gamma_1 D_f N_{q(z)} F_{qs(z)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(z)} F_{\gamma s(z)}$$

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(z)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(z)}} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma(z)}}{\gamma_1 B N_{\gamma(z)}}$$

2) El estrato superior es arcilla superior más fuerte ($\Phi_1 = 0$) y el estrato inferior es arcilla saturada más débil ($\Phi_2 = 0$). La capacidad última de carga puede darse por:

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) 5.14 c_2 + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) + \gamma_1 D_f \leq q_r$$

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) 5.14 c_2 + \gamma_1 D_f$$

Para este caso:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5.14 c_2}{5.14 c_1} = \frac{c_2}{c_1}$$

8.8. FACTORES DE SEGURIDAD A LA FALLA

8.8.1. Método NSR – 98 [H.4.1.7]

La selección de los factores debe justificarse plenamente teniendo en cuenta:

- a) La magnitud de la obra
- b) Las consecuencias de una posible falla en la edificación o en sus cimientos
- c) La calidad de la información disponible en materia de suelos

Se deben utilizar factores mínimos de 2.0 para carga muerta y más carga viva máxima; de 3.0 para carga muerta más carga viva normal y de 1.2 para carga muerta más carga viva normal y el sismo de diseño.

8.8.2. Factor de seguridad para cimentaciones superficiales ^[18]

El cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, o:

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

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad de:

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS}$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por unidad de

área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado para la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone insignificante,

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Donde $q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última

$$q = \gamma D_f$$

Entonces:

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

El factor de seguridad, tal como se define por la ecuación en la última ecuación descrita puede ser por lo menos de 3 en todos los casos.

A menudo se usa otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga cimentaciones superficiales. Se trata del factor de seguridad con respecto a la falla por corte (FS_{corte}). En la mayoría de los casos un valor de FS_{corte} de 1.4 a 1.6 es deseable junto con un valor mínimo de seguridad de 3 a 4 por capacidad de carga última neta o bruta. El siguiente procedimiento debe usarse para calcular la carga neta admisible para un FS_{corte} dado.

1) Sean c y Φ la cohesión y el ángulo de fricción, respectivamente, del suelo y sea FS_{corte} el factor requerido de seguridad con respecto a la falla por corte. Entonces, la cohesión y el ángulo de fricción desarrollados son:

$$c_d = \frac{c}{FS_{corte}}$$

$$\Phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \Phi}{FS_{corte}} \right)$$

2) La capacidad de carga admisible bruta se calcula de acuerdo con las ecuaciones para cimentación corrida, cimentaciones cuadradas y cimentaciones circulares (Terzaghi), con c_d y Φ_d como los parámetros de resistencia al cortante del suelo. Por ejemplo, la capacidad de carga admisible bruta de cimentación corrida según la ecuación de Terzaghi es:

$$q_{adm} = c_d N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción, Φ_d

3) La capacidad admisible neta de carga es entonces:

$$q_{adm(neta)} = q_{adm} - q = c_d N_c + q(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Independientemente del procedimiento por el cual se aplique el factor de seguridad, la magnitud de FS debe depender de las incertidumbres y riesgos implicados en las condiciones encontradas.

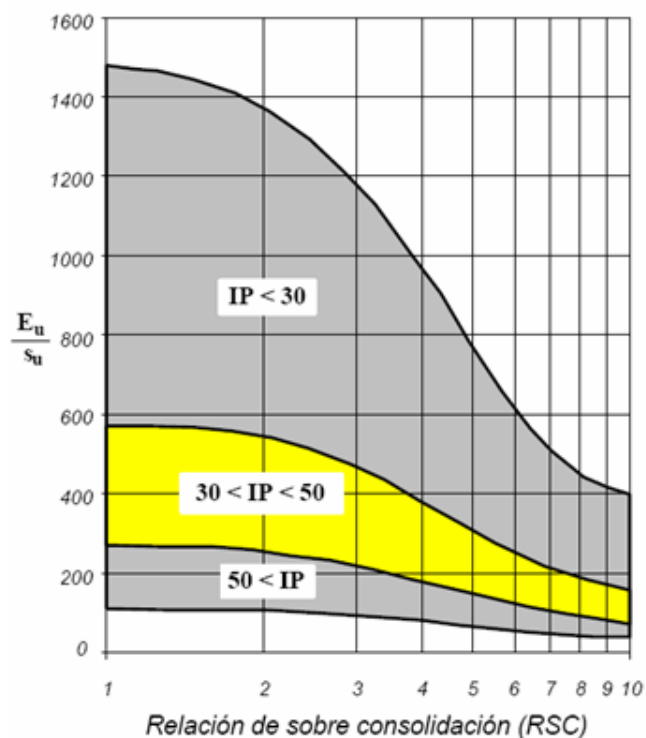
8.9. ASENTAMIENTOS [H.4.1.8]

La seguridad para el estado límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. La evaluación de los asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a

partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia.

8.9.1. Asentamientos inmediatos [H.4.1.8.1]

Figura 17. Relación entre el módulo de elasticidad E_u y la resistencia no drenada S_u



Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Op. Cit., p.H-20

Los asentamientos inmediatos dependen de las propiedades de los suelos a bajas deformaciones, en cuyo caso puede aceptarse su comportamiento elástico, y de la rigidez y extensión del cimiento mismo. El procedimiento se establece enseguida para suelos cohesivos y para suelos granulares en forma separada:

a) Suelos cohesivos – El asentamiento puede establecerse mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$S_i = C_i q B \left[\frac{1 - \mu^2}{E_u} \right]$$

Los valores del modulo de elasticidad no drenado, E_u , están relacionados con la resistencia no drenada, S_u , según se aprecia en la figura 17.

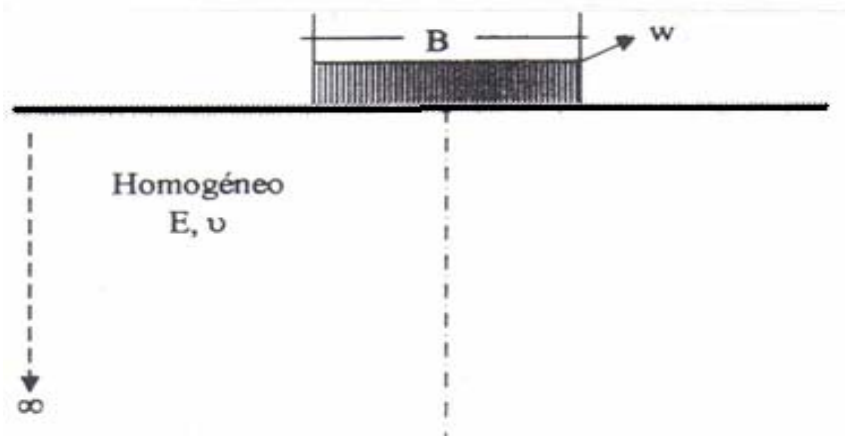
Para las arcillas podemos encontrar tres casos, los cuales se describen a continuación:

1) Espacio semi-infinito:

$$\rho = \frac{q_c B (1 - \nu^2)}{E} C_d$$

Donde C_d = Coeficiente o factor de forma que depende de la geometría del problema, rigidez del plano cargado y forma de la carga

Figura 18. Asentamientos inmediatos en un espacio semi-infinito



Fuente: Autores

Tabla 20. Factor de forma y rigidez, C_d para cálculo de asentamiento de punto bajo área cargadas de un espacio semi-infinito

Forma	Centro	Esquina	Mitad del lado corto	Mitad del lado largo	Promedio
Circular flexible	1.00	0.64	0.64	0.64	0.85
Circular rígido	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
Cuadrado	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
Cuadrado rígido	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
Forma	Centro	Esquina	Mitad del lado corto	Mitad del lado largo	Promedio
Rectangular Largo / Ancho					
1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15
2.0	1.52	0.76	0.98	1.12	1.30
3.0	1.78	0.88	1.11	1.35	1.52
5.0	2.10	1.05	1.27	1.68	1.83
10.0	2.53	1.26	1.49	2.12	2.29
100.0	4.00	2.00	2.20	3.60	3.70
1000.0	5.47	2.75	2.94	5.03	5.15

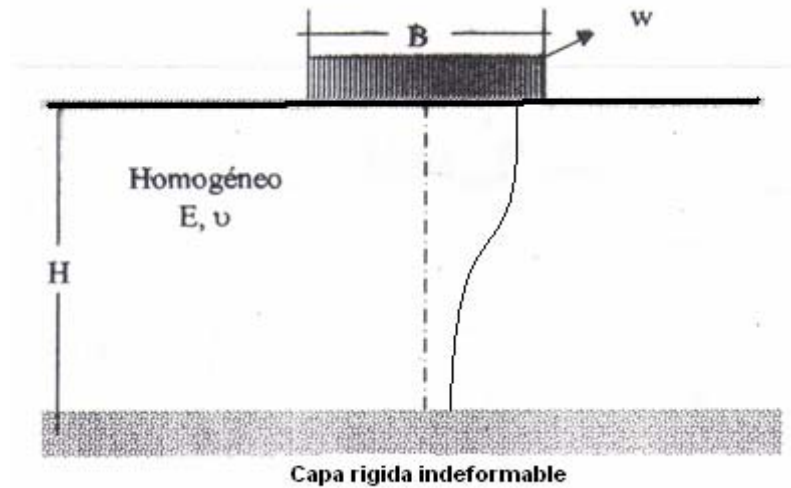
Fuente: Winterkorn y Fang. Foundation Engineering Handbook. 1978

2) Capa limitada por una base rígida:

$$\rho = \frac{q_c B (1 - \nu^2)}{E} C'_d$$

Donde C'_d = Tiene el mismo sentido de C_d y depende además del espesor de la capa H.

Figura 19. Asentamiento inmediato en capa por una base rígida



Fuente: Autores

Tabla 21. Valores de para diferente geometría

H/B	Forma del cimiento						
	Circular			Rectangular			
	$\Phi = B$	L/B = 1	L/B = 1.5	L/B = 2	L/B = 3	L/B = 5	L/B = 10
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
0.5	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
1.0	0.70	0.75	0.81	0.83	0.83	0.83	0.83
1.5	0.80	0.86	0.97	1.03	1.07	1.08	1.08
2.5	0.88	0.97	1.12	1.22	1.33	1.39	1.40
3.5	0.91	1.01	1.19	1.31	1.45	1.56	1.59
5.0	0.94	1.05	1.24	1.38	1.55	1.72	1.82
∞	1.00	1.12	1.36	1.52	1.78	2.10	2.53

Fuente: Winterkorn y Fang. Foundation Engineering Handbook. 1978

3) Dos o más capas limitadas por una base rígida

$$\rho = \frac{q_c B (1 - \nu^2)}{E} C'_d$$

Donde C'_d = Tiene el mismo sentido de C_d y depende además del espesor de la capa H

El asentamiento inmediato total es:

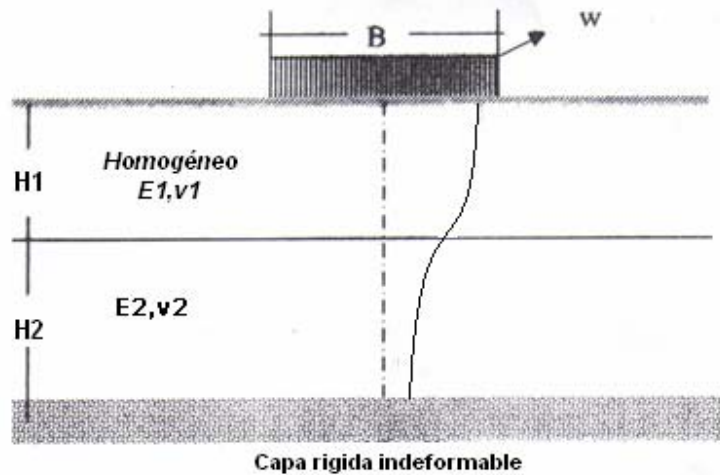
$$\rho_T = \rho_1 + \rho_2$$

El asentamiento de la capa 1 es calculada como en el caso anterior, considerando que la capa rígida se encuentra a la profundidad H1.

El asentamiento en la capa 2 es determinado así:

- Se calcula el asentamiento total de la capa H1+H2 con las características del suelo de la capa 2.
- Se calcula el asentamiento de la capa 1 con las características del suelo de la capa 2.
- Este último valor es restado del calculado para H1+H2

Figura 20. Asentamiento inmediato en dos o más capas limitadas por una base rígida



Fuente: Autores

b) Suelos granulares ^[19] – El asentamiento puede establecerse como la sumatoria de los efectos de la sobrecarga, capa por capa, así:

$$S = C_1 C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta Z_i$$

Los factores de corrección C_1 y C_2 están dados por:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma_{vc}}{\Delta q} \right) \geq 0.5$$

Para suelos granulares exclusivamente, $C_2 = 1$.

Los valores del modulo de elasticidad aplicable están dados por:

$$E_s = k q_c$$

El asentamiento de suelos granulares se evalúa usando un factor de influencia semiempírico, propuesto por Schmertmann y Hartman (1978). De acuerdo con este método, se tiene que:

$$S = C_1 C_2 q_n \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta Z_i$$

Donde:

C_1 y C_2 son factores de corrección

q_n = presión de contacto neta

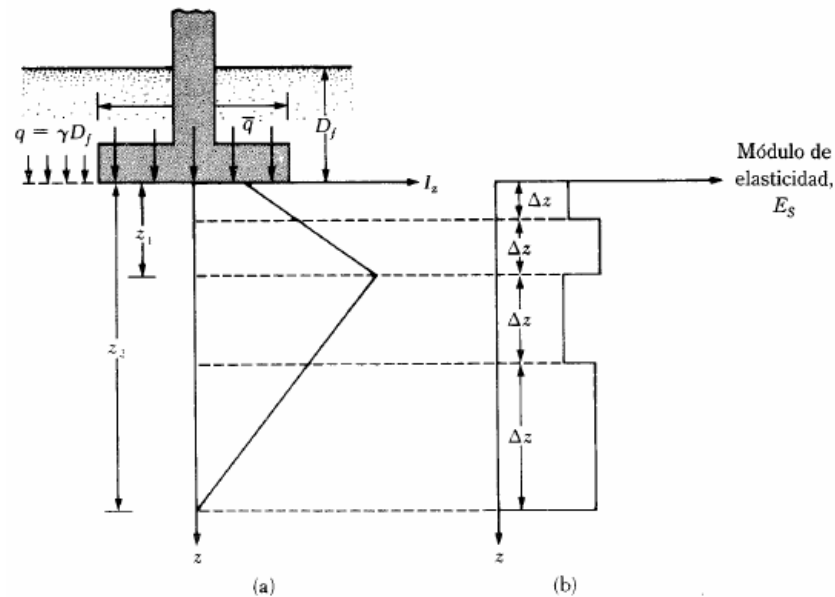
t = tiempo en años

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma_c}{q_n} \right) \geq 0.5$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log(t/0.1)$$

Donde I_z es variable con la profundidad y E puede ser también variable con la profundidad o con la resistencia a la penetración del suelo, bien por SPT o por CPT (figura 21).

Figura 21. Calculo de asentamiento elástico usando el factor de influencia de la deformación unitaria



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Op. Cit., p 247

Las capas se determinan de acuerdo con la variación de I_z o con la penetración, es decir, con E . El valor de E se determina a partir de la penetración de acuerdo con las siguientes relaciones:

$$E_s = k q_c$$

Los valores para k son los propuestos en el título H.1.8.1 de la Norma Sismo Resistente NRS-98, como:

- $k = 1.5$ para limos arenosos
- $k = 2.0$ para arena compacta

- $k = 3.0$ para arena densa
- $k = 4.0$ para arena gravillosa

Para Schmertmann y Hartman:

- $k = 2.5$ para cimientos cuadrados
- $k = 3.5$ para cimientos largos

Los valores de Q_c y n se relacionan a continuación en la tabla 22, de la siguiente manera:

Tabla 22. Valores de la relación Q_c / n

Tipo de suelo	Q_c / n
Limo, limo arenoso, mezclas de limo y arena ligeramente cohesivos	2.0
Arena fina a media limpia o algo limosa	3.5
Arena gruesa, arenas con grava pequeña	5.0
Grava arenosa o grava	6.0

Fuente: Winterkorn y Fang. Foundation Engineering Handbook. 1978

Donde:

$Q_c = \text{Kg/cm}^2$ o en ton/pie^2

$n = \text{golpes por pie}$

c) Otras relaciones – Relaciones entre el modulo de elasticidad y el valor de la penetración estándar y la penetración con cono, pueden utilizarse con el soporte experimental adecuado.

