

**PRIMERA EXPERIENCIA COLOMBIANA EN CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE
AGREGADO COMPACTO – GEOPIER IMPACT – EN UN PROYECTO DE
VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL**

CARLOS ARTURO BELLO BONILLA

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA – JULIO GARAVITO –
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON ÉNFASIS EN GEOTECNIA
BOGOTÁ D.C.**

2013

**PRIMERA EXPERIENCIA COLOMBIANA EN CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE
AGREGADO COMPACTO – GEOPIER IMPACT – EN UN PROYECTO DE
VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL**

CARLOS ARTURO BELLO BONILLA

**Trabajo de Grado para optar al grado de Magíster en Ingeniería Civil con
Énfasis en Geotecnia**

Director

JUAN CARLOS AFANADOR CAICEDO

Ingeniero Civil – Magíster en Geotecnia

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA – JULIO GARAVITO –

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON ÉNFASIS EN GEOTECNIA

BOGOTÁ D.C.

2013

Nota de Aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

Bogotá D.C. Agosto de 2013

DEDICATORIA

El autor dedica este trabajo de grado a la memoria de su maestro, amigo, formador y consejero: el Doctor Jorge Alfonso Bonilla Ramírez (q.e.p.d.). A quien gracias a sus sabios consejos, apoyo sincero y gran afecto, es lo que es. Es el símil de un suelo surgido de una gran roca.

AGRADECIMIENTOS

El autor expresa sus agradecimientos a:

Los profesionales de la firma Consultora Geotecnia y Cimentaciones y su filial Equipos y Cimentaciones, por todo el apoyo brindado para adelantar este trabajo y poder presentarlo a la comunidad geotécnica nacional. Sin su ayuda no hubiese sido viable desarrollar esta tarea.

La Escuela Colombiana de Ingeniería – Julio Garavito –.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	21
OBJETIVOS.....	25
OBJETIVO GENERAL	25
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	25
3. ASPECTOS TEÓRICOS DE LAS PILAS DE AGREGADO COMPACTO – GEOPIER IMPACT-.....	27
3.1. COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE FUNDACIÓN SOPORTADOS EN PILAS DE AGREGADO COMPACTO GEOPIER DURANTE EVENTOS SÍSMICOS.....	27
3.1.1. Exigencias en fundaciones convencionales durante eventos sísmicos..	27
3.1.1.1. Comportamiento de fundaciones superficiales.	28
3.1.1.2. Comportamiento de fundaciones profundas.	28
3.1.2. Mecanismo de desempeño de fundaciones soportadas en pilas de agregado compacto Geopier durante eventos sísmicos.	29
3.1.3. Impactos en las Fundaciones por la Licuación de los Suelos.	31
3.1.4. Reducción del Potencial de Licuación con PAC Geopier en Capas de Suelo Reforzado.	32
3.1.5. Disposiciones especiales para el uso de PAC Geopier en refuerzo de suelos por consideraciones sísmicas.	36
3.2. CAPACIDAD DE SOPORTE DE FUNDACIONES SOPORTADAS POR ELEMENTOS GEOPIER.....	36
3.2.1. Equilibrio Límite en Capacidad Portante y Modos de Falla.	37
3.2.2. Falla Plena en Elementos Individuales de PAC Geopier.....	39
3.2.3. Cortante debajo de la punta de elementos Individuales de PAC Geopier.....	43
3.2.3.1. Condiciones No Drenadas.....	45

3.2.3.2. Condiciones Drenadas.	46
3.2.4. Cortante dentro de la matriz de suelo reforzado con PAC Geopier....	47
3.2.5. Cortante bajo el fondo de la matriz de suelo reforzado con PAC Geopier.....	50
3.2.6. Control de la Capacidad Portante.	52
3.3. RESISTENCIA A LA TENSIÓN	54
3.3.1. Requerimientos de Tensión Estructural.	55
3.3.2. Construcción..	56
3.3.3. Antecedentes – Experiencias.....	57
3.3.4. Resistencia a la Extracción de Elementos Individuales a Tensión	59
3.3.4.1. En Suelos de Baja Cohesión.	60
3.3.4.2. En Suelos Cohesivos.....	61
3.3.4.3. Diseño de Barras de Tensión	62
3.3.5. Efecto de Grupo.	62
3.3.6. Pruebas de Carga de Tensión	64
3.3.7. Respuesta Carga de Tensión – Deflexión.....	65
3.4. RESISTENCIA LATERAL DE LAS PILAS DE AGREGADO COMPACTO..	
.....	68
3.4.1. Exigencias de Cargas Laterales.....	69
3.4.2. Resistencia al Corte de las Pilas de Agregado Compacto.	70
3.4.3. Resistencia a Cargas Laterales.....	72
3.4.3.1. Resistencia al Deslizamiento en la Base de Cimientos Soportados por PAC Geopier.....	73
3.4.3.1.1. Resistencia al Deslizamiento Proveída por los Elementos Geopier	73
3.4.3.1.2. Resistencia al Deslizamiento Proveída por la Matriz de Suelo..	
.....	74
3.4.3.1.3. Resistencia Total.....	75
3.4.3.1.4. Coeficiente Unitario de Fricción Compuesto	75
3.4.3.2. Presión Pasiva de Tierras.....	77

3.5.	MEJORAMIENTO DE LA CLASIFICACIÓN SÍSMICA DE SITIO USANDO SUELO REFORZADO CON PILAS DE AGREGADO COMPACTO (P.A.C.).....	79
3.5.1.	Espectro de Respuesta	80
3.5.2.	Aceleración Pico del Terreno versus Aceleración Espectral.	81
3.5.3.	Amortiguamiento Estructural	81
3.5.4.	Justificación para el Mejoramiento del Suelo y la Clasificación de Sitio.	82
3.5.5.	Uso de Pilas Geopier para el Reforzamiento del Suelo y Mejora de la Clasificación del Sitio.....	82
3.6.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LOSAS DE PISO UNIFORMEMENTE CARGADAS SOPORTADAS POR PILAS DE AGREGADO COMPACTO (P.A.C.)	83
3.6.1.	Opciones de Diseño y Construcción.	84
3.6.2.	Análisis Numérico.....	88
3.6.2.1.	Modelo de Elementos Finitos.....	89
3.6.2.2.	Subrasante de Soporte.....	91
3.6.2.3.	Resultados.	92
3.7.	CONTROL DE ASENTAMIENTOS DE ESTRUCTURAS USANDO REFORZAMIENTO DE SUELOS CON ELEMENTOS GEOPIER.....	97
3.7.1.	Metodología de Diseño para el Control de Asentamientos	98
3.7.1.1.	Asentamiento en la zona reforzada por Pilas de Agregado Compacto.....	99
3.7.1.2.	Asentamiento bajo la zona reforzada con elementos Geopier ..	100
3.7.2.	Tiempo y Velocidad de Asentamiento	101
3.7.2.1.	Tiempo y tasa de asentamiento en la zona reforzada con Geopier.	102
3.7.2.2.	Tiempo y tasa de asentamiento bajo la zona reforzada con Geopier	105