8.9.2. Asentamientos por consolidación [H.4.1.8.2]

Los asentamientos por consolidación se producen por la migración del agua hacia fuera de los suelos saturados, como respuesta a una sobrecarga externa.

a) Suelos Normalmente Consolidados – En este caso los asentamientos pueden calcularse así:

Para la curva de consolidación expresada en términos de Índice de Compresión C_c :

$$S = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}}$$

Para la curva de consolidación expresada en términos de deformación y el Índice de Compresión Modificado C_{cc} :

$$S = C_{cc} H_0 \log \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = C_{cc} H_0 \log \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}}$$

Donde:

$$C_{cc} = \frac{C_c}{1 + e_0}$$

b) Suelos Preconsolidados – En este caso, el asentamiento debe calcularse en dos partes: la primera hasta la presión de preconsolidación; y la segunda – si ésta es excedida – de ese punto en adelante, así:

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_p}{\sigma_{v0}} + C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma_p}$$

8.9.3. Asentamientos secundarios [H.4.1.8.3]

La consolidación secundaria puede definirse como la deformación en el tiempo que ocurre esencialmente a un esfuerzo efectivo constante. No obstante las deformaciones propias de la consolidación primaria pueden coincidir en el tiempo con las de la consolidación secundaria.

a) Cálculos de Asentamientos por Consolidación Secundaria – Deben usarse para estos efectos la siguiente formulación:

$$S_s = \frac{e_s}{1 + e_p} (H_p)(\Delta \log t)$$

b) Factibilidad de la Consolidación Secundaria – no siempre se desencadena un proceso de consolidación secundaria. Prerrequisitos para este fenómeno parecen ser:

- Carácter orgánico del depósito de suelos
- Presencia de suelos blandos
- Niveles de esfuerzos por sobre $0,5\tau_f$ en la práctica

Debe, en consecuencia, adelantarse el programa de laboratorio que permita comprobar la posible ocurrencia del fenómeno.

8.10. EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS [H.4.1.9]

8.10.1. Clasificación [H.4.1.9.1]

El asentamiento de una cimentación se divide en dos categorías principales como nos hace referencia la Norma, las cuales son:

a) Asentamiento elástico o inmediato: este tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura.

b) Asentamiento por consolidación: este ocurre a lo largo del tiempo. El agua de los poros es expulsada de los espacios vacíos de los suelos arcillosos saturados sumergidos en agua.

El asentamiento total de una cimentación es la suma de los asentamientos elásticos y por consolidación.

El asentamiento por consolidación comprende dos fases: primaria y secundaria. El asentamiento por consolidación secundaria ocurre después que terminó la consolidación primaria y es causado por deslizamiento y reorientación de las partículas de suelo bajo carga sostenida. El asentamiento por consolidación primaria es más importante que el asentamiento por consolidación secundaria en suelos arcillosos inorgánicos. Sin embargo, en suelos orgánicos, el asentamiento por consolidación secundaria es más importante. ^[20]

8.10.2. Límites de asentamientos totales [H.4.1.9.1]

Los asentamientos totales a 20 años calculados se deben limitar a los siguientes valores:

a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecte la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.

b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

8.10.3. Límites de asentamientos diferenciales [H.4.1.9.2]

Los asentamientos diferenciales calculados se deben limitar a los valores fijados en la tabla 23, expresados en función de l , distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción.

Tabla 23. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados

Tipo de construcción	Δ_{max}
a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$l/1000$
b) Edificaciones con muro de carga en concreto o mampostería	$l/500$
c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$l/300$
d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$l/160$

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Op.Cit., p.H-23

8.10.4. Límites de giro [H.4.1.9.4]

Los giros calculados deben limitarse a valores que no produzcan efectos estéticos o funcionales que impidan o perjudiquen el funcionamiento normal de la edificación, amenacen su seguridad, o disminuyan el valor comercial de la misma. En ningún caso localmente pueden sobrepasar del $l/250$.

8.11. RESULTANTES Y EXCENRICIDADES [H.4.1.12]

Toda cimentación deben calcularse las excentricidades que haya entre el punto de aplicación de las cargas y resultantes y el centroide geométrico de la cimentación, así:

a) Dichas excentricidades tienen que tenerse en cuenta en el cálculo de la capacidad ante falla, capacidad admisible y asentamientos totales, diferenciales y giros.

b) Las losas de cimentación deben diseñarse de tal manera que las resultantes de las cargas estáticas aplicadas coincidan con el centroide geométrico de la losa. Para obtener la precisión necesaria en el cálculo de los centros de gravedad y de empuje de la losa, debe considerarse todo el conjunto de cargas reales que actúan sobre la losa, incluyendo en ella los muros interiores y exteriores, acabados, excavaciones adyacentes a la losa, sobre carga neta causada por los edificios vecinos y la posibilidad de variación de los niveles de aguas subterráneas.

8.12. EFECTOS DE LA EXCENRICIDAD EN LA CAPACIDAD DE CARGA ^[21]

En varias situaciones, como en la base de un muro de retención, las cimentaciones son sometidas a momentos además de la carga vertical, como se observa en la figura 22. En tales casos, la distribución de presión por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es:

$$q_{\text{máx}} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

y

$$q_{\text{mín}} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

Donde:

Q = carga vertical total

M = momento sobre la cimentación

La figura 22.b muestra un sistema de fuerza equivalente al mostrado en la figura 22.a. La distancia e, es la excentricidad, o:

$$e = \frac{M}{Q}$$

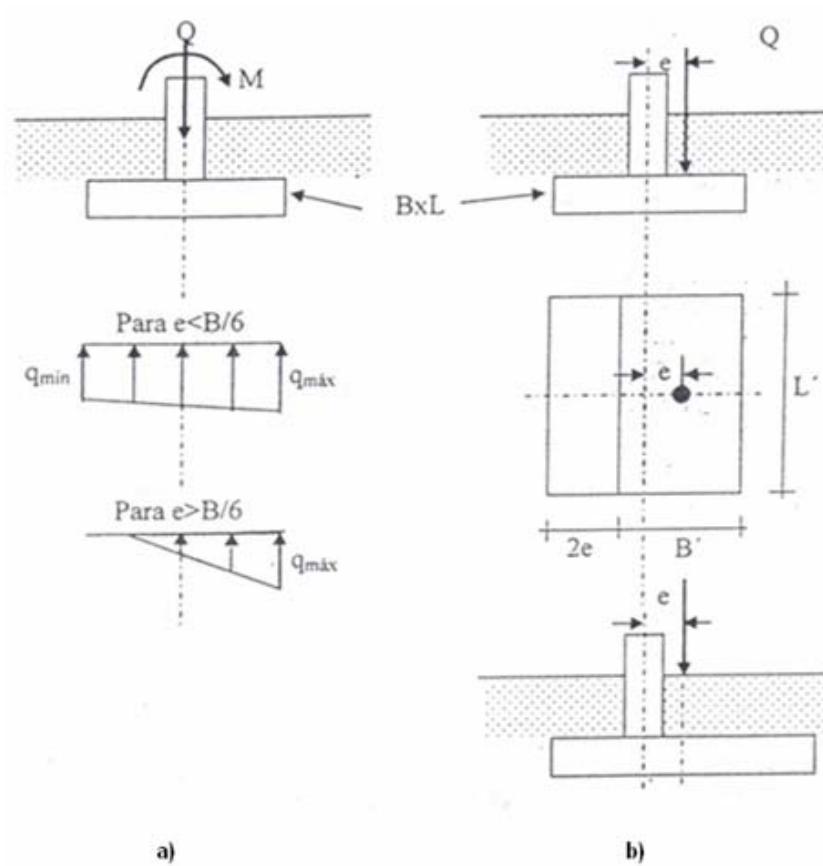
Sustituyendo la ecuación descrita para e en las ecuaciones de $q_{\text{máx}}$ y $q_{\text{mín}}$, se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$q_{\text{máx}} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

y

$$q_{\text{mín}} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Figura 22. Cimentaciones cargadas excéntricamente



Fuente: Autores

El factor de seguridad para tales tipos de carga contra la falla por capacidad de carga se evalúa usando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953), denominado como el método del área efectiva. El siguiente es proceso paso a paso de Meyerhof para la determinación de la carga la carga última que el suelo puede soportar y el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga.

8.12.1. Excentricidad en una dirección ^[22]

- 1) Determinar las dimensiones efectivas de la cimentación como:

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$

$$L' = \text{largo efectivo} = L$$

Note que, si la excentricidad es en una dirección del largo de la cimentación, el valor de L' será igual a $L - 2e$. El valor de B' es entonces igual a B . La de las dos dimensiones (es decir, L' y B') es el ancho efectivo de la cimentación.

- 2) La ecuación para la capacidad de carga última es:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para hallar los valores de los factores de forma usar la tabla 16 con dimensiones del largo efectivo y ancho efectivo en vez de L y B , respectivamente. Para determinar, los factores de profundidad, usar la tabla 16 (no reemplace B por B').

- 1) La carga última que la cimentación puede soportar es:

$$Q_{ult} = \frac{A'}{q_u(B')(L')}$$

Donde A' = área efectiva

- 2) El factor de seguridad contra la falla por capacidad de apoyo es:

$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q}$$

3) Verificar el factor de seguridad respecto a $q_{\text{máx}}$, o, $FS = q'_u / q_{\text{máx}}$.

8.12.2. Excentricidad en dos direcciones ^[23]

Considere una situación en que una cimentación es sometida a carga vertical última Q_{ult} y a un momento M como se muestra en la figura 23.a y 23.b. Para este caso, las componentes del momento M respecto a los ejes x y y se determinan como M_x y M_y respectivamente (figura 23.c). Esta condición es equivalente a una carga Q_{ult} colocada excéntricamente sobre la cimentación con $x = e_B$ y $y = e_L$ (figura 23.d).

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{\text{ult}}}$$

Y

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{\text{ult}}}$$

Si se quiere Q_{ult} , esta puede obtenerse como sigue:

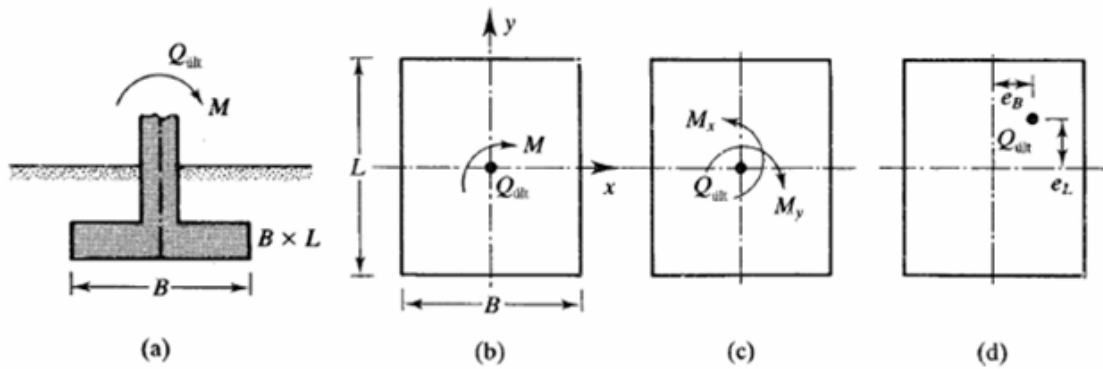
$$Q_{\text{ult}} = q'_u A'$$

Donde:

$A' = \text{área efectiva} = B'L'$

$$q'_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Figura 23. Excentricidad en dos direcciones



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Op. Cit., p 179

Como antes, para evaluar F_{cs} , F_{qs} y $F_{\square s}$ (tabla 16), usar las dimensiones de largo efectivo (L') y del ancho efectivo (B') en vez de L y B , respectivamente. Para calcular F_{cd} , F_{qd} y $F_{\square d}$, usar la tabla 16, sin embargo no reemplace B por B' . Al determinar el área efectiva (A'), el ancho efectivo (B') y el largo efectivo (L'), puede presentarse cuatro casos posibles (Hingter y Anders, 1985), que se describen a continuación:

➤ Caso I. $e_L/L \geq 1/6$ y $e_B/B \geq 1/6$

Donde:

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1$$

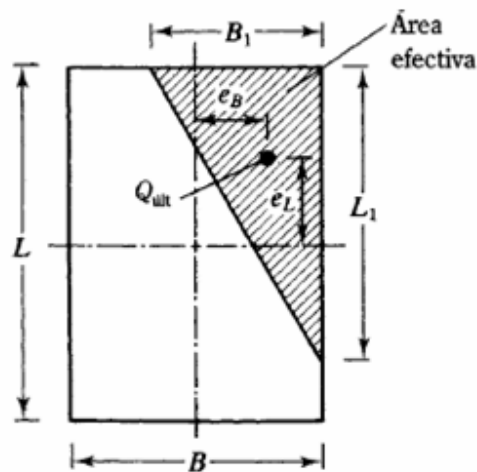
$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right)$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right)$$

$L' = L_1$ o $B \rightarrow$ el mayor

$$B' = \frac{A}{L'}$$

Figura 24. Área efectiva para el caso de $e_L/L \geq 1/6$ y $e_B/B \geq 1/6$



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 180

➤ Caso II. $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < 1/6$

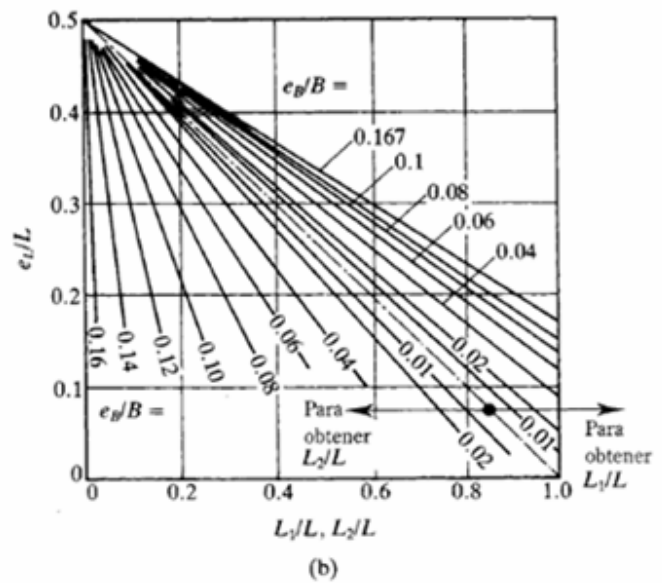
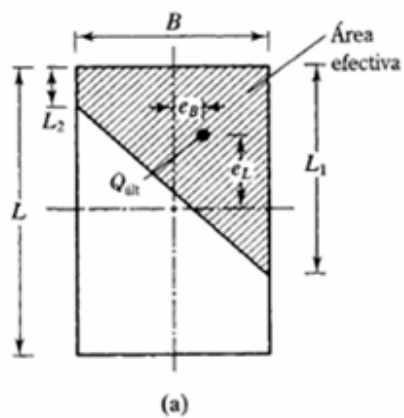
Donde:

$$A' = \frac{1}{2} (L_1 + L_2)$$

L_1 y $L_2 \rightarrow$ Ver figura 27

$$B' = \frac{A}{L_1 \text{ o } L_2 \text{ (el que sea mayor)}}$$

Figura 25. Área efectiva para el caso de $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < 1/6$



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 182

➤ Caso III. $e_L/L < 1/6$ y $0 < e_B/B < 0.5$

Donde:

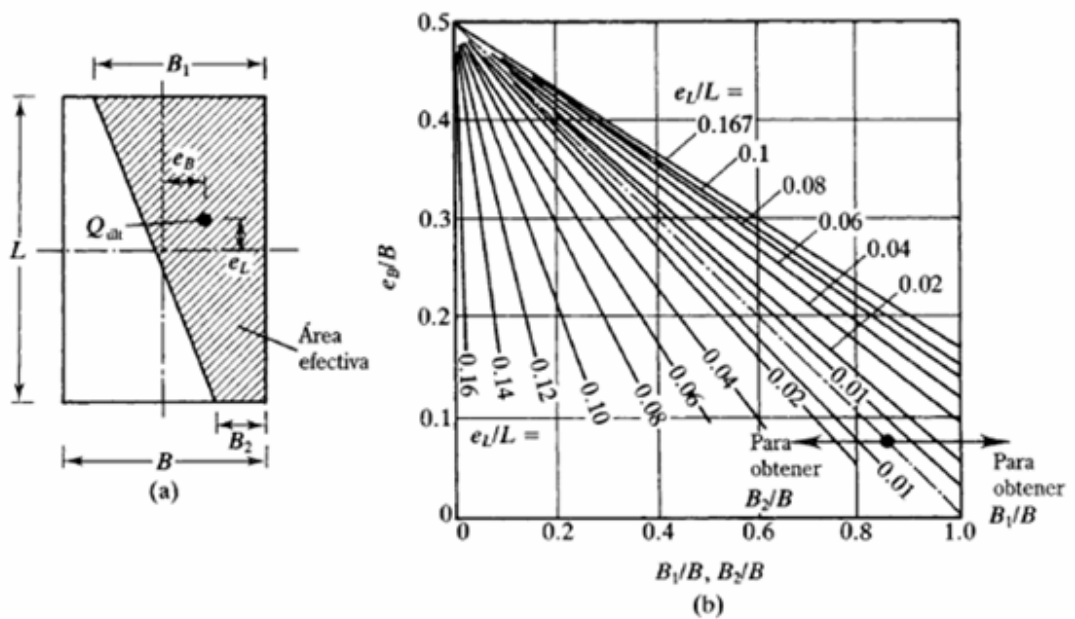
$$A' = \frac{1}{2} (B_1 + B_2) L$$

B_1 y $B_2 \rightarrow$ Ver figura 28

$$L' = L$$

$$B' = \frac{A}{L}$$

Figura 26. Área efectiva para el caso de $e_L/L < 1/6$ y $0 < e_B/B < 0.5$



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 183

➤ Caso IV: $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 1/6$

Donde:

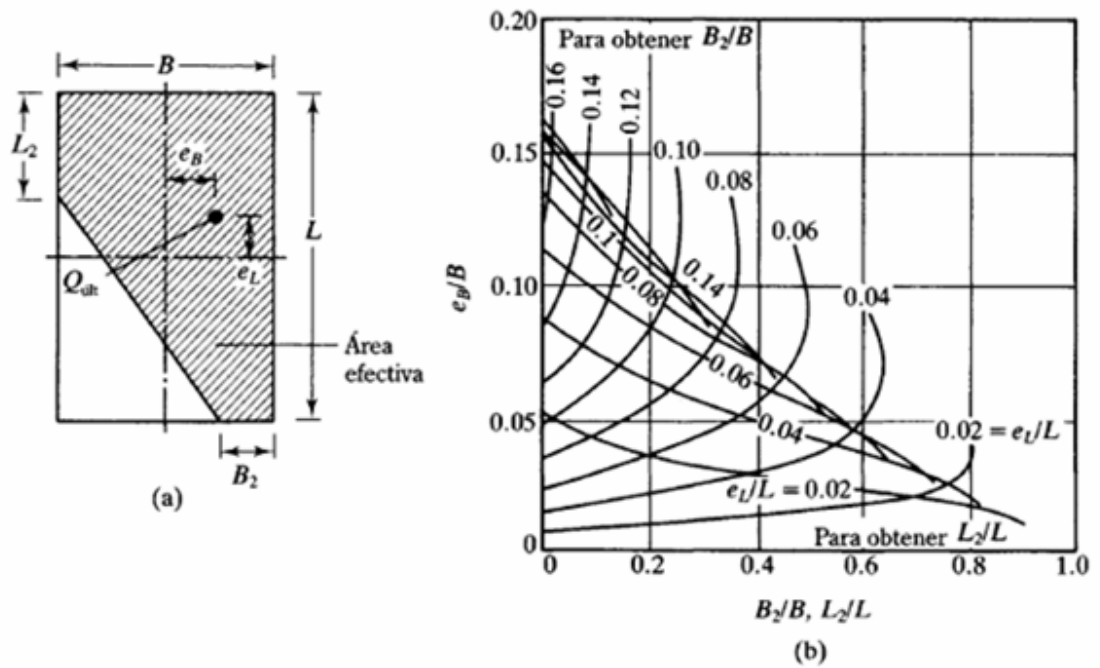
$$A' = L_2 B + \frac{1}{2} (B + B_2) (L - L_2)$$

B_2 y L_2 → Ver figura 29

$$L' = L$$

$$B' = \frac{A}{L}$$

Figura 27. Área efectiva para el caso de $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 1/6$



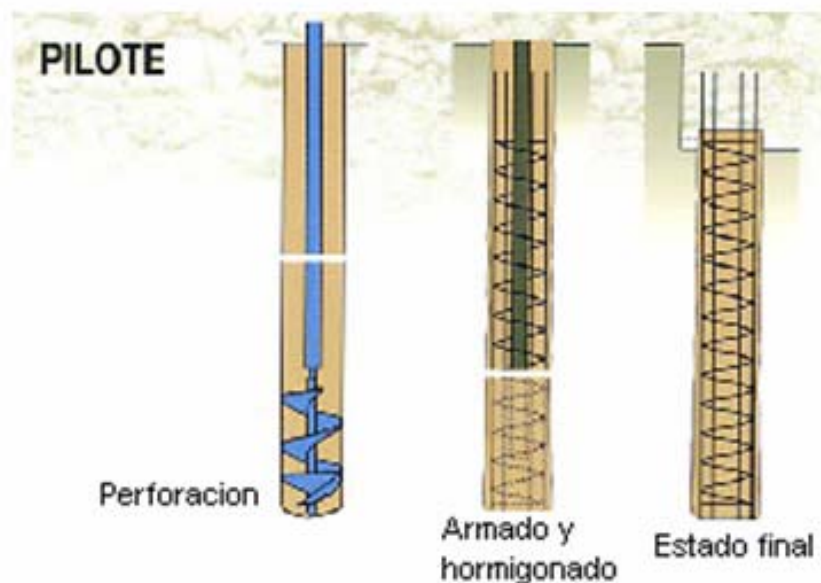
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 184

CIMENTACIONES PROFUNDAS

8.13. GENERALIDADES ^[24]

Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud que sirven de unión entre el suelo estable y la cimentación, atravesando la capa de terreno que se juzgan malas (figura 28). Los pilotes pueden ser de madera, hormigón armado o acero.

Figura 28. Esquema de un pilote



Fuente: <http://www.pilson-ts.com/pilotes.jpg>

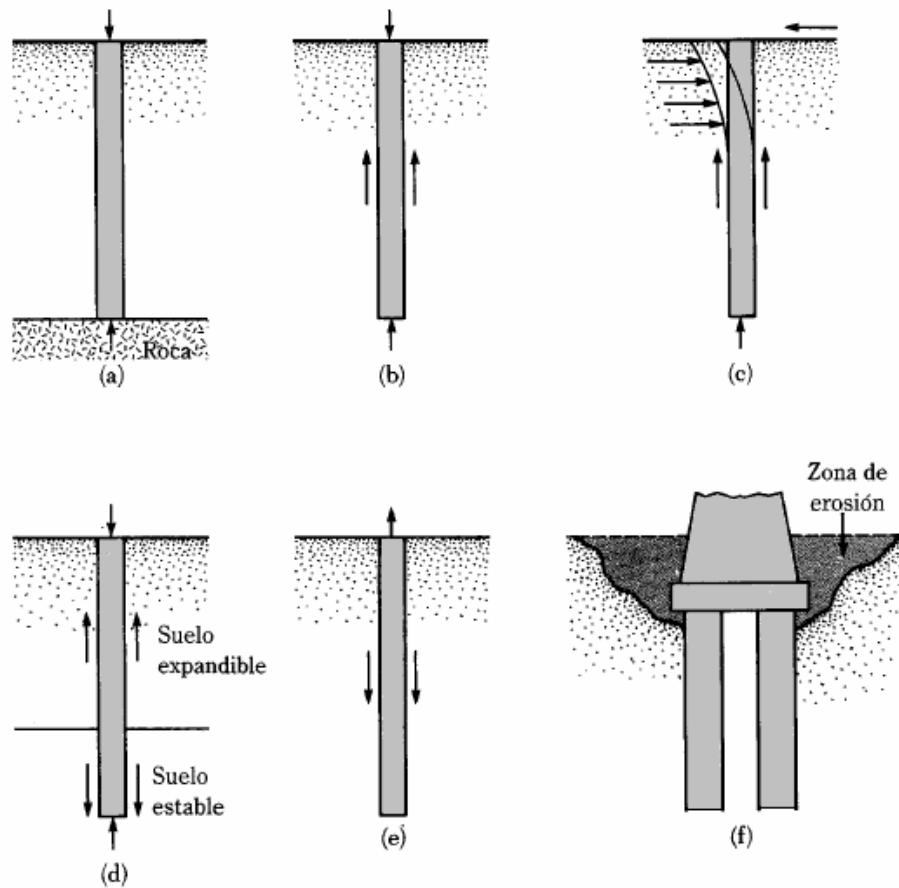
La siguiente lista identifica algunas de las condiciones que requieren cimentaciones de pilotes:

1) Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura se usan pilotes para transmitir al lecho rocoso o a una capa dura, como se muestra en la figura 29.a Cuando no se encuentra un lecho rocoso a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno los pilotes se usan para transmitir la carga estructural gradualmente al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia a fricción desarrollada en la interfaz suelo-pilote (figura 29.b).

2) Cuando están sometidas a fuerzas horizontales (figura 29.c), las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida por la superestructura. Este tipo de situación se encuentra generalmente en diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y en la cimentación de estructuras altas que están sometidas a fuerzas de viento y/o sísmicas.

3) En muchos casos, suelos expansivos y colapsables están presentes en el sitio de una estructura propuesta y se extiende a gran profundidad por debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se hinchan y contraen conforme el contenido de agua crece y decrece y su presión de expansión es considerable. Sin embargo, las cimentaciones con pilotes se considera una alternativa cuando estos se extienden más allá de la zona activa de expansión y contracción (figura 29.d).

Figura 29. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Op. Cit., p 565

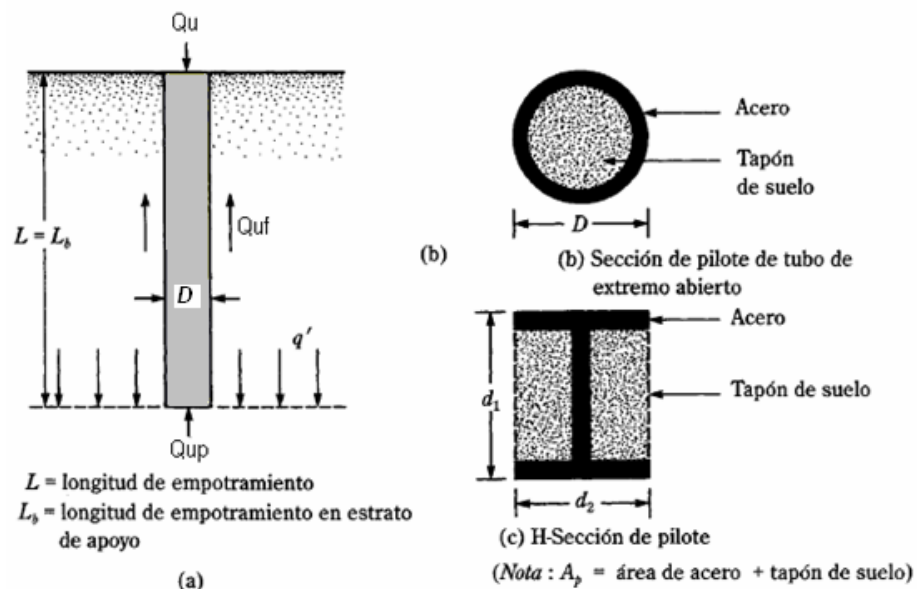
4) Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataforma fuera de la costa y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para esas cimentaciones y así resistir la fuerza de levantamiento (figura 29.e).

5) Los estribos y pilas de puentes son usualmente construidos sobre cimentaciones de pilotes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial sufrirá por erosión del suelo en la superficie del terreno (figura 29.f).

Aunque numerosas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, se efectuaron para predecir el comportamiento y capacidad de carga de pilotes en suelos granulares y cohesivos, los mecanismos aun no han sido totalmente entendidos y tal vez nunca lo sean. El diseño con pilotes se considera un "arte" en vista de las incertidumbres implícitas al trabajo con las condiciones del subsuelo.

8.14. CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES [H.4.1.5]

Figura 30. Capacidad última de carga de un pilote



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 582

La evaluación de la capacidad total de carga de falla debe considerarse igual al menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de carga de los pilotes o pilas individuales.
- Capacidad de carga de un bloque de terreno cuya geometría sea igual a la envolvente del conjunto de pilotes o pilas.

c) Suma de las capacidades de los diversos grupos de pilotes pilas en que pueda subdividirse la cimentación, teniendo en cuenta la posible reducción por la eficiencia de grupo de pilotes.

La capacidad individual de un pilote se calcula como la suma de la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo-pilote (figura 30.a), así:

$$Q_u = Q_{up} + Q_{us}$$

Donde:

Q_{up} = resistencia de punta

Q_{us} = resistencia por fricción (superficial)

En pilotes verticales con carga axial, la resistencia de punta y la resistencia por fricción (superficial) se definen como:

$$Q_{up} = A_p(cN_c^* + q'N_q^* + \gamma B N_\gamma)$$

$$Q_{us} = \sum P^* \Delta L^* f$$

Donde:

A_p = área del pilote

c = cohesión del suelo en la punta del pilote

q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta

N_c^* y N_q^* = factores de capacidad de carga

p = perímetro

ΔL = longitud incremental del pilote

f = resistencia unitaria por fricción a profundidad z

8.15. RESISTENCIA DE PUNTA, Q_{up}

8.15.1. Método NSR - 98 [H.4.1.5.1]

➤ Para pilotes en arenas, se tiene:

$$Q_{up} = q_o A_p$$

Las teorías convencionales postulan que la resistencia última en la punta, q_o , puede expresarse de la siguiente forma generalizada:

$$q_o = cN_c + q_{vo}N_q = cN_c + \sigma_o N_\sigma$$

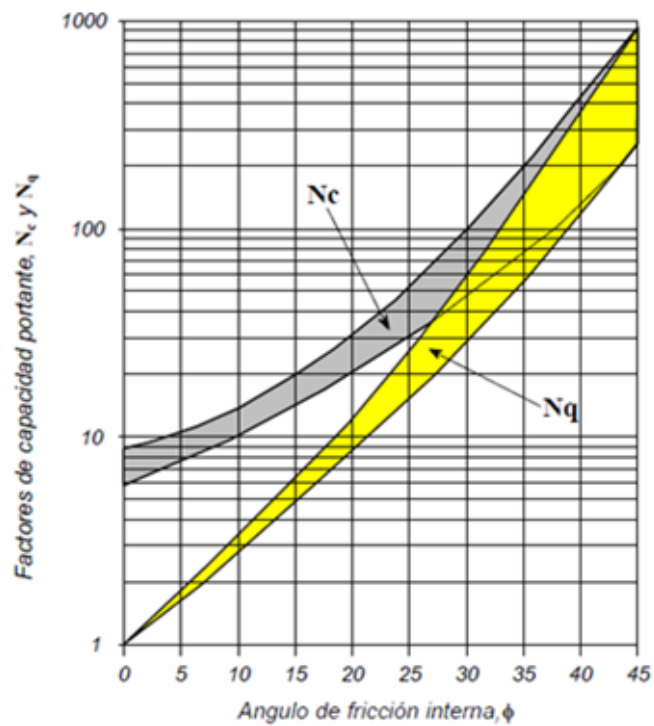
Se ha demostrado que a profundidad, el esfuerzo existente alrededor del pilote está dado por:

$$\sigma_o = \frac{q_{vo}}{3}(1 + 2K_o)$$

Donde K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo, varía entre $0.4 \leq K_o \leq 2.5$

Los valores de N_c y N_q se pueden calcular en la figura 31.