3.8.	PILAS DE AGREGADO COMPACTO – GEOPIER IMPACT – COMO SISTEMA DE MEJORAMIENTO DE SUELOS EN COMPARACIÓN CON LAS COLUMNAS DE GRAVA.....	106
3.8.1.	Capacidad de Carga de Columnas de Grava.....	110
4.	APLICACIÓN EN UN PROYECTO PARTICULAR	125
4.1.	DESCRIPCIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	125
4.2.	ÁMBITO GEOLÓGICO LOCAL Y REGIONAL	127
4.3.	ÁMBITO GEOTÉCNICO.....	129
4.3.1.	Origen de los suelos.....	129
4.3.2.	Investigación del Subsuelo.....	131
4.3.2.1.	Caracterización de Geomateriales.....	133
4.4.	CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SITIO	159
4.4.1.	Análisis de Licuación.....	162
4.5.	ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.....	169
4.5.1.	Cimentación con Pilotes Pre-excavados.....	169
4.5.2.	Cimentación con Sistema Placa - Pilotes Pre-excavados.....	170
4.5.3.	Cimentación con Pilas de Agregado Compacto – Geopier Impact –.....	171
4.5.3.1.	Factores Condicionantes y Relevantes	176
4.5.3.2.	Diseño de la Alternativa Elementos Geopier Impact.....	178
4.6.	COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS.....	182
4.6.1.	Comparación Técnica	182
4.6.2.	Comparación Constructiva.....	183
4.6.3.	Comparación Ambiental.....	184
4.6.4.	Comparación Económica	184
4.6.5.	Recursos Humanos y Técnicos.....	185
4.6.6.	Ventajas.....	185
4.6.7.	Desventajas.....	186
4.7.	EL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	186
5.	RESULTADOS DE PRUEBAS DE CAMPO	189

5.1. PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA (COMPRESIÓN).....	189
5.1.1. Análisis de Resultados.....	189
5.1.2. Validez de las Hipótesis de Diseño.....	189
5.2. CONTROL DE LOS ASENTAMIENTOS.....	190
5.2.1. Análisis de Resultados de Registros en Campo.....	190
5.2.2. Validez de las Hipótesis de Diseño.....	220
5.3. REGISTRO FOTOGRÁFICO.....	221
CONCLUSIONES.....	226
CONCLUSIONES GENERALES.....	226
CONCLUSIONES ESPECÍFICAS.....	226
BIBLIOGRAFÍA.....	230
ANEXOS.....	233

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Condiciones típicas de diseño Geopier.....	42
Tabla 2. Capacidad de soporte basada en protuberancias de elementos Geopier Singulares.....	43
Tabla 3. Capacidad de soporte basada en falla dentro de matriz de suelo reforzada con Geopier.	50
Tabla 4. Capacidad de soporte basada en falla no drenada como un grupo bajo la matriz de suelo.....	51
Tabla 5. Capacidad de soporte basada en falla drenada como un grupo bajo la matriz de suelo.....	52
Tabla 6. Presión de soporte permisible en un cimiento para condiciones drenadas de cortante y condiciones típicas de diseño.	54
Tabla 7. Capacidad de soporte basada en cortante drenado debajo de la punta de elementos individuales Geopier.	54
Tabla 8. Resumen de la prueba de carga de tensión - deflexión.	67
Tabla 9. Valores típicos de coeficiente unitario de fricción compuesto.	76
Tabla 10. Rango de valores de parámetros considerados en el estudio.	92
Tabla 11. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 1 - Zona X.	139
Tabla 12. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 2 - Zona X.	140
Tabla 13. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 3 - Zona X.	141
Tabla 14. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 4 - Zona X.	142
Tabla 15. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 5 - Zona X.	143
Tabla 16. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 1 - Zona Y.	144
Tabla 17. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 2 - Zona Y.	145
Tabla 18. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 3 - Zona Y.	146
Tabla 19. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 4 - Zona Y.	147
Tabla 20. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 1 - Zona Z.	148
Tabla 21. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 2 - Zona Z.	149

Tabla 22. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 3 - Zona Z.	150
Tabla 23. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 4 - Zona Z.	151
Tabla 24. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 5 - Zona Z.	152
Tabla 25. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 1 - Zona A.	153
Tabla 26. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 2 - Zona A.	154
Tabla 27. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 3 - Zona A.	155
Tabla 28. Resumen de los parámetros de interés.	158
Tabla 29. Coeficientes espectrales para diseño de la Zona 5A.	160
Tabla 30. Valores de r_d en función de la profundidad z	164
Tabla 31. Valores de los coeficientes en función del contenido de finos.	166
Tabla 32. Valores de los factores de corrección.	167
Tabla 33. Resumen de la cantidad, tipología y distribución de las pilas en las zonas Z y A.	175
Tabla 34. Diseño de Elementos Geopier - Zona A.	179
Tabla 35. Diseño de Elementos Geopier - Zona Z.	180
Tabla 36. Análisis técnico comparativo entre alternativas de cimentación.	182
Tabla 37. Análisis constructivo comparativo entre alternativas de cimentación. ...	183
Tabla 38. Análisis ambiental comparativo entre alternativas de cimentación.	184
Tabla 39. Análisis económico comparativo entre alternativas de cimentación. ...	185
Tabla 40. Resultados de la prueba de carga.	192
Tabla 41. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 1 - Zona Z.	193
Tabla 42. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 3 - Zona Z.	194
Tabla 43. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 4 - Zona Z.	196
Tabla 44. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 6 - Zona Z.	197
Tabla 45. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 9 - Zona Z.	199
Tabla 46. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 11 - Zona Z.	202
Tabla 47. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 12 - Zona Z.	203
Tabla 48. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 13 - Zona Z.	205
Tabla 49. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 14 - Zona Z.	206
Tabla 50. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 15 - Zona Z.	208

Tabla 51. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 16 - Zona Z.	209
Tabla 52. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 17 - Zona Z.	211
Tabla 53. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 18 - Zona Z.	212
Tabla 54. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 1 - Zona A.	214
Tabla 55. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 2 - Zona A.	214
Tabla 56. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 3 - Zona A.	215
Tabla 57. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 4 - Zona A.	216
Tabla 58. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 6 - Zona A.	216
Tabla 59. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 7 - Zona A.	217
Tabla 60. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 8 - Zona A.	218

LISTA DE GRAFICAS

Gráfica 1. Presión de soporte permisible en un cimiento para condiciones no drenadas de cortante y condiciones típicas de diseño.....	53
Gráfica 2. Presión de soporte permisible en un cimiento para condiciones drenadas de cortante y condiciones típicas de diseño.....	53
Gráfica 3. Resultados de una prueba de tensión.....	66
Gráfica 4. Resultados de ensayos a gran escala de corte directo realizados sobre elementos Geopier.....	71
Gráfica 5. Resultados de ensayos triaxiales sobre agregados Geopier compactados.....	71
Gráfica 6. Gráfica típica de aceleración espectral versus período para un sismo hipotético.	80
Gráfica 7. Espesor normalizado de losa requerido para una relación de rigideces (kg / Km) de 5.	96
Gráfica 8. Espesor normalizado de losa requerido para una relación de rigideces (kg / Km) de 10.	96
Gráfica 9. Espesor normalizado de losa requerido para una relación de rigideces (kg / Km) de 20.	97
Gráfica 10. Grado de consolidación para drenaje radial (Navfac 1982).....	103
Gráfica 11. Grado de consolidación para drenaje vertical (Han y Ye 2001).	105
Gráfica 12. Variación de σ_c , con a_s y n'	112
Gráfica 13. Factor de Influencia I_d	115
Gráfica 14. Ábaco para el diseño de columnas de grava de Priebe.	119
Gráfica 15. Modo de estimar el diámetro de la columna de grava, propuesto por Besaçon et al, 1982.	119
Gráfica 16. Presión sobre las columnas referida a la media aplicada.....	121
Gráfica 17. Asentamiento del terreno tratado cotejado con el asentamiento del suelo sin tratar.	121