Figura 31. Factores de capacidad portante para cimientos profundos



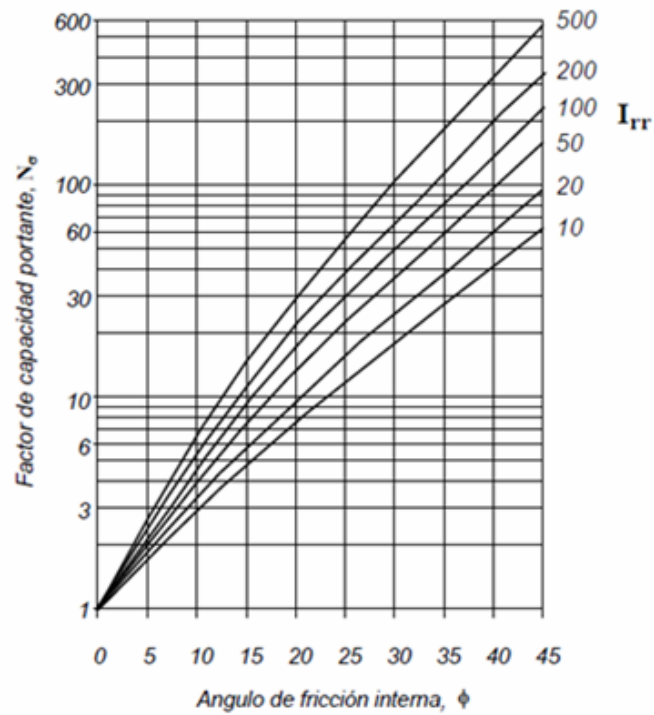
Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Op.Cit., p.H-16

$$N_{\sigma} = K_{po} \exp\left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi\right] \left[\frac{3}{3 - \sin \phi}\right] I_{rr}^{4 \sin \phi / [3(1 + \sin \phi)]}$$

$$N_c = (N_{\sigma} - 1) \cot \phi$$

En la figura 32, se ilustran los valores de N_{σ} en su relación con los valores del ángulo Φ , para diversas expresiones de I_{rr} .

Figura 32. Factor de capacidad portante N_σ para cimientos profundos



Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p.H-16

➤ Para pilotes en arcillas (condición $\Phi=0$):

$$N_\sigma = 1$$

$$N_c = 4/3 [\ln(I_{rr}) + 1] + \pi/2 + 1$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \varepsilon_v}$$

$$I_r = \frac{G_s}{c + \sigma_o \tan \phi}$$

$$\varepsilon_v = \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \frac{\sigma_z}{G_s} = 0.005(1-\phi_{rel}) \frac{\sigma_o}{P_a}$$

$$\phi_{rel} = \frac{\bar{\phi} - 25^\circ}{45^\circ - 5^\circ}$$

Donde:

I_{rr} = índice de rigidez con deformación volumétrica

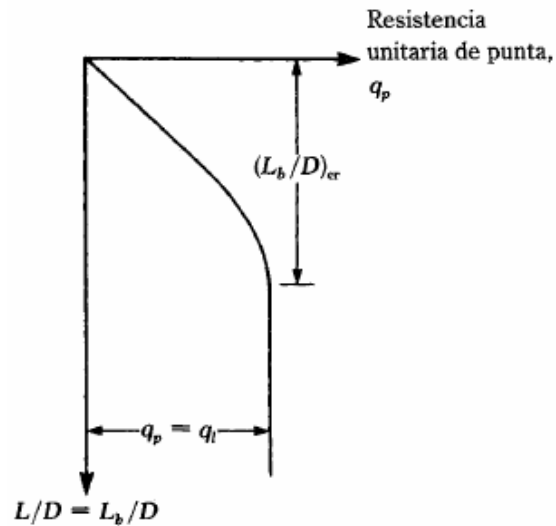
I_r = índice de rigidez

ε_v = deformación volumétrica

Φ = ángulo de fricción del suelo

8.15.2. Método de Meyerhof (1976) ^[25]

Figura 33. Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea

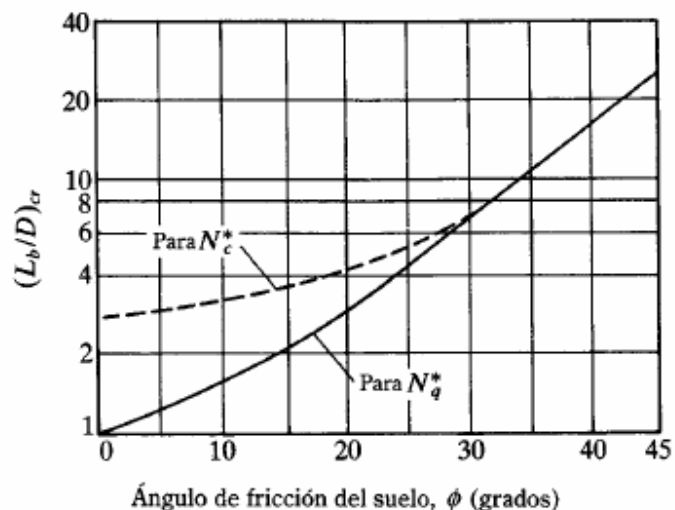


Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Op. Cit., p 584

Para pilotes en arenas, la capacidad de carga de punta q_p de un pilote en arena generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una relación de empotramiento de $L_b / D = (L_b / D)_{cr}$. Note que en un suelo homogéneo L_b es igual a la longitud real L de empotramiento del pilote (figura 30.a). Sin embargo, cuando el pilote penetra un estrato de apoyo, $L_b < L$, más allá de la relación de empotramiento crítico $(L_b / D)_{cr}$, el valor de q_p permanece constante ($q_0 = q_1$). Es decir, $L_b = L$, como muestra la figura 33, para el caso de un suelo homogéneo.

La variación de con el ángulo de fricción del suelo se muestra en la figura 34. Note que la curva de rayas es para la determinación de N_q^* . De acuerdo con Meyerhof, los factores de capacidad de carga crecen con L_b / D y alcanzan un valor máximo en $L_b/D = 0.5 (L_b / D)_{cr}$. La figura 29 indica que $(L_b / D)_{cr}$ para $\Phi=45^\circ$ es aproximadamente de 25 y que decrece al disminuir el ángulo de fricción Φ .

Figura 34. Variación de $(L_b/D)_{cr}$ con el ángulo de fricción del suelo Φ (según Meyerhof, 1976)



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 585

En la mayoría de los casos, la magnitud de L_b / D para pilotes es mayor de 0.5 (L_b / D)_{cr}, por lo que los valores máximos de N_c^* y N_q^* serán aplicables para el cálculo de q_p en todos los pilotes. La variación de esos valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción Φ se muestra en la figura 35. Entonces,

➤ Para pilotes en arena, $c=0$;

$$Q_{up} = A_p * q' N_q^* \leq A_p q_{limite}$$

La resistencia de punta límite es

$$Q_{up} = A_p q' N_q^* \leq A_p 50 N_q \tan \phi \quad [KN / m^2]$$

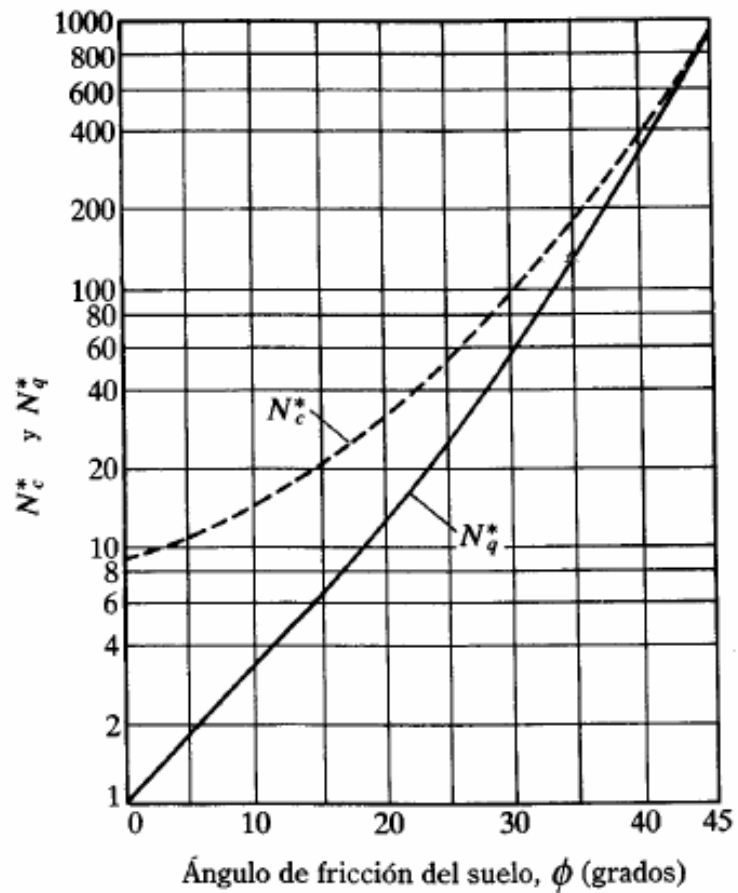
Donde Φ = ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.

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

$$Q_{up} = A_p 40 N_{corr} (L / D) \leq A_p 400 N_{corr}$$

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

Figura 35. Variación de los valores máximos N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo Φ (según Meyerhof, 1976)



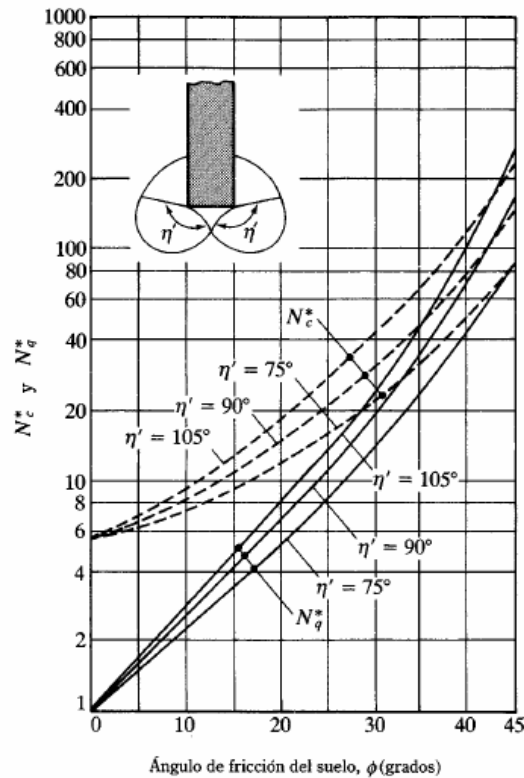
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 586

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

$$Q_{up} = A_p C_u N_c^* = 9A_p C_u$$

8.15.3. Método de Janbú (1976) [26]

Figura 36. Factores de capacidad de apoyo de Janbú



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 589

Para pilotes en arcillas y arenas, Janbú propuso calcular la capacidad de carga de punta con la expresión

$$Q_{up} = A_p (cN_c^* + \sigma_o' N_q^*)$$

Los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote similar a la mostrada en el inserto de la figura 36. Las relaciones de capacidad de carga son:

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

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

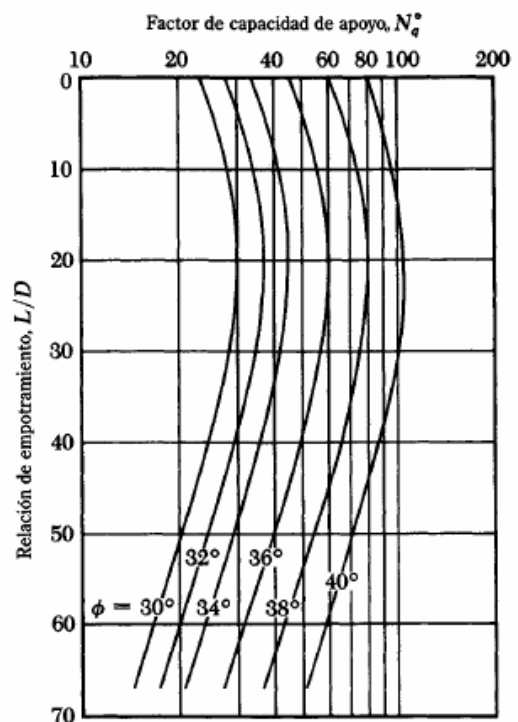
Donde el ángulo η' se define en el inserto de la figura 36.

La figura 36 muestra la variación de N_c^* y N_q^* con Φ y η' . El ángulo η' varía aproximadamente 70° en arcillas blandas a aproximadamente 105° en suelos arenosos densos.

Independientemente del procedimiento teórico usado para calcular Q_{up} , su magnitud plena no se obtiene sino hasta que el pilote ha penetrado por lo menos entre 10% y 5% de su ancho. Esta profundidad es crítica en el caso de la arena.

8.15.4. Método de Coyle y Castello (1981) [27]

Figura 37. Variación de N_q^* con L/D (según Coyle y Castello)



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 590

Para pilotes en arenas, Coyle y Castello analizaron 24 pruebas de carga a gran escala en campo de pilotes hincados en arena. Con estos resultados se sugirieron que en arena:

$$Q_{up} = A_p q' N_q^*$$

Donde:

q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

N_q^* = factor de capacidad de carga

La figura 37 muestra la variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo Φ .

8.15.5. Método de Vésic (1977) [28]

Para pilotes en arcillas y arenas, Vésic propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de pilote con base en la teoría de expansión de cavidades. De acuerdo con esta, basada en parámetros de esfuerzo efectivo,

$$Q_{up} = A_p q_p = A_p (c N_c^* + \sigma_o' N_\sigma^*)$$

Donde:

$$\sigma_o' = \text{esfuerzo octaédrico efectivo} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right)$$

$$N_\sigma^* = \frac{3 N_q^*}{(1 + 2 K_o)}$$

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

$$N_c^* = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad \text{para } \phi = 0$$

Donde:

K_o = coeficiente de presión de tierra = $1 - \text{sen}\Phi$

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

De acuerdo con la teoría de Vésic,

$$N_\sigma^* = f(I_{rr})$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu)(c + q' \tan \phi)} = \frac{Gs}{c + q' \tan \phi}$$

Donde:

I_{rr} = Índice de rigidez reducida del suelo

I_r = Índice de rigidez del suelo

E_s = modulo de elasticidad del suelo

ν = relación de Poisson del suelo

G_s = modulo cortante del suelo

Δ = deformación unitaria en la zona plástica debajo de la punta del pilote

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa o arcilla saturada), $\Delta=0$, por lo que

$$I_{rr} = I_r$$

Los valores de I_r se logran de pruebas de laboratorio de consolidación y triaxiales correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo. Sin embargo, para uso preliminar, se recomiendan los valores de la tabla 24.

Tabla 24. Valores de I_r para diferentes tipos de suelo

Tipo de suelo	I_r
Arena	70-150
Limo y arcillas (condición drenada)	50-100
Arcillas (condición no drenada)	100-200

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 588

8.16. RESISTENCIA POR FRICCIÓN (SUPERFICIAL), Q_s ^[29]

La resistencia por fricción esta expresada en la siguiente ecuación,

$$Q_s = \sum p\Delta Lf$$

La resistencia unitaria por fricción, f , es difícil de calcular. Al calcular f debe tenerse en cuenta varios factores importantes, como:

- a) Naturaleza de instalación del pilote. Los hincados densifican el suelo.
- b) f varia linealmente hasta una profundidad aproximada de 15D y después es constante.
- c) f a una misma profundidad es mayor para un pilote de gran desplazamiento que para uno de bajo desplazamiento.

d) f es menor en pilotes perforados o colados a chorro de agua que en los hincados.

Considerando los factores anteriores, se da una relación aproximada para f como sigue (figura 38):

Para valores de z entre 0 y L' ,

$$f = K\sigma_v' \tan \delta$$

Para valores de z entre L' y L ,

$$f = f_{z=L'}$$

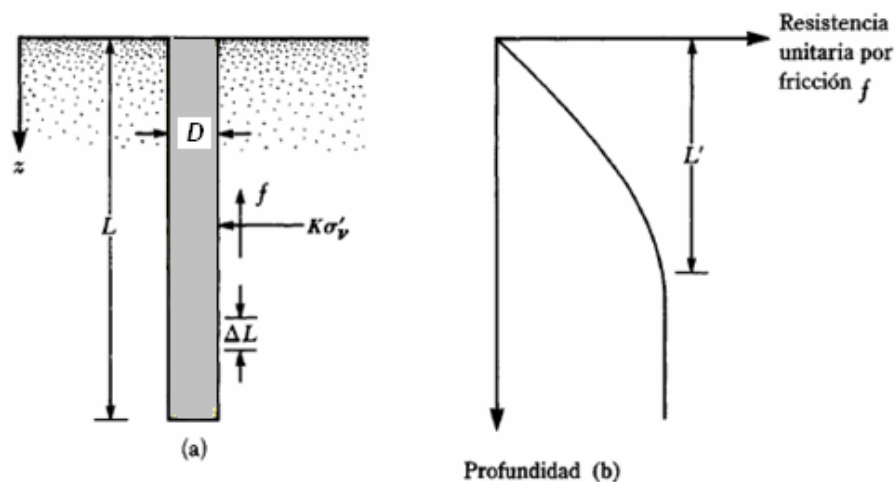
Donde:

K = coeficiente efectivo de tierra

σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote

Figura 38. Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 591

Como K en realidad varía con la profundidad, se recomienda utilizar los siguientes valores promedios de K, establecidos en la tabla 25:

Tabla 25. Valores para coeficiente efectivo de tierra

Tipo de pilote	K
Perforado	$(1-\text{sen}\Phi)$
Hincado, bajo desplazamiento	$(1-\text{sen}\Phi)$ a $1.4(1-\text{sen}\Phi)$
Hincado, gran desplazamiento	$(1-\text{sen}\Phi)$ a $1.4(1-\text{sen}\Phi)$

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 592

Para muchos investigadores los valores de δ coinciden estar en un rango entre 0.5Φ y 0.8Φ . Bushan (1982), recomendó para escoger el valor δ en pilotes de gran desplazamiento, así:

$$K \tan \delta = 0.18 + 0.0065C_r$$

Y

$$K = 0.5 + 0.008C_r$$

Donde C_r = compacidad relativa (%).

8.16.1. Coyle y Castello (1981) ^[30]

Para pilotes en arenas, propusieron que:

$$Q_s = f_{prom} pL = (K \bar{\sigma}_v' \tan \delta) pL$$

Entonces, si se usa la figura 39:

$$Q_s = K \bar{\sigma}_v' \tan(0.8\phi) pL$$

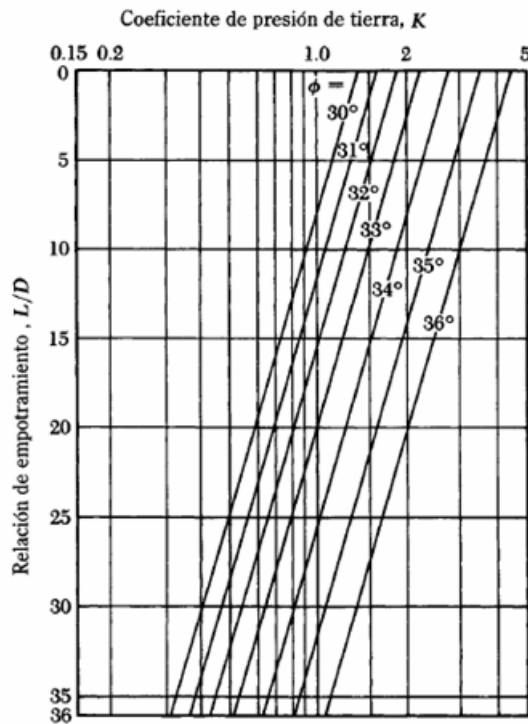
Donde:

σ_v' = presión de sobrecarga efectiva promedio

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote = 0.8ϕ

K = coeficiente de presión lateral de tierra, su valor e puede calcular en la figura 40, que fue determinado por observaciones de campo

Figura 39. Variación de K con L/D (según Coyle y Catello,1981)



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 594

8.16.2. Meyerhof (1976) ^[31]

Para pilotes en arenas, indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio, f_{prom} , para pilotes hincados de gran desplazamiento se obtiene con los valores de resistencia a la penetración estándar corregida promedio como:

$$f_{prom} = 2\bar{N}_{corr} \left[KN / m^2 \right]$$

Para pilotes hincados de bajo desplazamiento:

$$f_{prom} = \bar{N}_{corr} \left[KN / m^2 \right]$$

Donde \bar{N}_{corr} = valor corregido promedio de la resistencia a la penetración estándar.

Entonces,

$$Q_s = f_{prom} pL$$

8.16.3. Método NSR – 98 [H.4.1.5.2]

La forma teórica de expresar la resistencia por fricción lateral del pilote está dada por:

$$f_s = c_a + q_s \tan \delta$$

En condiciones de esfuerzos efectivos esta formulación queda así:

$$f_s = N_s q_v$$

Donde:

$$N_s = Ks \tan \phi = (1 - \text{sen} \phi) \tan \phi$$

Para valores normales de Φ entre 15° y 35° , $0.2 < N_s < 0.4$.

Actualmente se dispone en la literatura técnica de varios métodos para obtener la resistencia unitaria por fricción de pilotes en arcillas. Cuatro de los procedimientos aceptados se presentan a continuación.

8.16.4. Método β [H.4.1.5.3.b]

Para pilotes en arcillas. En este método la resistencia unitaria por fricción de un pilote se determina en base a los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado ($c=0$). Por consiguiente, a cualquier profundidad

$$f_s = \beta q_v$$

$$\beta = K_o \tan \delta$$

Donde:

q_v = esfuerzo vertical efectivo

δ = ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada

K_o = coeficiente de presión de la tierra

Los valores de β varían entre 0.25 y 0.40 para las expresiones dadas de δ . Este método es una aplicación de métodos efectivos.

8.16.5. Método λ [H.4.1.5.3.c]

Propuesto Vijayvergiya y Focht (1972), para pilotes en arcillas, se basa en la hipótesis de una presión lateral pasiva a cualquier profundidad producida por el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote y que la resistencia unitaria superficial promedio es,

$$f_{prom} = \lambda(\bar{\sigma}_v' + 2C_u)$$

Donde:

σ_v' = esfuerzo efectivo vertical para toda la longitud del empotramiento

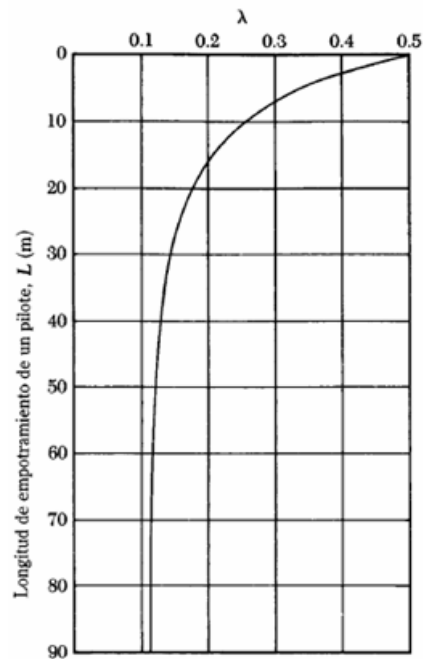
C_u = resistencia cortante media no drenada ($\phi=0$)

La resistencia total por fricción se calcula como:

$$Q_s = pLf_{prom}$$

El valor de λ cambia con la profundidad de la penetración del pilote, como se muestra en la figura 40.

Figura 40. Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote (según McClelland, 1974)



Fuente. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 595

8.16.6. Método α [H.4.1.5.3.a]

Para pilotes en arcillas. En este método la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos está representada por la ecuación

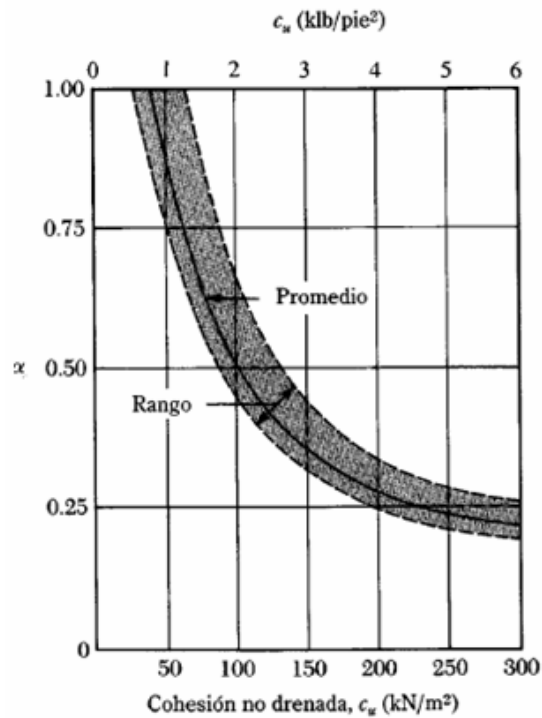
$$f = \alpha C_u$$

Donde α = factor empírico de adhesión

El valor de α se muestra en la figura 41. Para arcillas normalmente consolidadas con $C_u \leq$ aprox. 50 KN/m^2 , $\alpha=1$. Luego,

$$Q_s = \sum pLf = \sum \alpha C_u p\Delta L$$

Figura 41. Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p 596

8.16.7. Método ρ [H.4.1.5.3.d]

Investigaciones sobre varios tipos de pilotes en diversos sitios típicos llevaron a concluir que el parámetro definido como q_0/f_s de la carga por la punta en relación con la fricción lateral, es independiente del tamaño del pilote y solo depende de la densidad del suelo granular expresadas en términos del ángulo de fricción interna. En estas condiciones

$$f_s = \rho q_o$$

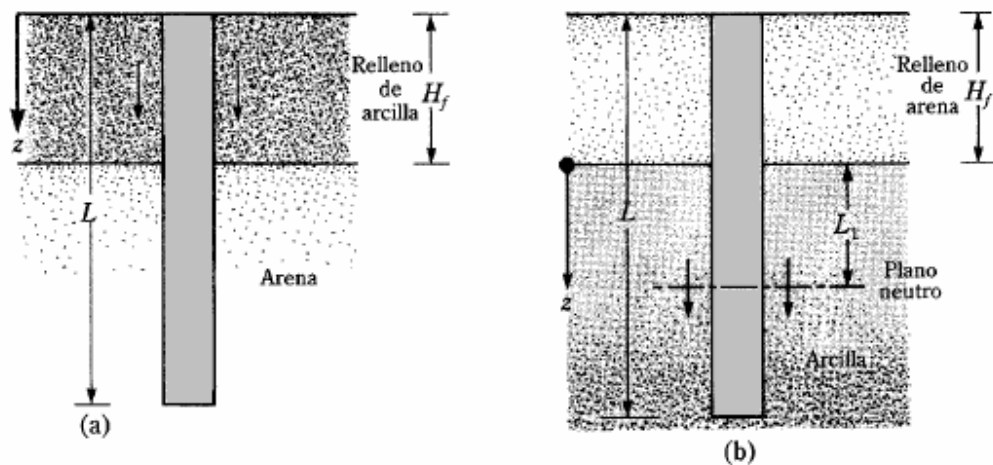
Donde:

$$\rho = (0.11)(10)^{-1.3 \tan \phi}$$

El factor 0.11 fue determinado para pilotes hincados. Para pilotes preexcavados puede usarse entre 0.03 y 0.06, tomando el suelo por capas con la resistencia adecuada para cada capa.

8.17. FRICCIÓN SUPERFICIAL NEGATIVA

Figura 42. Fricción superficial negativa



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.644

La fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea. En algunos casos, la fuerza de arrastre hacia abajo es excesiva y ocasionara falla de la cimentación.

Para el diseño de cimentaciones profundas es necesario calcular las fuerzas causada por fricción negativa, cuando las condiciones del suelo, del nivel freático y de carga impliquen el desarrollo de este tipo de fuerzas sobre la cimentación. Los tramos de fuste afectados por fricción negativa no contribuyen a la capacidad por fricción lateral. [H.4.1.5.5]

La fricción superficial negativa ocurre bajo las siguientes condiciones ^[32]:

- 1) Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que se hinca un pilote, el relleno se consolidará gradualmente; esto ejercerá una fuerza de arrastre hacia sobre el pilote (figura 42.a) durante el periodo de consolidación.
- 2) Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, como se muestra en la figura 42.b, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejercerá entonces una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.
- 3) El descenso del nivel freático incrementará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá asentamientos por consolidación en la arcilla. Si un pilote se localiza en estrato de arcilla, quedara sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo.

A continuación se muestran dos métodos para calcular la fricción superficial negativa.

8.17.1. Relleno de arcilla sobre suelo granular (figura 42.a)

El esfuerzo superficial negativo hacia abajo sobre el pilote es:

$$f = K' \sigma_v' \tan \delta$$

Donde:

K' = coeficiente de presión de tierra= $K_0 = 1 - \text{sen}\Phi$

σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad = $\gamma_f'z$

γ_f' = peso específico efectivo del relleno

δ = ángulo de fricción suelo-pilote = $0.5 < \Phi < 0.7$

Por lo tanto, la fuerza total de arrastre hacia abajo, Q_n , sobre un pilote es

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK'\gamma_f'\tan\delta) dz = \frac{pK'\gamma_f'H_f^2 \tan\delta}{2}$$

Donde H_f = altura del relleno.

Si el relleno está arriba del nivel freático, el peso específico efectivo debe ser reemplazado por el peso específico húmedo.

8.17.2. Relleno de suelo granular sobre arcilla (figura 42.b)

En este caso el esfuerzo de fricción negativa sobre el pilote existe de $z=0$ a $z=L_1$ y se denomina profundidad neutra. Bowles (1982) explica la profundidad neutra como:

$$L_1 = \frac{(L - H_f)}{L_1} \left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f'H_f}{\gamma'} \right] - \frac{2\gamma_f'H_f}{\gamma'}$$

Donde γ_f' y γ' = pesos específicos efectivos del relleno y del estrato de arcilla subyacentes respectivamente.

Para pilotes de punta, la profundidad neutra se supone localizada en la punta del

pilote (es decir, $L_1=L-H_f$).

Determinado el valor de L_1 , la fricción superficial unitaria negativa a cualquier profundidad ($z=0$ a $z=L$) es

$$f_n = K' \sigma_v' \tan \delta$$

Donde:

$$K' = K_0 = 1 - \sin \Phi$$

$$\sigma_v' = \gamma_f' H_f + \gamma' z$$

$$\delta = 0.5 < \Phi < 0.7$$

La fuerza de arrastre hacia abajo se obtiene como:

$$Q_n = \int_0^{L_1} p f_n dz = \int_0^{L_1} p K' (\gamma_f' H_f + \gamma' z) \tan \delta dz = (p K' \gamma_f' H_f \tan \delta) L_1 + \frac{L_1^2 p K' \gamma' \tan \delta}{2}$$

Si el suelo y el relleno están arriba del nivel freático, los pesos específicos efectivos deben reemplazarse por pesos específicos húmedos.