Gráfica 18. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 1 - Zona X.....	139
Gráfica 19. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 2 - Zona X.....	140
Gráfica 20. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 3 - Zona X.....	141
Gráfica 21. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 4 - Zona X.....	142
Gráfica 22. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 5 - Zona X.....	143
Gráfica 23. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 1 - Zona Y.....	144
Gráfica 24. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 2 - Zona Y.....	145
Gráfica 25. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 3 - Zona Y.....	146
Gráfica 26. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 4 - Zona Y.....	147
Gráfica 27. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 1 - Zona Z.....	148
Gráfica 28. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 2 - Zona Z.....	149
Gráfica 29. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 3 - Zona Z.....	150
Gráfica 30. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 4 - Zona Z.....	151
Gráfica 31. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 5 - Zona Z.....	152
Gráfica 32. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 1 - Zona A.....	153
Gráfica 33. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 2 - Zona A.....	154
Gráfica 34. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 3 - Zona A.....	155
Gráfica 35. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) – Unificación de Sondeos Zona X.	156
Gráfica 36. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) – Unificación de Sondeos Zona Y.	156
Gráfica 37. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) – Unificación de Sondeos Zona Z.	157
Gráfica 38. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) – Unificación de Sondeos Zona A.	157
Gráfica 39. Espectro definido para un coeficiente de amortiguamiento respecto al crítico del 5%.	161
Gráfica 40. Curva base recomendada por el Workshop de 1997, para evaluar la licuación en arenas limpias en función de los ensayos de SPT (Youd y otros 2001).	165

Gráfica 41. Esfuerzo vs Deformación de la prueba de carga.....	192
Gráfica 42. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 1 - Zona Z.	193
Gráfica 43. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 1 - Zona Z.	194
Gráfica 44. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 3 - Zona Z.	195
Gráfica 45. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 3 - Zona Z.	195
Gráfica 46. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 4 - Zona Z.	196
Gráfica 47. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 4 - Zona Z.	197
Gráfica 48. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 6 - Zona Z.	198
Gráfica 49. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 6 - Zona Z.	198
Gráfica 50. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 9 - Zona Z.	199
Gráfica 51. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 9 - Zona Z.	200
Gráfica 52. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 11 - Zona Z.	202
Gráfica 53. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 11 - Zona Z.	203
Gráfica 54. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 12 - Zona Z	204
Gráfica 55. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 12 - Zona Z.	204
Gráfica 56. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 13 - Zona Z.	205
Gráfica 57. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 13 - Zona Z.	206
Gráfica 58. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 14 - Zona Z.	207

Gráfica 59. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 14 - Zona Z.	207
Gráfica 60. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 15 - Zona Z.	208
Gráfica 61. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 15 - Zona Z	209
Gráfica 62. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 16 - Zona Z	210
Gráfica 63. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 16 - Zona Z.	210
Gráfica 64. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 17 - Zona Z.	211
Gráfica 65. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 17 - Zona Z.	212
Gráfica 66. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 18 - Zona Z	213
Gráfica 67. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 18 - Zona Z.	213
Gráfica 68. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 1 - Zona A.	214
Gráfica 69. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 2 - Zona A.	215
Gráfica 70. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 3 - Zona A.	215
Gráfica 71. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 4 - Zona A.	216
Gráfica 72. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 6 - Zona A.	217
Gráfica 73. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 7 - Zona A.	217
Gráfica 74. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 8 - Zona A.	218
Gráfica 75. Comportamiento Integrado de los Asentamientos en la Zona Z.....	221

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Comportamiento de las fundaciones profundas.....	29
Figura 2. Comportamiento de fundaciones superficiales soportadas en elementos Geopier.....	31
Figura 3. Reducción del potencial de licuación.....	33
Figura 4. Equilibrio límite de capacidad portante de cimentaciones superficiales convencionales.....	38
Figura 5. Potenciales modos de falla de cimientos apoyados en Pilas de Agregado Compacto Geopier.....	38
Figura 6. Edificio sometido a cargas laterales.....	55
Figura 7. Elemento Geopier a Tensión.....	57
Figura 8. Esfuerzos de corte en anclaje embebido.....	58
Figura 9. Resistencia a la extracción de un elemento Geopier.....	60
Figura 10. Capacidad de tensión de un grupo de elementos Geopier espaciados estrechamente.....	63
Figura 11. Montaje típico de prueba de carga de tensión.....	65
Figura 12. Abultamiento del elemento hacia afuera.....	68
Figura 13. Resistencia a carga lateral de un cimiento soportado por Geopier.....	70
Figura 14. Resistencia lateral a lo largo del fondo del cimiento.....	73
Figura 15. Método de la Viga de Winkler.....	84
Figura 16. Remoción y reemplazo de suelo compresible.....	86
Figura 17. Losa soportada por pilotes.....	87
Figura 18. Losa soportada por Pilas de Agregado Compacto Geopier.....	88
Figura 19. Planta típica de edificio.....	90
Figura 20. Malla para el análisis por elementos finitos.....	91
Figura 21. Detalle de Fundación para el estimativo de asentamientos.....	99
Figura 22. Penetración y creación por chorros de agua en un espacio anular alrededor del vibrador.....	107

Figura 23. Colocación de la grava desde la superficie y compactación del suelo y de la grava por vibrado.	108
Figura 24. Diámetro final de la columna el cual es variable según el tipo de suelo.	109
Figura 25. Geometría básica en planta de un sistema de mejoramiento de suelos con columnas de grava.	110
Figura 26. Capacidad de carga y modo de falla de una columna de grava.	117
Figura 27. Tipos de falla en columnas de grava (expansión lateral, corte asimétrico y corte simétrico.	123
Figura 28. Localización del Proyecto Torres de Lucerna.	125
Figura 29. Planta del proyecto.	132
Figura 30. Perfil de Diseño	138
Figura 31. Detalle de Fundación para el estimativo de asentamientos.	173
Figura 32. Localización de los puntos de control topográfico.	191

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. Mapa Geológico de Bogotá.....	234
ANEXO B. Mapa de Zonas Geotécnicas de Bogotá.	236
ANEXO C.Registros de Perforación y Estratigrafía.	238
ANEXO D.Mapa de Microzonificación Sísmica de Bogotá.	276
ANEXO E.Distribución en Planta de Pilas de Agregado Compacto en Zona Z. ..	278
ANEXO F.Distribución en Planta de Pilas de Agregado Compacto en Zona A. ..	280

INTRODUCCIÓN

Las técnicas de mejoramiento de suelos proveen alternativas de solución en función del tipo de suelo y de la magnitud de la estructura, a instancias de habilitar cualquier terreno, para cimentar de manera segura, en términos de capacidad portante y deformabilidad a largo plazo (asentamientos), cualquier obra de ingeniería.

Ante situaciones complejas, impuestas por las características del depósito, el optar por una cimentación profunda convencional (pilotes pre-excavados o hincados y un sistema placa-pilotes) no siempre resuelve de manera eficiente un modo de cimentación, más por razones de índole económica que por la técnica disponible, por la magnitud de los asentamientos esperados y las condiciones impuestas por el depósito.

En nuestro medio, los procedimientos para mejorar los suelos de fundación de manera masiva no son muy comunes, como consecuencia del desconocimiento de las tecnologías existentes y también por la imposibilidad de acceder a ellas debido a la baja oferta que se brinda.

Uno de los procedimientos de mejora de suelos es la tecnología de Pilas de Agregado Compactado, patentado por la firma Geopier Foundation Company, que es en esencia el fundamento del presente informe técnico, se enmarca dentro de

la técnica de las denominadas inclusiones rígidas, que se hacen dentro del suelo para coadyuvar en el mejor desempeño ante las solicitaciones de carga, la reducción de la magnitud de los asentamientos y contrarrestar los fenómenos de licuación en suelos fino-granulares.

Para la construcción de las pilas de agregado compacto, conforme a la técnica desarrollada por Geopier Foundation Company, se perfora una cavidad en el terreno y se compacta agregado pétreo de alta calidad (triturado de tamaño comprendido entre 2" y 2.5" en nuestro medio) en capas desde el fondo de la excavación hasta la superficie.

Se logran pilas de alta densidad y resistencia cuyo propósito es reforzar suelos blandos altamente compresibles, se densifican suelos arenosos susceptibles a licuación; éstas proveen sustento a cimentaciones superficiales, aisladas o corridas, placas de cimentación, terraplenes, muros de contención, tanques de almacenamiento y estabilización de taludes, principalmente.

El agregado de la pila desarrolla ángulos de fricción interna superiores a 48° , es decir que es del orden de un 40% más comparado con el ángulo de fricción generado por una columna de grava. Esto se traduce en mayor resistencia y mayor capacidad de carga, en términos de esfuerzos normales y de corte, en comparación con la técnica de las denominadas columnas de grava.

El hecho de proveer mayor capacidad de carga conlleva a reducciones de costos de las obras de cimentación. Por el incremento en el ángulo de fricción, las pilas desarrollan mayor resistencia y capacidad, aspecto favorable en la reducción de la cantidad de elementos, pilas, en comparación con las columnas de grava convencionales.

A una mayor rigidez sobreviene un mejor control de asentamientos, en arcillas, y minimización del efecto de licuación en arenas. La rigidez de una pila, en comparación con la rigidez de una columna de grava, es nueve (9) veces mayor, que para efectos de capacidad portante y control de asentamientos resulta ser de gran efectividad.

En relación al desarrollo del documento se tiene: En el primer capítulo del informe se presenta todo el fundamento teórico que sustenta la técnica, el cual a su vez se basa en los preceptos de la mecánica de suelos y la geotecnia aplicada a las fundaciones. Se presenta la teoría que demuestra el desempeño de las pilas durante eventos sísmicos, el mejoramiento en la capacidad portante de las fundaciones soportadas en la pilas, su resistencia a la tensión y al empuje lateral, el mejoramiento de la clasificación sísmica del sitio, las consideraciones de diseño estructural de las losas que son soportadas por pilas Geopier, el control de asentamientos y su comparación con la técnica similar que es la de columnas de grava. El capítulo segundo hace mención a los pormenores del proyecto de vivienda de interés social en donde se aplicó la tecnología, en la localidad bogotana de Bosa, allí se cimentaron bloques de torres de doce pisos sobre

suelos arenosos altamente susceptibles a licuación, hecho que se constituye en la primera experiencia en el continente suramericano, en relación con cimentaciones de vivienda. Se efectúa un análisis comparativo entre las tres alternativas de cimentación consideradas (pilotes pre-excavados, sistema placa - pilote y pilas de agregado compacto), que comprende los aspectos técnicos, constructivos, ambientales y económicos. Por tratarse del estudio de un caso específico, el capítulo tercero se relaciona con los resultados de una prueba de carga y el seguimiento topográfico a los asentamientos; allí se realizan los respectivos análisis de comportamiento gracias a la estadística y a la presentación de los datos en gráficas, para luego ser cotejados con las hipótesis de diseño. La información analizada corresponde al seguimiento realizado a las obras hasta ahora construidas, en el entendido que el proyecto se desarrolla por etapas.

Finalmente se presentan las conclusiones específicas y generales en virtud de los resultados logrados y lo apreciado en el desarrollo de la construcción y su correspondencia con los objetivos propuestos.

Se anexan los aspectos más representativos del estudio de suelos y diseño geotécnico, para un mejor entender de las características del depósito, lo mismo que la información geológica de la localidad de Bosa y otros aspectos relacionados con la distribución en planta de las pilas.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Presentar a la comunidad geotécnica local una nueva tecnología en el mejoramiento de suelos fino-granulares, mediante el seguimiento a un proyecto de vivienda específico, analizando los escenarios antes, durante y después de desarrollar la tecnología.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer cuál es el fundamento teórico, desde el punto de vista de la mecánica de suelos y la geotecnia aplicada, en el que se basa la nueva técnica de mejoramiento de suelos.
- Indagar si existen correlaciones entre las técnicas más usuales de investigación de suelos y la generación de parámetros de diseño para esta alternativa.
- Asegurar si la experimentación, por medio de ensayos a gran escala, contribuyen o no al refinamiento de los postulados teóricos que rigen la técnica.
- Conocer los parámetros de diseño que concibe la tecnología, como medida alterna para el mejoramiento de suelos y para fines de cimentación de estructuras.
- Identificar el modo como se logra el dimensionamiento de una pila de agregado compactado, la cantidad de estas y su espaciamiento.

- Analizar las ventajas en términos de diseño, construcción, rendimientos, costos, eficiencia, además de otras aplicaciones de ésta técnica, comparables con un sistema de cimentación convencional para un mismo tipo de suelo.
- Identificar los tipos de ensayos in-situ que se realizan a las pilas de agregado compactado, interpretando sus resultados y juzgando acerca de ellos.
- Definir posibles desventajas de la técnica en comparación con modos de cimentación de uso común.
- Conocer el mecanismo mediante el cual las pilas de agregado compacto contribuyen a mejorar suelos susceptibles a licuación por sismo.
- Establecer la diferencias con su símil, las columnas de grava, desde los puntos de vista de fundamentación, diseño, construcción, desempeño y validez del diseño en campo.
- Analizar los resultados de asentamientos de estructuras soportadas por sistemas de pilas de agregado compacto, en términos de magnitud y velocidad.
- Equiparar los resultados de pruebas de carga en campo realizadas sobre pilas de agregado compacto, con los valores de resistencia a la compresión determinados en el diseño, además de los parámetros que a partir de ello se derivan.

3. ASPECTOS TEÓRICOS DE LAS PILAS DE AGREGADO COMPACTO

– GEOPIER IMPACT –

3.1. COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE FUNDACIÓN SOPORTADOS EN PILAS DE AGREGADO COMPACTO GEOPIER DURANTE EVENTOS SÍSMICOS

Durante las cargas de sismo los sistemas de fundación soportados por elementos Geopier (Pilas de Agregado Compacto) en adelante PAC, son diseñados para comportarse similarmente a las fundaciones superficiales, pero exhibiendo gran capacidad de soporte y gran resistencia a fuerzas laterales. Cuando los anclajes son incorporados a los elementos Geopier (PAC) es proporcionado un incremento en la resistencia. En adición a lo anterior, la instalación de elementos Geopier deberá proveer una reducción sustancial en el potencial de licuación dentro de la capa de suelo mejorada con las PAC.

3.1.1. Exigencias en fundaciones convencionales durante eventos sísmicos.

Las cimentaciones de los edificios son sometidas a exigentes incrementos de cargas tanto verticales como horizontales, en comparación con las condiciones estáticas. El sismo genera esfuerzos adicionales en la estructura por el aumento de cargas verticales y horizontales que debilita la respuesta estructural ante las aceleraciones verticales y horizontales y el desarrollo de fuerzas inerciales,

verticales y laterales. La aplicación de fuerzas inerciales puede ser resistida por el sistema de fundación de la estructura.

3.1.1.1. Comportamiento de fundaciones superficiales. Las edificaciones construidas sobre cimientos continuos superficiales, resisten el incremento estático de las fuerzas inerciales, gracias a la resistencia al corte disponible, también llamada capacidad de soporte, cuyos planos de falla se extienden debajo del cimiento. Lo anterior se debe a que la resistencia al corte del suelo se incrementa con la velocidad de aplicación de la carga y la capacidad de soporte de la fundación durante corto tiempo en condiciones dinámicas es grande en comparación con la capacidad de soporte durante largo tiempo si las cargas en condición estática se aplican lentamente.