8.18. ASENTAMIENTOS DE PILOTES ^[33]

El asentamiento de un pilote bajo una carga de trabajo vertical, Q_w , es causado por tres factores:

$$S = s_1 + s_2 + s_3$$

Donde

S = asentamiento total de pilote

S₁ = asentamiento elástico del pilote

S₂ = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

S₃ = asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

La deformación del fuste se evalúa suponiendo que el material del pilote es elástico:

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Donde:

Q_{wp} = carga en la punta del pilote bajo condición de carga del trabajo

Q_{ws} = carga por resistencia por fricción (superficial) bajo condición de carga de trabajo

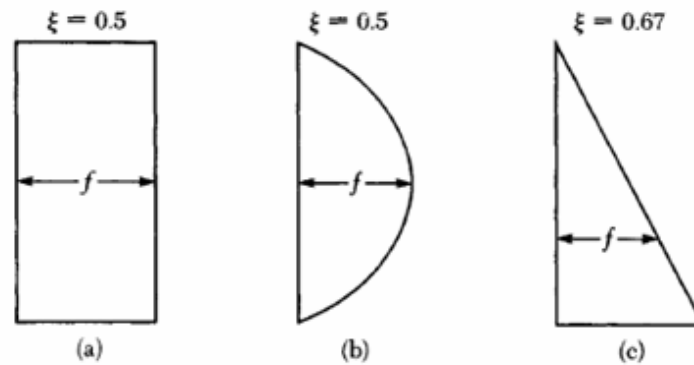
A_p = área de la sección transversal del pilote

L = longitud del pilote

E_p = modulo de elasticidad del material del pilote

Vésic (1977) determino valores para ξ que dependen de la distribución de la resistencia unitaria por fricción, f, a lo largo del fuste. Si la distribución de f es uniforme o parabólica, como se muestra en la figura 43.a y 43.b, $\xi=0.5$. En cambio, para una distribución triangular de f, el valor de es $\xi=0.67$ aproximadamente (figura 43.c).

Figura 43. Varios tipos de distribución de la resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste del pilote



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.615

El asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote se calcula por medio de la ecuación:

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

Donde:

D = ancho o diámetro del pilote

q_{wp} = carga puntual por área unitaria en la punta del pilote = Q_{wp} / A_p

E_s = modulo de elasticidad del suelo en o bajo la del pilote

μ_s = relación de Poisson

I_{wp} = factor de influencia = 0.85

El asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote se calcula así:

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Donde:

p = perímetro del pilote

L = longitud empotrada del pilote

I_{ws} = factor de influencia

Q_{ws} / pL = valor promedio de f a lo largo del fuste del pilote

El factor de influencia tiene una relación empírica simple postulada por Vésic (1977), es:

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\left(\frac{L}{D} \right)}$$

Vésic (1977) propuso también un método semiempírico para obtener la magnitud del asentamiento, S_2 y S_3 :

$$s_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{Dq_p}$$

$$s_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{Lq_p}$$

Donde:

q_p = resistencia última en la punta del pilote

C_p = coeficiente empírico

C_s = constante empírica = $(0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p$

Los valores de C_p , se presentan en la tabla 26.

Tabla 26. Valores del coeficiente empírico, C_p .

Tipo de suelo	Pilote hincado	Pilote perforado
Arena (densa a suelta)	0.02-0.04	0.09-0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02-0.03	0.03-0.06
Limo (denso a suelto)	0.03-0.05	0.09-0.12

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.616

8.19. EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS

Los efectos de los asentamientos deben cumplir los requisitos de acuerdo al Artículo 8.10 de este Manual.

ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

8.20. GENERALIDADES [H.4.2.1]

El propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida. Y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento. En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la

estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad.

En el caso de obras de contención, tales como muros de gravedad (en mampostería, concreto ciclópeo, tierra reforzada, gaviones, o cribas), muros en voladizo (con o sin contrafuertes), tablaestacas, pantallas atirantadas y estructuras entibadas, se requiere calcular los empujes totales que actúan sobre la estructura.

8.21. EMPUJE TOTAL LATERAL [H.4.2.1.1]

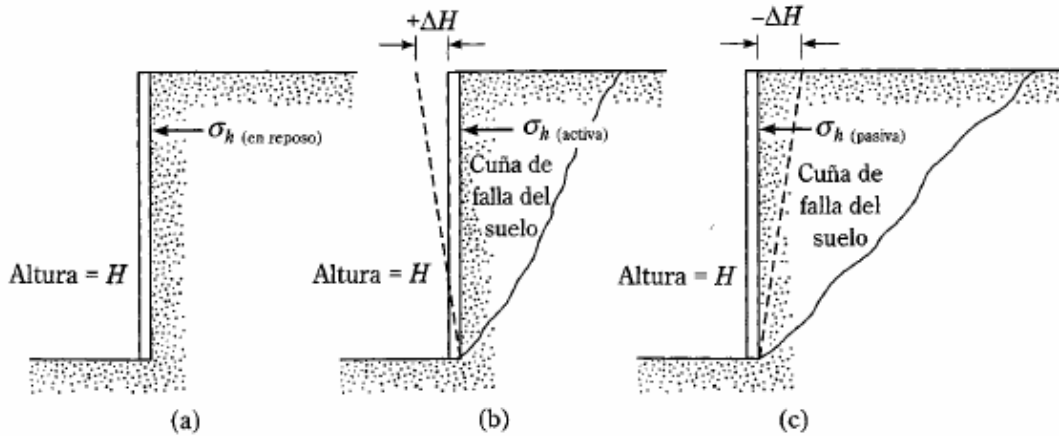
El empuje total lateral corresponde a la fuerza total lateral P_h ejercida por el terreno sobre la estructura de contención y se define como la suma de las fuerzas P_h' debidas a empujes de tierra, las fuerzas P_w debidas a las presiones del agua subterráneas y las fuerzas laterales P_{ex} debidas a cargas externas.

$$P_h = P_h' + P_w + P_{ex}$$

8.22. COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS [H.4.2.2]

La presión de tierras que ejercen sobre el muro que las sostienen mantiene una estrecha interacción entre una y otra. Depende, en términos generales del desplazamiento del conjunto, así:

Figura 44. Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro de contención



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.334

a) Si el muro está restringido contra el movimiento (figura 44.a), la presión lateral de tierra sobre el muro a cualquier profundidad se llama presión en la tierra en reposo.

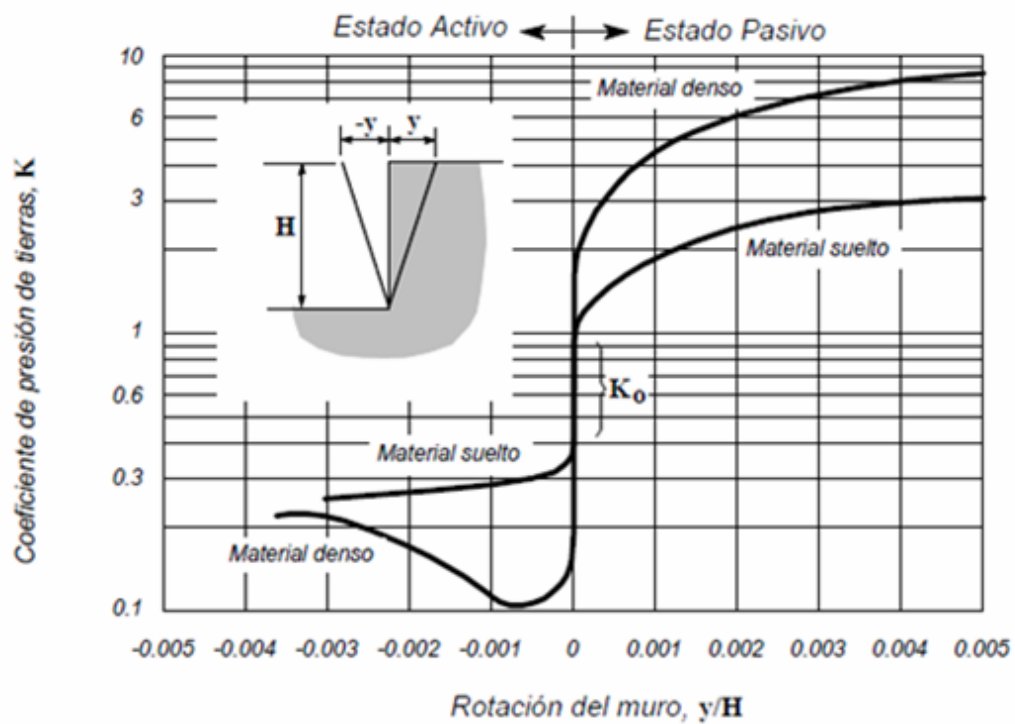
b) Si el muro se inclina con respecto al suelo retenido (figura 44.b), con suficiente inclinación del muro, falla una cuña triangular del suelo detrás del muro. la presión disminuye hasta un mínimo que se denomina como el estado activo.

c) Si el muro empujado hacia el suelo retenido (figura 44.c), la presión sube hasta un máximo que se denomina como el estado pasivo.

Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro de la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática, si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro, la distribución debe adoptar una forma curvilínea. Los desplazamientos relativos se presentan en la figura 45. La figura 46 muestra

la variación de la presión lateral (σ_h) a cierta profundidad sobre el muro con la magnitud del movimiento de éste y los valores se cuantifican en la tabla 27.

Figura 45. Variación del coeficiente de presión de tierras, K, con el desplazamiento



Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Op.Cit., p.H-24

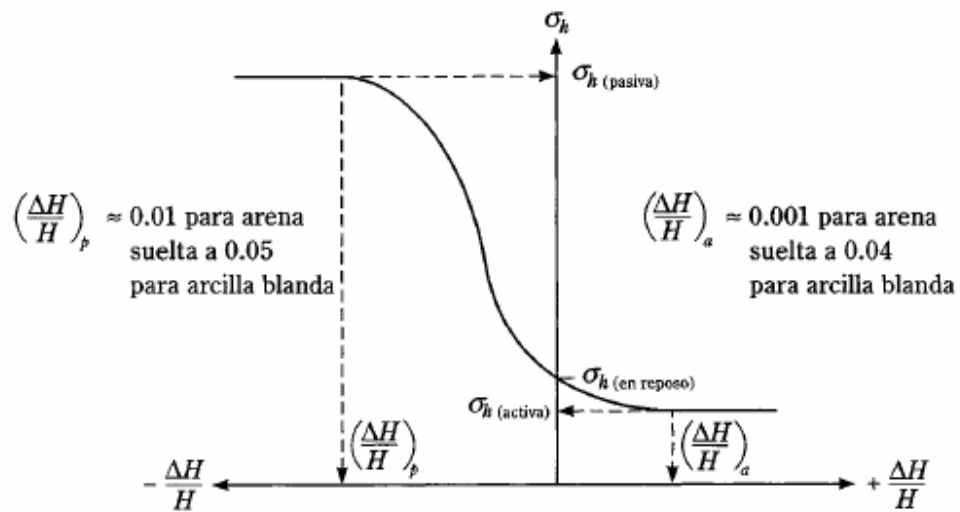
Estas disposiciones se aplican a muros de gravedad, muros en voladizo, tierras reforzadas y pantallas atirantadas, sobre la base de sus características de sostenimiento y desplazamiento [H.4.2.2.1].

Tabla 27. Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activos y pasivos

Tipo de suelo	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	0.001H	0.020H
Granular suelto	0.004H	0.060H
Cohesivo firme	0.010H	0.020H
Cohesivo suelto	0.020H	0.040H

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibid., p.H-24

Figura 46. Naturaleza de la variación de la presión lateral de la tierra a una cierta profundidad



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Op.Cit., p.335

8.22.1. Coeficiente de presión lateral de tierras [H.4.2.2.2]

Se define como la relación del esfuerzo efectivo horizontal y esfuerzo efectivo vertical dentro de cualquier punto de la masa de suelo, así que:

$$K_h = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$$

8.22.2. Empuje lateral de tierras [H.4.2.2.3]

Se define como la fuerza ejercida por el suelo y está dada por la ecuación:

$$P_h' = \sum K_h \sigma_v' \Delta h$$

8.23. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN CONDICIONES ESTABLES

La necesidad del muro se debe a que dentro del suelo se generan unas presiones horizontales que pueden inducir a la ocurrencia del derrumbamiento o deslizamiento de una cuña de suelo relativamente sub-superficial.

La presión lateral que actúa sobre un muro de talud estable son una función de los materiales y las sobrecargas que la estructura soportan, el nivel de agua freática, las condiciones de cimentación y el modo y magnitud del movimiento relativo del muro.

Existen tres tipos de presión de acuerdo con la deformación supuestas en la interacción suelo-estructura:

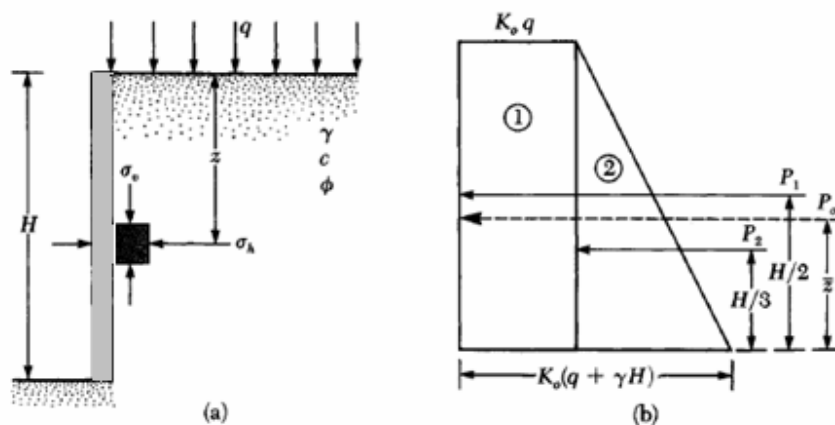
- a) Presión en Reposo

b) Presión Activa

c) Presión Pasiva

8.24. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN REPOSO [34]

Figura 47. Presión de tierra en reposo



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.335

En la figura 47 se muestra un muro vertical de altura H que retiene un suelo con peso específico γ . Una carga uniformemente distribuida de q / área unitaria, es también aplicada a la superficie del terreno. La resistencia cortante, s , del suelo es

$$s = c + \sigma' \tan \phi$$

Donde:

c = cohesión

σ' = esfuerzo normal efectivo

A cualquier profundidad z debajo de la superficie del terreno, el esfuerzo vertical es:

$$\sigma_v = q + \gamma z$$

Si el muro esta en reposo y no se permite que se mueva respecto a la masa del suelo (es decir, la deformación es nula), la presión lateral a una profundidad z es

$$\sigma_h = K_o \sigma_v' + u$$

Donde:

u = presión de poro agua

K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo

8.24.1. Suelo Normalmente consolidado [H.4.2.3.1]

El coeficiente de presión de tierras en reposo para arenas sueltas está definido como:

$$K_o = 1 - \text{sen} \varphi = \frac{\sigma_3'}{\sigma_1'}$$

Sheriff y otros (1984), propusieron una relación modificada del valor de K_o para arenas densas compactadas por:

$$K_o = 1 - \text{sen} \varphi + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\text{min})}} - 1 \right) 5.5$$

Donde:

γ_d = peso específico seco de la arena in situ

$\gamma_{d(\min)}$ = peso específico seco mínimo de la arena in situ

En arcillas Normalmente consolidadas $K_{oh} = K_o$, lo cual quiere decir que la presión horizontal de tierras es igual a la presión en reposo. El coeficiente de presión de tierras en reposo se aproxima (Brooker y Ireland, 1965) por:

$$K_o = 0.95 - \text{sen}\phi$$

Donde Φ = ángulo de fricción máximo drenado.

El valor de K_o para arcillas Normalmente consolidadas es aproximado en relación con el índice de plasticidad (PI), así:

➤ Para $0 \leq K_o \leq 40$: $K_o = 0.4 + 0.007(PI)$

➤ Para $40 \leq K_o \leq 80$: $K_o = 0.64 + 0.001(PI)$

8.24.2. Suelo Preconsolidado [H.4.2.3.2]

Cuando el suelo esta preconsolidado este coeficiente debe evaluarse como se indica a continuación:

$$K_h = (1 - \text{sen}\phi)RSC^{\text{sen}\phi}$$

Donde RSC = relación de sobreconsolidación.