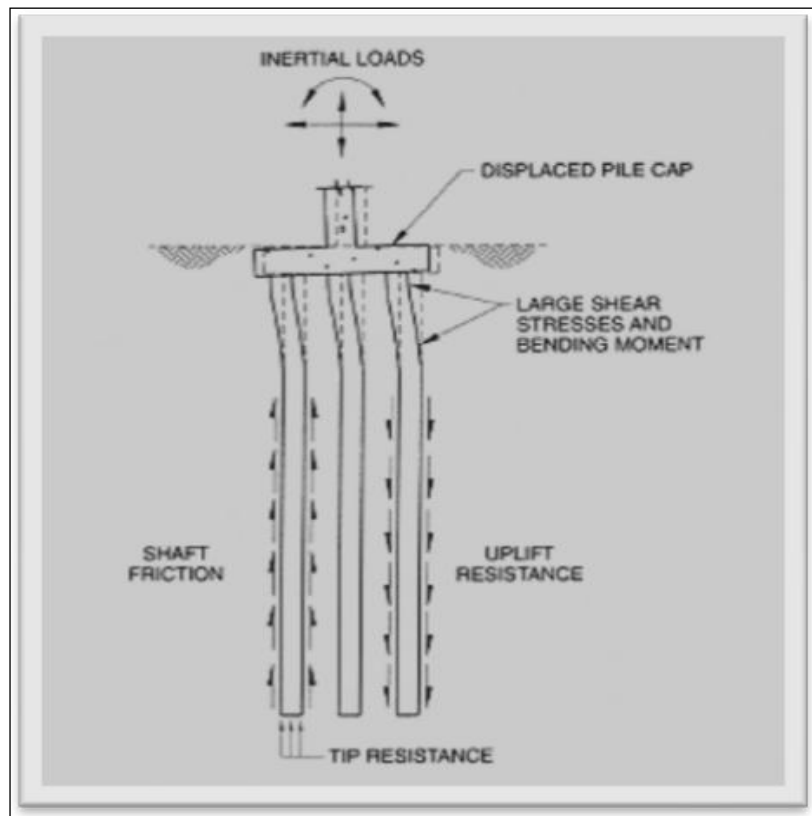
Las fundaciones superficiales corridas resisten fuerzas laterales inerciales a través de la fricción entre el fondo del cimiento y el suelo subyacente, y adicional a la resistencia pasiva desarrollada dentro del suelo adyacente al cimiento.

3.1.1.2. Comportamiento de fundaciones profundas. Este tipo de fundaciones resisten los incrementos de fuerzas inerciales descendentes por la fricción disponible en la pared de la excavación y la resistencia al corte debajo de la fundación (resistencia por punta). Los incrementos en las cargas verticales son resistidos gracias a la fricción a lo largo de la excavación o pozo. Las fuerzas inerciales son resistidas por la interacción entre la fundación profunda y el suelo circundante. Si durante el evento sísmico el momento último de flexión o la

capacidad de corte de los elementos de la cimentación son superados, los pilotes se fracturarán, llevando a la pérdida de capacidad de transmisión de carga a lo largo de sí.

En la figura 1 se puede apreciar el comportamiento de las fundaciones profundas.

Figura 1. Comportamiento de las fundaciones profundas.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 1

3.1.2. Mecanismo de desempeño de fundaciones soportadas en pilas de agregado compacto Geopier durante eventos sísmicos. Las fundaciones soportadas en elementos Geopier son ideadas para resistir la aplicación de

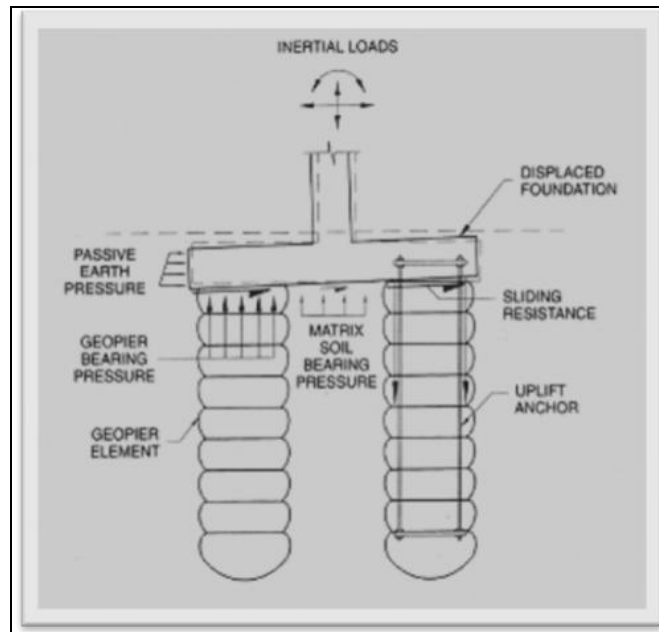
fuerzas inerciales con mecanismos similares a las fundaciones superficiales soportadas convencionalmente. Las fuerzas inerciales verticales son resistidas por la capacidad de resistencia al corte a lo largo de los planos de falla. Estas fuerzas son resistidas por la fricción entre el fondo del cimiento y los materiales subyacentes, a través de la resistencia pasiva desarrollada dentro del suelo adyacente al cimiento.

Con los elementos Geopier se incrementa la resistencia al corte y la rigidez del suelo, que resulta significativamente superior a la capacidad de soporte admisible en comparación con cimientos soportados convencionalmente.

El coeficiente de fricción entre el fondo del cimiento y los agregados de los elementos Geopier es mayor en comparación a la fricción entre el fondo del cimiento y el suelo natural. Las fundaciones soportadas en elementos Geopier muestran mayor resistencia a las cargas laterales en comparación con aquellas soportadas usualmente. Los anclajes que son embebidos en el elemento Geopier contribuyen al incremento de la resistencia a cargas laterales.

En la figura 2 se puede apreciar el comportamiento de fundaciones soportadas sobre elementos Geopier.

Figura 2. Comportamiento de fundaciones superficiales soportadas en elementos Geopier. Nótese la inclusión de anclajes para aumentar resistencia a cargas laterales.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 1.

Los elementos Geopier son dúctiles y por tanto pueden experimentar deformaciones tanto elásticas como plásticas sin detrimento, en demasía, de su resistencia, en contraste con pilotes de cimentaciones profundas, que son muy rígidos.

Otra ventaja de los elementos Geopier es que las fundaciones sobre ellos apoyadas preservan su integridad luego de un evento sísmico.

3.1.3. Impactos en las Fundaciones por la Licuación de los Suelos. La licuación ocurre en depósitos de suelos sueltos, saturados y bajos de cohesión,

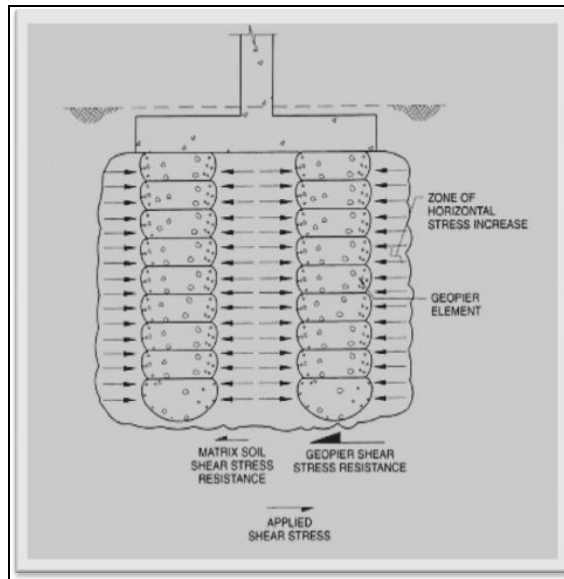
que pierden resistencia al corte por la pérdida de esfuerzos efectivos. Si el nivel de debilitamiento es de suficiente intensidad y duración, los depósitos de arenas sueltas se contraen, de este modo se incrementa la presión de poros en el suelo, por tanto sobreviene el decrecimiento del esfuerzo efectivo y por tanto la reducción de la resistencia al corte con la subsecuente reducción del volumen del suelo como la disipación del exceso de presión del agua de poro.

Los impactos potenciales del fenómeno de licuación, en sistemas convencionales de fundación, incluyen la falla por capacidad portante o el excesivo gado de asentamiento debido a la pérdida de la resistencia al corte del depósito y a la disipación del exceso de presión de poros. En relación a los sistemas de fundaciones profundas, pueden ser sometidas a excesivos momentos flectores y esfuerzos de corte que desarrollan fuerzas inerciales aplicadas horizontalmente en asocio con la pérdida de soporte del suelo licuado.

3.1.4. Reducción del Potencial de Licuación con PAC Geopier en Capas de Suelo Reforzado. Instalar elementos Geopier en la fundación reduce significativamente el potencial de licuación de los suelos dentro de las capas de suelo reforzadas.

En la figura 3 se muestra el modo como los elementos de fundación Geopier reducen el potencial de licuación.

Figura 3. Reducción del potencial de licuación.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 1.

Las cuatro vías por las cuales las PAC Geopier reducen el potencial de licuación son:

- Los agregados que constituyen la pila son compactados a una alta densidad, que impide la licuación no solo de los agregados, gravas, sino de la matriz de suelo en la zona primaria reforzada, que se extiende a 15cm del perímetro de la cavidad de la pila. Es así que, el porcentaje de material de soporte no licuable, bajo el cimiento, oscila entre el 50% y el 70% del área del cimiento soportado por los elementos Geopier.
- Durante la instalación, los esfuerzos horizontales dentro de la masa de suelo adyacente a la cavidad, se incrementan por efecto de la compactación de los agregados que constituyen la pila. Tales esfuerzos son del orden de dos (2)

veces la presión lateral de preconstrucción en el sitio y la presión pasiva de tierras a una distancia aproximadamente de 0.92m del perímetro del elemento Geopier. Luego de la instalación, el máximo esfuerzo principal (σ_1') dentro de la masa de suelo adyacente a la pila, es orientado horizontalmente y puede ser del orden de dos (2) a cinco (5) veces el esfuerzo vertical de sobrecarga a esa profundidad. Si el depósito de suelo que posee una densidad relativa dada, es caracterizado mediante pruebas de penetración estándar (N), la resistencia a corte cíclico disponible (τ) es directamente proporcional al esfuerzo principal máximo. De este modo el incremento del esfuerzo principal máximo se afecta por un factor de dos (2), la resistencia disponible al cortante cíclico también se duplica.

- Los elementos Geopier son más rígidos en comparación con el suelo circundante y por ende ellos absorberán gran parte de los esfuerzos cortantes que ocurren dentro del depósito de suelo durante un evento sísmico. Si se asume que los esfuerzos cortantes inducidos en la masa de suelo y en los elementos Geopier son proporcionales a la rigidez, la relación del esfuerzo cortante aplicado resistido por el suelo no mejorado (τ_s) y el esfuerzo de corte libre de campo (τ) inducido por el sismo se expresa de la siguiente manera:

$$\tau_s / \tau = 1 / (1 - R_a + (R_a * R_s)) \text{ Ecuación 3.1.5.1}$$

Donde: R_a es el porcentaje de área cubierta por los elementos Geopier debajo del cimiento y R_s es la relación de rigideces del agregado compacto de la pila

y del suelo no mejorado. Dicha relación de rigideces es siempre grande cuando el suelo presenta potencial de licuación.

Al usar la ecuación 3.1.5.1, si los elementos Geopier y la zona primaria reforzada asociada, que está a 15cm (6") del perímetro de la cavidad de la pila, cubre el 60% del área del cimiento y muestra una relación de rigideces de 1.0, el esfuerzo cortante que debería ocurrir dentro del suelo de fundación, sería limitado a 16% del esfuerzo cortante promedio, aplicado por la alteración sísmica. Si los elementos Geopier y la zona primaria asociada reforzada cubren el 70% del área de la huella del cimiento y exhibe una relación de rigideces de 25, el esfuerzo cortante que podría ocurrir dentro del suelo de fundación sería únicamente del 6% del esfuerzo cortante promedio aplicado por la perturbación sísmica. La reducción en el esfuerzo cortante aplicado es significativa en la reducción de la susceptibilidad de licuación del suelo reforzado con Geopier.

- De la gradación de los agregados de las pilas de agregado compacto Geopier y el suelo depende que las PAC puedan servir como medio drenante y así disipar los excesos en la presión de poros.

Así las cosas, instalar Pilas de Agregado Compacto – PAC – Geopier reduce ostensiblemente el potencial de licuación de las capas de suelo de fundación reforzadas y por ende se reduce la falla por capacidad portante y los asentamientos excesivos durante un evento sísmico. Del mismo modo, en

virtud de la ductilidad de los sistemas de fundación soportados en las PAC, permite la deformación de los elementos Geopier y la masa de suelo, lo cual asegura su integridad ante un evento de sismo.

3.1.5. Disposiciones especiales para el uso de PAC Geopier en refuerzo de suelos por consideraciones sísmicas. Emplear cimientos soportados en las PAC Geopier reducirá la magnitud del esfuerzo de corte inducido por sismo, en el suelo de soporte de fundaciones, entre 6% y el 16% del esfuerzo cortante original aplicado en la agitación sísmica, por ende se incrementará su resistencia. Ello reduciría significativamente el potencial de licuación de suelos y el riesgo asociado a prolongados movimientos en los cimientos de los sistemas de fundación.

3.2. CAPACIDAD DE SOPORTE DE FUNDACIONES SOPORTADAS POR ELEMENTOS GEOPIER.

El desempeño de un solo elemento Geopier en comparación con el de un grupo de elementos Geopier es complejo, porque los cambios en el estado de esfuerzos de la matriz del suelo son el resultado de la compactación durante la instalación de las PAC y porque los complicados mecanismos de transferencia de carga que suceden dentro del cimiento cargado, son función de la rigidez relativa de las PAC y la relativa matriz blanda de suelo.

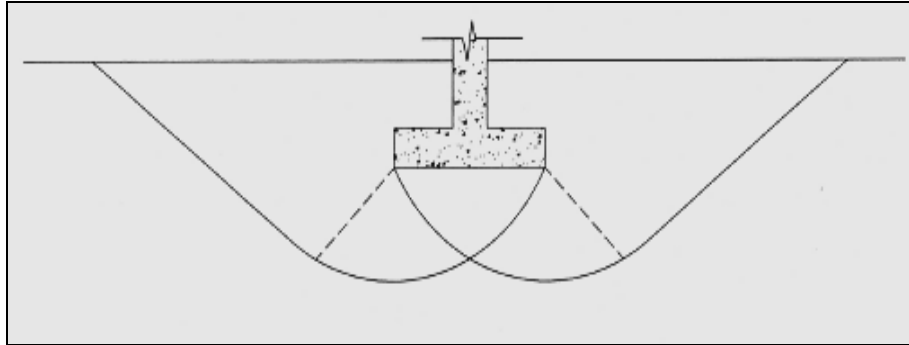
De estas interacciones complejas se simplifican las aproximaciones y la presunción de haber sido usadas dentro de los análisis que se presentarán más adelante.

La presión de capacidad portante última es calculada usando las teorías clásicas de equilibrio límite de la mecánica de suelos. Las soluciones por equilibrio límite se consideran para estar en aproximaciones de límite superior comparadas con aproximaciones de límite inferior derivadas de consideraciones de energía. Las soluciones que se presentarán desatienden conservadoramente la influencia del confinamiento provisto por el cimiento cargado y por los elementos Geopier adyacentes.