Mayne y Kulhawy (1982) analizaron los resultados de 171 suelos diferentes probados en laboratorio. Con base a este estudio ellos propusieron una relación empírica general para estimar la magnitud de K_o para arena y arcilla:

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi \left[\frac{OCR}{OCR_{\max}^{(1-\text{sen}\phi)}} + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{\max}} \right) \right]$$

Donde:

OCR = tasa de preconsolidación presente

OCR_{max} = tasa de preconsolidación máxima

8.24.3. Terreno inclinado [H.4.2.3.3]

Cuando el terreno por contener no es horizontal sino que posee una inclinación, este valor se convierte en:

$$K_h = (1 - \text{sen}\phi) RSC^{\text{sen}\phi} (1 + 0.5 \tan \beta)^2$$

Donde:

RSC = relación de sobreconsolidación.

β = coeficiente de fricción lateral, método β , o ángulo inclinación del terreno por contener

8.25. ESTADO ACTIVO [H.4.2.4]

El estado activo se identifica con un desplazamiento menor del muro en el sentido contrario al del banco de tierra que tiene. El coeficiente activo de presión de tierras es entonces K_A .

8.25.1. Método de Rankine ^[35]

Si el relleno de un muro sin fricción es un suelo granular ($c=0$) y se eleva con un ángulo β con respecto a la horizontal (figura 48), el coeficiente de presión activa de la tierra, K_A , se expresa en la forma:

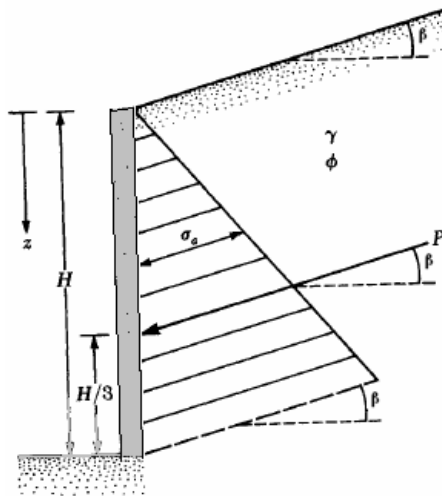
$$K_A = \frac{\cos \beta \left[\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}{\left[\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}$$

Donde:

β = ángulo de elevación del relleno con respecto a la horizontal

Φ = ángulo de fricción del suelo

Figura 48. Notación para la presión activa



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.348

En la figura 48, se muestra que la fuerza resultante, P_a , a una inclinación β con respecto a la horizontal y cruza el muro a una distancia de $H/3$ desde la base del muro. La tabla 28 presenta los valores de K_A (presión activa de la tierra) para varios valores β y Φ .

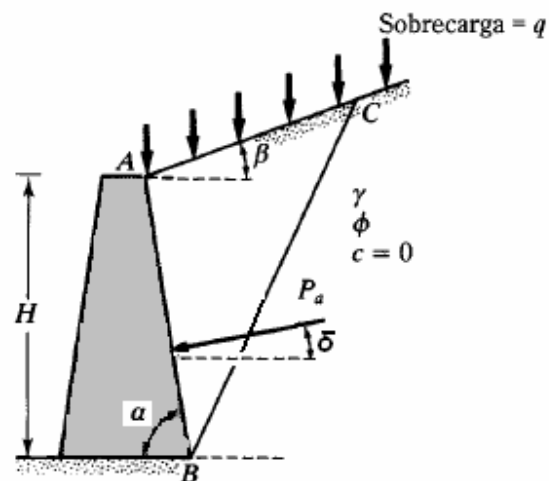
Tabla 28. Coeficiente K_0 de presión activa de la tierra

β (grados)	Φ (grados) \rightarrow						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.348

8.25.2. Método de Coulomb ^[36]

Figura 49. Presión activa de Coulomb con sobrecarga sobre el relleno



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.353

En 1776, Coulomb propuso una teoría para calcular la presión de tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular, teniendo en cuenta la fricción del muro (figura 49).

El coeficiente de presión activa de la tierra, K_A , se expresa como:

$$K_A = \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$$

Donde:

β = ángulo de elevación del relleno con respecto a la horizontal

δ = ángulo de las fuerzas con la normal a la cara del muro

Φ = ángulo de fricción del suelo

En la tabla 29, se presentan los valores de K_A , presión activa de la tierra para un muro de retención vertical ($\beta=90^\circ$) con relleno horizontal ($\alpha=0^\circ$).

Si se usa la teoría de presión de tierra de Coulomb, será necesario conocer el rango del ángulo δ de fricción del muro con varios tipos de material de relleno. A continuación en la tabla 28, se dan algunos rangos del ángulo de fricción del muro de mampostería o de concreto.

Tabla 29. Valores de K_a para $\beta=90^\circ$ y $\alpha=0^\circ$

Φ (grados)	δ (grados)					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542

Φ (grados)	δ (grados)					
	0	5	10	15	20	25
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.353

Tabla 30. Valores para el ángulo de fricción δ

Material de relleno	Rango de δ (grados)
Grava	27 – 30
Arena gruesa	20 – 28
Arena fina	15 – 25
Arcilla firme	15 – 20
Arcilla limosa	12 – 16

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.392

8.25.3. Otros métodos [H.4.2.4]

Tabla 31. Coeficiente de presión activa de la tierra, K_A .

Descripción	Estado activo
Empuje total	$P_A = K_A \frac{\gamma H_2}{2}$
Müller – Breslau Estático $\psi = 0$	$K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi')}{D_A \text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta')}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]$

Descripción	Estado activo
<p>Mononobe – Okabe Análisis pseudo-estático $c' = 0$</p>	$K_A = \frac{(1 - a_v) \text{sen}^2(\alpha + \phi' - \psi)}{D_A \cos \phi \text{ sen}^2 \alpha \text{ sen}(\alpha - \delta' - \psi)}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' - \beta - \psi)}{\text{sen}(\alpha - \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2$
<p>Empuje total $c' \neq 0$</p>	$P_A = K_A \frac{\gamma H^2}{2} - 2c' H \sqrt{K_A}$

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Op.Cit., p.H-27

Donde:

$$\beta < (\Phi' - \psi)$$

$$\psi = \tan^{-1}(a_h / 1 - a_v)$$

β = ángulo de del terreno con la horizontal

α = ángulo de la cara del muro con la horizontal

α = ángulo de la cara del muro con la horizontal

δ' = ángulo de las fuerzas con la normal a la cara del muro

a_h = aceleración horizontal del terreno, debida al sismo

a_v = aceleración horizontal del terreno, debida al sismo

a_v = aceleración vertical del terreno, debida al sismo

Existen otros métodos para calcular el coeficiente de presión activa de la tierra, K_A , como lo recomienda la Norma NSR-98 en la tabla 31.

8.26. ESTADO PASIVO

El estado pasivo se identifica con la resistencia del banco de tierra cuando es empujado por el muro; al contrario del caso activo, en este caso el desplazamiento es considerablemente mayor. El coeficiente pasivo de presión de tierras es entonces K_p .

8.26.1. Método de Rankine ^[37]

En la figura 48 se muestra un muro de retención vertical sin fricción con un relleno granular ($c=0$), la presión pasiva de Rankine a cualquier profundidad se determina de manera similar como se hizo con la presión activa, así:

$$K_p = \frac{\cos \beta \left[\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}{\left[\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'} \right]}$$

Donde:

β = ángulo de elevación del relleno con respecto a la horizontal

Φ = ángulo de fricción del suelo

Los valores de K_p (coeficiente de presión pasiva de la tierra) para varios valores de α y Φ se muestran en la tabla 32.

Tabla 32. Coeficiente de presión pasiva de la tierra, K_p .

$\downarrow \alpha$ (grados)	Φ (grados) \rightarrow						
	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Op.Cit., p.377

Tabla 33. Valores de K_a para $\beta=90^\circ$ y $\alpha=0^\circ$

Φ (grados)	δ (grados)				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	3.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.380

8.26.2. Método de Coulomb ^[38]

Coulomb (1776) también presentó un análisis para determinar la presión activa de la tierra (es decir, cuando el muro se mueve hacia la masa del suelo) en muros con fricción (δ =ángulo de fricción del muro) que retiene un material de relleno granular. El coeficiente de presión pasiva de la tierra, K_p , se expresa como:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Donde:

β = ángulo de elevación del relleno con respecto a la horizontal

δ = ángulo de las fuerzas con la normal a la cara del muro

ϕ = ángulo de fricción del suelo

En la tabla 33, se presentan los valores de K_p , presión activa de la tierra para un muro de retención vertical ($\beta=90^\circ$) con relleno horizontal ($\alpha=0^\circ$).

8.26.3. Otros métodos [H.4.2.5]

También existen otros métodos para calcular el coeficiente de presión pasiva de la tierra, K_p , como lo recomienda la Norma NSR-98. En la tabla 34 se presentan a continuación los siguientes métodos:

Tabla 34. Coeficiente de presión pasiva de la tierra, K_p .

Descripción	Estado pasivo
Empuje total	$P_p = K_p \frac{\gamma H^2}{2}$
Müller – Breslau Estático $\psi = 0$	$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi')}{D_p \text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta')}$ $D_p = \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]$
Mononobe – Okabe Análisis pseudo-estático $c' = 0$	Usese K_2 según Müller – Breslau
Empuje total $c' \neq 0$	$P_p = K_p \frac{\gamma H^2}{2} + 2 c' H \sqrt{K_p}$

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Op.Cit., p.H-27

Donde:

$$\beta < (\Phi' - \psi)$$

$$\psi = \tan^{-1}(a_h / 1 - a_v)$$

β = ángulo de del terreno con la horizontal

α = ángulo de la cara del muro con la horizontal

α = ángulo de la cara del muro con la horizontal

δ' = ángulo de las fuerzas con la normal a la cara del muro

a_h = aceleración horizontal del terreno, debida al sismo

a_v = aceleración horizontal del terreno, debida al sismo

a_v = aceleración vertical del terreno, debida al sismo

8.27. MUROS ATIRANTADOS O APUNTALADOS [H.4.2.6]

Para este caso particular sea verificado que la presión de tierras adopta una distribución de tipo trapezoidal. Se ha propuesto el uso de diagramas aparentes de presión de tierras que equivalen a una envolvente de las diferentes presiones observadas en los muros o a las cargas individuales de los elementos de soporte. Para evaluar las presiones sobre estas estructuras, la Norma NSR-98 en el título H.4.2.6 establece que debe usarse:

a) suelos granulares:

$$P_h = 0.65K_A \gamma_t H$$

b) suelos cohesivos:

➤ Para $s_u \geq 100$ KPa (10 tonf/m²): $P_h = 0.2\gamma_t H$

➤ Para 25 KPa (2.5 tonf/m²): $25 < s_u < 100$ KPa (10 tonf/m²): $P_h = 0.3\gamma_t H$

➤ Para $s_u \leq 25$ KPa (2.5 tonf/m²): $P_h = 0.4\gamma_t H$

8.27.1. Consideraciones del agua [H.4.2.6.1]

El análisis precedente es correcto para un sistema de esfuerzos totales, en una masa de suelo eventualmente saturado, pero sin agua libre. En caso de presencia de agua libre, o nivel freático, su influencia debe de calcularse por separado.

8.27.2. Otros métodos [H.4.2.6.2]

En casos de importancia se permite el empleo, con el mejor criterio posible, de metodologías tales como elementos finitos, diferencias finitas o elementos de borde.

8.28. ESTADO DE CALCULO [H.4.2.7]

Para la selección de los estados activo, en reposo o pasivo, actuantes sobre la estructura de contención, debe quedar plenamente justificada, teniendo en cuenta los procedimientos constructivos, posibilidad de deformación de la estructura de contención y las características propias del suelo por soportar.

8.29. EMPUJES DEBIDOS AL AGUA [H.4.2.8]

La presencia de agua detrás de una estructura de contención tiene un gran efecto sobre la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro. La mayoría de los muros que han fallado ha sido por causa de la acción del agua, por lo tanto es de la mayor importancia el proveer un adecuado drenaje detrás del muro y calcular adecuadamente las presiones de agua en el diseño. Aunque en muros convencionales con adecuado drenaje la presión del agua podría ser asumida como cero, en el diseño es conveniente tener en cuenta una carga adicional para el caso en el cual ocurra obstrucción en el sistema de drenaje, lo cual es de común ocurrencia.

En el título H.4.2.8 de la Norma Sismo Resistente NRS-98, recomienda que los empujes debidos al agua subterránea deban minimizarse en lo posible, mediante

el empleo adecuado de obras de drenaje y despresurización. Sin embargo, cuando esto no es posible, deben sumarse a los empujes de tierras.

8.30. EMPUJES POR CARGAS EXTERNAS

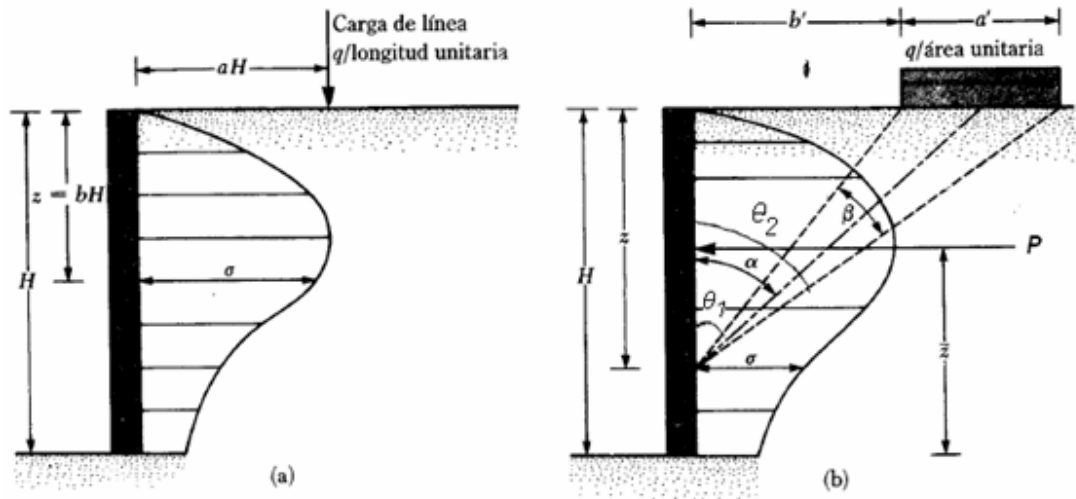
Los empujes resultantes de cargas externas, tales como sobrecargas en la parte superior del muro, cargas vivas temporales o permanentes, deben considerarse por separado de acuerdo con la incidencia del muro que se calcula. [H.4.2.9]

En varios casos, la teoría de la elasticidad se usa para determinar la presión de tierra sobre estructuras de contención causadas por varios tipos de sobrecargas, tales como una carga lineal (figura 58.a) y una carga de franja (figura 50.b) ^[39]. De acuerdo con la teoría de la elasticidad, el esfuerzo a cualquier profundidad z , sobre una estructura de contención causada por una carga lineal de intensidad q / longitud unitaria (figura 50.a) para uso con suelos se expresa así:

➤ Para $a > 0.4$:
$$\sigma = \frac{4q}{\pi H} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2}$$

➤ Para $a \leq 0.4$:
$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2}$$

Figura 50. Presión lateral de tierra causada por (a) carga de línea y (b) carga de franja



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, Ibid., p.364

La figura 50.b muestra una carga de franja con una intensidad \$q\$ / área unitaria localizada a una distancia \$b'\$ desde un muro de altura \$H\$. En el caso de suelos, en la teoría de la elasticidad, el esfuerzo horizontal, \$\sigma\$, a cualquier profundidad \$z\$ sobre una estructura de contención es:

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta \cos 2\alpha)$$

Donde:

\$\sigma\$ = esfuerzo horizontal a la profundidad \$z = bH\$.

\$a\$ y \$b\$ = véase el significado en figura 50.a

\$\alpha\$ y \$\beta\$ = véase el significado en figura 50.b

La fuerza total por unidad de longitud (\$P\$) debido únicamente a la carga de franja (Jarquio, 1981) se expresa como:

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)]$$

Donde:

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right) \quad (\text{grados})$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a'+b'}{H} \right) \quad (\text{grados})$$

8.31. CAPACIDAD ANTE FALLA [H.4.2.10]

Debe verificarse la estabilidad al deslizamiento, la estabilidad al volcamiento, la capacidad portante del suelo, la estabilidad general del conjunto terreno-estructura de contención y la estabilidad propia intrínseca de la estructura de contención.