3.2.1. Equilibrio Límite en Capacidad Portante y Modos de Falla. Es la presión de soporte admisible de los cimientos apoyados en PAC Geopier la que casi siempre es controlada por las consideraciones de asentamiento. Sin embargo, esto es posible, al aplicar suficiente presión de soporte, tanto que la resistencia del suelo subyacente reforzado es alcanzada. La presión de soporte asociada con la movilización total de la resistencia al corte, se define como el equilibrio límite de la capacidad portante del cimiento.

En la figura 4 se muestran las clásicas superficies de corte que son típicamente asumidas para extender a lo largo de una superficie circular y una espiral logarítmica, superficies de falla bajo cimientos no soportados por PAC.

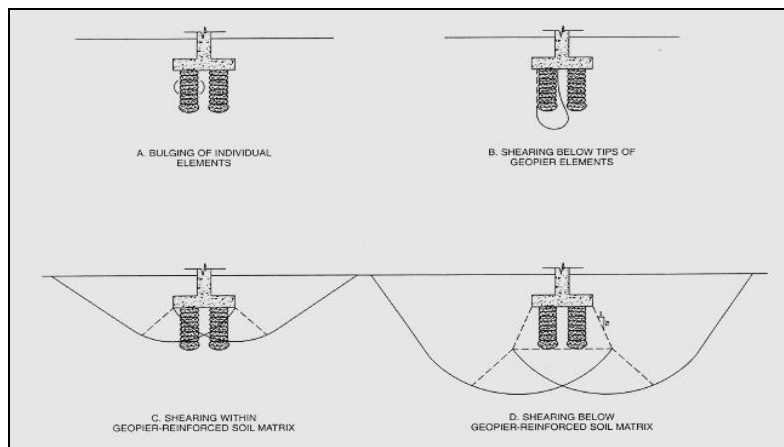
Figura 4. Equilibrio límite de capacidad portante de cimentaciones superficiales convencionales.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

En el caso de cimientos soportados por PAC Geopier, en la figura 5 se muestran los modos potenciales de falla, los cuales son difíciles de determinar, en razón a la compleja interacción entre los resistentes elementos Geopier y la relativa débil matriz de suelo.

Figura 5. Potenciales modos de falla de cimientos apoyados en Pilas de Agregado Compacto Geopier.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

En la figura 5 se pueden apreciar los principales modos de falla por equilibrio límite de los cimientos apoyados en elementos Geopier, los cuales constan de:

Figura 5A: Protuberancia de falla de un elemento Geopier.

Figura 5B: Cortante bajo la punta de un elemento Geopier.

Figura 5C: Cortante dentro de la matriz de suelo reforzado con Geopier.

Figura 5D: Cortante bajo el fondo de la matriz de suelo reforzada con Geopier.

Las expresiones que en adelante se describirán, se desarrollaron en base a casos analizados, para estimar la capacidad portante de cimientos apoyados en PAC Geopier. Se han generado tablas para la guía del diseño para condiciones típicas de cada modelo de falla. En la Tabla 1 se presentan las principales condiciones de diseño.

3.2.2. Falla Plena en Elementos Individuales de PAC Geopier. Si es aplicada suficiente presión en la parte superior de los elementos Geopier, la resistencia al esfuerzo cortante puede ser totalmente movilizada dentro de las PAC y a lo largo de las superficies extendidas, a través de la matriz de suelo alrededor.

La presión lateral de tierras en la matriz de suelo y alrededor de las PAC resiste protuberancias exteriores, porque estas presiones laterales son mínimas cerca a la gran superficie donde los esfuerzos de sobrecarga son bajos, las mayores cantidades de protuberancias ocurren en la porción superior de las PAC.

Para elementos Geopier instalados en suelos cohesivos, el esfuerzo último que puede ser aplicado en la parte superior de ellos ($q_{ult.g}$) puede ser estimado como el producto del esfuerzo radial límite ($\sigma_{r.lim}$) y el coeficiente de presión activa de tierras de Rankine del agregado constitutivo de las PAC.

$$q_{ult.g} = \sigma_{r.lim} \tan^2 (45 + \phi_g / 2) \text{ Ecuación 3.2.2.1}$$

En donde ϕ_g es el ángulo de fricción del material de agregado de las PAC.

El esfuerzo radial límite ($\sigma_{r.lim}$) también puede estimarse usando la siguiente expresión:

$$\sigma_{r.lim} = \sigma_{r.D} + C \{1 + \ln [E / (2 * C (1 + \mu))]\} \text{ Ecuación 3.2.2.2}$$

Donde $\sigma_{r.D}$ es el esfuerzo radial total luego de la instalación del elemento Geopier y previo a la aplicación de la carga por el cimiento, C es la resistencia al corte no drenado del suelo, E es el módulo no drenado del suelo y μ es la relación de Poisson del suelo.

El esfuerzo total radial total después de la instalación de las PAC es la sumatoria del esfuerzo radial efectivo y la presión de poros.

Mediciones en campo con el Presurímetro de Menard y otros equipos a las PAC después de instaladas, indican que la presión horizontal efectiva en la matriz de suelo puede ser estimada como el producto del esfuerzo vertical efectivo y el coeficiente de presión pasiva de tierras de Rankine ($K_{p.s}$) del suelo. Si se asume

un esfuerzo efectivo y un ángulo de fricción de 20° para una arcilla saturada y despreciando la influencia de la presión de poros, el esfuerzo radial total después de la instalación de las PAC es aproximadamente dos veces el esfuerzo vertical efectivo por la sobrecarga.

Como la relación entre el módulo (E) no drenado de la arcilla y la resistencia al corte no drenado (C) de esta, puede ser estimado conservadoramente en 200 y la relación de Poisson (μ) para una condición no drenada es de 0.50 la ecuación 3.2.2.2. se simplifica así:

$$\sigma_r.lim = 2\sigma_v' + 5.2C \text{ Ecuación 3.2.2.3}$$

Si se combinan las ecuaciones 3.2.2.1 y 3.2.2.3 y además se incorpora el valor del ángulo de fricción de las PAC de 50°, que de acuerdo a mediciones y pruebas en campo, es el habitual, la capacidad última de soporte de un solo elemento Geopier puede estimarse así:

$$q_{ult.g} = 15.1\sigma_v' + 39.3C \text{ Ecuación 3.2.2.4}$$

El esfuerzo vertical efectivo puede ser estimado como el esfuerzo promedio del esfuerzo de sobrecarga a la profundidad dentro del suelo correspondiente a la protuberancia del Geopier. La porción del elemento Geopier que está más probable a la falla por la extensión de las protuberancias del fondo del cimiento a la profundidad es igual al producto $[d * \tan (45 / \phi_g/2)]$ bajo el fondo del cimiento, donde d es el diámetro de la PAC.

Para un diámetro de pila de 30" (76.2cm), instalada 2' (60.96cm) bajo el nivel adyacente, la profundidad media de la zona crítica de protuberancia es de 5.4' (164.59cm). Al combinar esta profundidad con los valores típicos presentados en la Tabla 1, la ecuación 3.2.2.4 puede simplificarse más así:

$$q_{ult.g} = 6580 \text{ (lb. /pie}^2\text{)} + 39.3C \text{ Ecuación 3.2.2.5}$$

Tabla 1. Condiciones típicas de diseño Geopier.