8.31.1. Empujes sísmicos [H.4.2.10.1]

Se debe incluir los empujes originados por efectos sísmicos para los movimientos sísmicos de diseño, mediante métodos de reconocida aceptación técnica y las consideraciones de acuerdo con las zonas de amenaza sísmica del Capítulo A.2 de la Norma Sismo Resistente NRS-98.

8.32. FACTORES DE SEGURIDAD [H.4.2.11]

Los valores de factor de seguridad (tabla 35) para las diversas verificaciones de comportamiento establecidas en el capítulo 5.2 y siguientes de este manual, deben ser como mínimo:

Tabla 35. Factores de seguridad

Tipo de falla	Tipo de suelo	Factor de seguridad
Deslizamiento	Suelos granulares	1.5
	Suelos cohesivos	2.0
Volcamiento	Suelos granulares	3.0
	Suelos cohesivos	2.0
Capacidad portante	---	2.5
Estabilidad intrínseca	---	1.6
Estabilidad general del sistema	---	1.5

Fuente: NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Ibit., p.H-26

9. SUPERVISIÓN TÉCNICA

9.1. DEFINICIONES [I.1.1]

Las definiciones que se dan a continuación, transcriben las dadas en la Ley 400 de 1997:

- **Acabados o elementos no estructurales.** Partes o componentes de una edificación que no pertenecen a la estructura o a su cimentación.
- **Constructor.** Es el profesional, Ingeniero Civil o Arquitecto, bajo cuya responsabilidad se adelanta la construcción de la edificación.
- **Desempeño de los elementos no estructurales.** Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo que la afecte.
- **Diseñador arquitectónico.** Es el Arquitecto bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos arquitectónicos de la edificación y quien los firma o rotula,
- **Diseñador de los elementos no estructurales.** Es el profesional, facultado para ese fin, bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos de los elementos no estructurales de la edificación, quien los firma o rotula.
- **Diseñador estructural.** Es el Ingeniero Civil, facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realiza el diseño y los planos estructurales de la

edificación, y quien los firma o rotula.

- **Edificación.** Es una construcción cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos.
- **Estructura.** Es un ensamblaje de elementos, diseñado para soportar las cargas gravitacionales y resistir las fuerzas horizontales.
- **Grupo de uso.** Clasificación de las edificaciones según su importancia para la atención y recuperación de las personas que habitan en una región que puede ser afectada por un sismo o cualquier tipo de desastre.
- **Ingeniero Geotecnista.** Es el Ingeniero Civil, quien firma el estudio geotécnico y, bajo cuya responsabilidad se realizan los estudios geotécnicos o de suelos, por medio de los cuales se fijan los parámetros de diseño de la cimentación, los efectos de amplificación de la onda sísmica causados por el tipo y estratificación del suelo subyacente a la edificación, y la definición de los parámetros del suelo que se deben utilizar en la evaluación de los efectos de interacción suelo–estructura.
- **Propietario.** Para efectos de este Reglamento, es la persona, natural o jurídica, titular de derechos reales principales, poseedor, propietario del derecho de dominio a título de fiducia y los fideicomitentes de las mismas fiducias, a nombre de la cual se expide licencia de construcción.
- **Supervisión técnica.** Se entiende por supervisión técnica la verificación de la sujeción de la construcción de la estructura de la edificación a los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador estructural. Así mismo, que los elementos no estructurales se construyan siguiendo los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador de los elementos no estructurales, de

acuerdo con el grado de desempeño sísmico requerido. La supervisión técnica puede ser realizada por el interventor, cuando a voluntad del propietario se contrate una interventoría de construcción.

- **Supervisión técnica continúa.** Es aquella en la cual todas las labores de construcción se supervisan de una manera permanente.
- **Supervisión técnica itinerante.** Es aquella en la cual el Supervisor Técnico visita la obra con la frecuencia necesaria para verificar que la construcción se está adelantando adecuadamente.
- **Supervisor Técnico.** El Supervisor Técnico es el profesional, Ingeniero Civil o Arquitecto, bajo cuya responsabilidad se realiza la supervisión técnica. Parte de las labores de supervisión puede ser delegada por el supervisor en personal técnico auxiliar, el cual trabajará bajo su dirección y responsabilidad. La supervisión técnica puede ser realizada por el mismo profesional que realiza la interventoría.

9.2. OBLIGATORIEDAD DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA [I.1.2.1.2]

El Parágrafo 2 del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, autoriza al Diseñador Estructural, o al Ingeniero Geotecnista para exigir, de acuerdo con su criterio, supervisión técnica en edificaciones de cualquier área: cuya complejidad, procedimientos constructivos especiales o materiales empleados, la hagan necesaria, consignado este requisito en los planos estructurales o en el estudio geotécnico respectivamente.

9.3. ALCANCE DE LA SUPERVISIÓN TÉCNICA [I.2.3.1]

El alcance de la supervisión técnica debe, como mínimo, cubrir los siguientes aspectos:

- (a) Aprobación de un programa de control de calidad de la construcción de la estructura de la edificación, o de los elementos no estructurales, cuando su grado de desempeño así lo requiera. Este programa de control de calidad debe ser propuesto por el constructor.
- (b) Aprobación del laboratorio, o laboratorios, que realicen los ensayos de control de calidad.
- (c) Realizar los controles exigidos por el Reglamento para los materiales estructurales empleados, y los indicados en 9.4.
- (d) Aprobación de los procedimientos constructivos propuestos por el constructor.
- (e) Exigir a los diseñadores el complemento o corrección de los planos, cuando estos estén incompletos, indefinidos, o tengan omisiones o errores.
- (f) Solicitar al Ingeniero Geotecnista las recomendaciones complementarias al estudio geotécnico cuando se encuentre en situaciones no previstas en él.
- (g) Velar en todo momento por la obtención de la mejor calidad de la obra.
- (h) Prevenir por escrito al constructor sobre posibles deficiencias en la mano de obra, equipos, procedimientos constructivos y materiales inadecuados y vigilar porque se tomen los correctivos necesarios.

(i) Recomendar la suspensión de labores de construcción de la estructura cuando el constructor no cumpla o se niegue a cumplir con los planos, especificaciones y controles exigidos, informando, por escrito, a las autoridades municipales o distritales que expidieron la licencia de construcción.

(j) Rechazar las partes de la estructura que no cumplan con los planos y especificaciones.

(k) Ordenar los estudios necesarios para evaluar la seguridad de la parte o partes afectadas y ordenar las medidas correctivas correspondientes, supervisando los trabajos de reparación.

(l) En caso de no ser posible la reparación, recomendar la demolición de la estructura a las autoridades municipales o distritales que expidieron la licencia de construcción.

9.4. CONTROL DE EJECUCIÓN [I.2.4.6]

El Supervisor Técnico deberá inspeccionar y vigilar todo lo relacionado con la ejecución de la obra, incluyendo, como mínimo:

- Replanteo,
- Dimensiones geométricas,
- Condiciones de la cimentación y su concordancia con lo indicado en estudio geotécnico,
- Colocación de formaletas y obras falsas, y su bondad desde el punto de vista de seguridad y capacidad de soportar las cargas que se les impone,
- Colocación de los aceros de refuerzo y/o preesfuerzo,

- Mezclado, transporte y colocación del concreto,
- Alzado de los muros de mampostería, sus refuerzos, morteros de pega e inyección,
- Elementos prefabricados,
- Estructuras metálicas, incluyendo sus soldaduras, pernos y anclajes, y,
- En general, todo lo que conduzca a establecer que la obra se ha ejecutado de acuerdo con los planos y especificaciones.

9.5. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS [I.A.3.2]

Lo indicado en la presente sección se recomienda para los dos grados de supervisión técnica. La construcción de las estructuras debe ejecutarse cumpliendo como mínimo las especificaciones indicadas en la Ley 400 de 1997 y sus Decretos Reglamentarios, las emanadas de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismoresistentes, además de las contenidas en los planos del proyecto, en el estudio geotécnico, y en las especificaciones particulares que se establezcan para cada caso. El Supervisor Técnico debe recopilar las especificaciones técnicas establecidas que se deben cumplir la construcción, para lo cual debe elaborar un documento escrito que las contenga, y entregar una copia al constructor. Estas especificaciones deberán ser aprobadas por el propietario y confirmadas por el constructor antes del inicio de la obra.

10. CONCLUSIONES

- El aporte de este proyecto es brindar un manual que sirva de consulta y mejor entendimiento a las consideraciones que se refieren a los diseños y estudios geotécnicos dentro de los diferentes títulos de la Norma Sismo Resistente NSR-98, y sustentar teóricamente los artículos descritos por la misma en el diseño de cimentaciones.
- Dentro del capítulo H de la NSR-98 que corresponde al título ocho del manual, se tomo como base fundamental de estudio, investigación y análisis el diseño de cimentaciones superficiales, cimentaciones profundas y estructuras de contención, para los cuales la Norma ofrece un marco conceptual general, pero la misma nos permite ampliar estas con teorías debidamente sustentadas dentro de la mecánica de suelos, el cual fue nuestro aporte recopilando información de diversos autores de acuerdo a los diferentes tipos de suelos y condiciones a que se encuentran expuestos, relacionándola con la Norma y reforzando los conocimientos adquiridos a través de las asignaturas relacionadas con la Geotecnia.
- A través de la lectura y análisis de la Norma en sus diferentes títulos buscando recopilar la información relacionada con el estudio y diseño geotécnico, podemos concluir que la ubicación del título H dentro del esquema que ostenta la NSR-98 podría incitar, sin proponérselo, la tendencia a dejar los Estudios Geotécnicos en una posición relegada siendo estos una de las materias más importantes y mas citadas dentro de los otros títulos, proponiendo que este debería estar ubicado después del título B-Cargas, siguiendo un orden consecuente con los pasos requeridos para un proyecto de construcción . A demás el orden interno hace compleja la lectura perdiendo el interés por su

aprendizaje y consulta por parte de los profesionales (en potencia y en ejercicio).

- Con la síntesis realizada a la Norma se crea una herramienta muy útil y de fácil manejo para adelantar los Estudios Geotécnicos en forma oportuna y completa, que sirve para los futuros profesionales de la ingeniería y la construcción, y de igual forma a los profesionales en ejercicio (consultores, arquitectos, estructurales, Geotecnista, constructores e interventores) concientizándonos de que debemos cumplir nuestro papel con entereza y responsabilidad , pensando siempre que sobre nuestros hombros recae una buena parte de la integralidad con que responden los sistemas estructura-cimiento-suelo de fundación ante cargas impuestas por movimientos sísmicos, a demás de los normales a los que se ven sometidas las construcciones de la ingeniería civil.

BIBLIOGRAFIA

[1] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p.152.

[2] CRESPO, Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Cuarta edición. México D.F.: Limusa S.A. de C.V. 1998, p. 290

[3] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 154

[4] CRESPO, Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Cuarta edición. México D.F.: Limusa S.A. de C.V. 1998, p. 290

[5] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 153.

[6] CRESPO, Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Cuarta edición. México D.F.: Limusa S.A. de C.V. 1998, p. 291

[7] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p 156-159

[8] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p 159-161

[9] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en

español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p 166-167

[10] CRESPO, Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Cuarta edición. México D.F.: Limusa S.A. de C.V. 1998, p. 297

[11] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p 167-168

[12] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p 168

[13] CRESPO, Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Cuarta edición. México D.F.: Limusa S.A. de C.V. 1998, p. 299

[14] CRESPO, Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Cuarta edición. México D.F.: Limusa S.A. de C.V. 1998, p. 302-304

[15] CRESPO, Villalaz Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Cuarta edición. México D.F.: Limusa S.A. de C.V. 1998, p. 291

[16] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 172-174

[17] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 187-192

[18] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 164-165

[19] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 247

[20] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 219

[21] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 176-177

[22] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 178

[23] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 178-180

[24] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 564

[25] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 584-586

[26] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 588

[27] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 589

[28] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 587

[29] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 593

[30] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 593

[31] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 593

[32] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 643

[33] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 615

[34] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 335

[35] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 341-349

[36] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 350-

[37] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 377

[38] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 378

[39] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición en español. México D.F.: International Thomson Editores S.A. de C.V. 2001, p. 363-365

NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. Bogotá: Colombia.1998.

PECK, HANSON Y THORNBURN. Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición. México D.F.: Limusa S.A. de C.V. 1998, p. 239

PECK, HANSON Y THORNBURN. Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición. México D.F.: Limusa S.A. de C.V. 1998, p. 264

WINTERKORN Y FANG. Foundation Engineering Handbook. 1978.

APENDICE A

Tabla A.1 Factor de capacidad de carga de Meyerhof, $N_y = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$

ϕ	N_y	ϕ	N_y
0	0.00	27	9.46
1	0.002	28	11.19
2	0.01	29	13.24
3	0.02	30	15.67
4	0.04	31	18.56
5	0.07	32	22.02
6	0.11	33	26.17
7	0.15	34	31.15
8	0.21	35	37.15
9	0.28	36	44.43
10	0.37	37	53.27
11	0.47	38	64.07
12	0.60	39	77.33
13	0.74	40	93.69
14	0.92	41	113.99
15	1.13	42	139.32
16	1.38	43	171.14
17	1.66	44	211.41
18	2.00	45	262.74
19	2.40	46	328.73
20	2.87	47	414.32
21	3.42	48	526.44
22	4.07	49	674.91
23	4.82	50	873.84
24	5.72	51	1143.93
25	6.77	52	1516.05
26	8.00	53	2037.26

Tabla A.2 Factor de capacidad de carga de Hansen, $N_y = 1.5(N_q - 1)\tan \phi$

ϕ (grados)	N_y	ϕ (grados)	N_y
0	0.00	25	7.94
1	0.00	26	9.32
2	0.01	27	10.94
3	0.02	28	12.84
4	0.05	29	15.07
5	0.07	30	17.69
6	0.11	31	20.79
7	0.16	32	24.44
8	0.22	33	28.77
9	0.30	34	33.92
10	0.39	35	40.05
11	0.50	36	47.38
12	0.63	37	56.17
13	0.78	38	66.75
14	0.97	39	79.54
15	1.18	40	95.05
16	1.43	41	113.95
17	1.73	42	137.10
18	2.08	43	165.58
19	2.48	44	200.81
20	2.95	45	244.64
21	3.50	46	299.52
22	4.13	47	368.66
23	4.88	48	456.400
24	5.75	49	568.56
25	6.76	50	7.94

Tabla A.3 Factor de capacidad de carga de Lundgren y Mortensen (1953), N_ϕ

Estos valores de N_ϕ se obtuvieron con la teoría de la plasticidad usando métodos numéricos.

ϕ (grados)	N_ϕ
0	0
5	0.17
10	0.46
15	1.4
25	6.92
30	15.32
35	35.19
40	86.46
45	215.0

Tabla A.4 Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados en otros textos y referencias

Factor	Relación	Fuente
Forma ^a	<p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$ $F_{qs} = 1$ $F_{ys} = 1$ <p>Para $\phi \geq 10^\circ$:</p> $F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $F_{qs} = F_{ys}$ $F_{qs} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	Meyerhof (1963)
Profundidad	<p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = F_{yd} = 1$ <p>Para $\phi \geq 10^\circ$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $F_{qd} = F_{yd}$ $F_{qd} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	Meyerhof (1963)
Inclinación ^a	$F_{ci} = F_{qf} - \frac{(1 - F_{qf})}{(N_q - 1)}$ $F_{qf} = \left[1 - \frac{(0.5)(Q_u) \text{sen} \beta}{Q_u \cos \beta + BLc \cot \phi} \right]^5$ $F_{ydf} = \left[1 - \frac{(0.7)(Q_u) \text{sen} \beta}{Q_u \cos \beta + BLc \cot \phi} \right]^5$	Hansen (1970)
^a L = longitud ($\geq B$)		