Parámetro	Valor
Peso unitario de la matriz del suelo (γ_t)	120 lb./pie ³ (1922 Kg./m ³)
Profundidad del nivel freático de la superficie del terreno	2' (60.96cm)
Profundidad del fondo del cimiento (d1)	2' (60.96cm)
Diámetro nominal del Geopier (d)	2.5' (76.2cm)
Diámetro del pozo después de compactado el Geopier (d pozo)	3' (91.44cm)
Elemento Geopier efectivo en la longitud del pozo	Longitud del martillo + 2'
Relación del área del Geopier reemplazada (Ra)	0.33
Relación de módulos de rigidez entre el elemento Geopier y la matriz del suelo (Rs)	12
Relación de esfuerzos en el tope de los elementos Geopier y el esfuerzo promedio del cimiento.	2.59
Ángulo de fricción del elemento Geopier (ϕ_g)	50°
Factor de Seguridad	2.0

Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2

En la tabla 2 se presentan los valores calculados de presión disponible en la parte superior de los elementos Geopier y presión de capacidad de soporte disponible.

Tabla 2. Capacidad de soporte basada en protuberancias de elementos Geopier Singulares.

Resistencia al Corte No Drenada del suelo Cu (lb./pie2)	Esfuerzo último en la parte superior de los Geopier (ksf)	Esfuerzo admisible en la parte superior de los Geopier (ksf)	Presión de soporte disponible en el cimiento (ksf)
250	16.4	8.2	3.2
500	26.2	13.1	5.1
750	36.0	18.0	6.9
1000	45.8	22.9	8.9
1500	65.5	32.7	12.6

Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

Los cálculos presentados se consideran conservadores toda vez que ellos no incluyen los esfuerzos verticales de confinamiento proveídos por el cimiento sobreyacente cargado y por la consideración de las condiciones normales adicionales de la presión pasiva de tierras de Rankine, que no cuentan y esfuerzos cortantes asociados con la construcción de los elementos Geopier.

3.2.3. Cortante debajo de la punta de elementos Individuales de PAC

Geopier. El potencial de cortante bajo el fondo de un elemento Geopier es descrito en la figura 5b. Despreciando el peso del material de la pila, la carga total aplicada en la parte superior del elemento ($Q_{top.g}$) es resistida por la fricción con la excavación (Q_{shaft}) y el soporte último en la punta del Geopier ($Q_{tip.g}$)

$$Q_{top.g} = Q_{shaft} + Q_{tip.g} \text{ Ecuación 3.2.3.1}$$

La ecuación 3.2.3.1 en términos de esfuerzos es:

$$(q_{ult.g} * A_g) = (f_s * A_{shaft}) + (q_{tip.g} * A_g) \text{ Ecuación 3.2.3.2}$$

Dónde: $q_{ult.g}$ es el esfuerzo último aplicado en la parte superior del elemento Geopier, A_g es el área de la sección transversal del elemento Geopier, f_s es la fricción unitaria promedio a lo largo del pozo, A_{shaft} es el área del pozo excavado y $q_{tip.g}$ es el esfuerzo resistido en la punta del elemento Geopier.

Cambiando de posición la ecuación 3.2.3.2, el esfuerzo último en la parte superior del elemento Geopier puede expresarse así:

$$q_{ult.g} = ((f_s * A_{shaft})/A_g) + (q_{tip.g}) = (4f_s * d_{shaft} * H_{shaft} / d^2) + (q_{tip.g}) \text{ Ecuación 3.2.3.3}$$

Donde d_{shaft} es el diámetro del pozo de excavación, d es el diámetro nominal del elemento Geopier y H_{shaft} es la longitud del pozo de excavación. Los parámetros d_{shaft} y d son descritos por separado, toda vez que el radio efectivo del pozo es 3" (7.62cm) más grande que el radio nominal del pozo, en virtud al efecto de compactación del agregado de grava lateralmente durante la densificación con el apisonador biselado.

La capacidad de soporte de la punta del elemento Geopier puede estimarse con la clásica ecuación de Terzaghi – Buisman:

$$q_{tip.g} = q_{ult.} = CN_c + 0.5d_{shaft} \gamma N_\gamma + \sigma_v' * N_q \text{ Ecuación 3.2.3.4}$$

Dónde: N_c , N_γ y N_q son los coeficientes adimensionales de capacidad portante, γ es el peso unitario de la matriz del suelo y σ_v' es el esfuerzo de sobrecarga en la punta del elemento Geopier.

3.2.3.1. Condiciones No Drenadas.

En esta situación la fricción unitaria promedio a lo largo del pozo y la pila Geopier f_s , es la resistencia promedio al corte no drenada (C) de la matriz de suelo en inmediaciones de la PAC Geopier. La expresión para obtener la capacidad portante, en arcillas es:

$$q_{tip} = CN_c \text{ Ecuación 3.2.3.1.1}$$

N_c , en condiciones no drenadas es aproximadamente igual a 9.

Así las cosas, la ecuación 3.2.3.3 queda expresada así:

$$q_{ult.g} = (4Cd_{shaft}H_{shaft} / d^2) + 9C \text{ Ecuación 3.2.3.1.2}$$

La consecuencia del excesivo esfuerzo normal en la parte superior de las PAC Geopier es el asentamiento, no una rotación global del cimient, toda vez que los esfuerzos del cimient serán transferidos a la matriz del suelo como al pozo Geopier asentado anticipadamente. El cálculo de factores de seguridad para asentamientos no es usual, pero un valor de FS = 1.5 es prudente para el modo potencial de deflexión de un PAC Geopier. Para lograr un diseño seguro, un factor de seguridad de 1.5 es implementado en los cálculos.

Lo anterior se considera un cálculo conservador, por el hecho de no considerarse el efecto que la matriz de suelo gana como resultado de la inclusión de los elementos Geopier, asociada a las tres (3") de la expansión radial durante la instalación de las PAC. Esto aplica para elementos Geopier cortos instalados en arcillas muy blandas cuya velocidad de disipación de excesos de presiones de poros es lenta, con respecto a la velocidad de carga. Es recomendable en estos casos, validar los resultados de diseño mediante pruebas de campo a los elementos individuales Geopier.

3.2.3.2. Condiciones Drenadas.

Para ésta condición, la fricción unitaria promedio a lo largo del pozo y la pila Geopier (f_s), es el producto de la presión horizontal efectiva promedio (σ_h') y la tangente del ángulo de fricción del suelo ($\tan(\phi_s)$). Esta presión horizontal puede estimarse conservadoramente, como el producto del esfuerzo vertical efectivo (σ_v') actuando en el punto medio de la longitud del pozo y el coeficiente de presión pasiva de tierras de Rankine ($K_{p,s}$) de la matriz de suelo. Por lo tanto, la fricción unitaria promedio se expresa así:

$$f_s = \sigma_v'_{avg} * \tan(\phi_s) * K_{p,s} = (d_1 + H_{pozo} / 2) * \gamma * \tan(\phi_s) * \tan^2(45 + \phi_s/2) \quad \text{Ecuación 3.2.3.2.1}$$

En donde d_1 es la profundidad del fondo debajo del cimiento adyacente, H_{pozo} es la longitud del pozo Geopier bajo el fondo del cimiento, γ es el peso unitario del suelo

y ϕ_s es el ángulo de fricción del suelo. La capacidad portante es estimada gracias a la ecuación 3.2.3.4, pero como la cohesión es cero (0) entonces el primer término se cancela, así mismo, el segundo término es insignificante para elementos Geopier superficiales. Es así que el factor de capacidad portante N_q depende exclusivamente del ángulo de fricción del suelo.

Los cálculos con un factor de seguridad de 1.5, proveen un diseño seguro para la limitante del excesivo asentamiento del Geopier. Los cálculos son también conservadores, como quiera que estos no incluyen los esfuerzos verticales de confinamiento proveídos por el cimiento sobreyacente cargado como tampoco la expansión radial durante la instalación del Geopier (3”).

Estas presunciones son consideradas muy conservadoras para elementos Geopier cortos, instalados en suelos muy blandos o muy sueltos. Es por ello que se recomienda que el diseño de un elemento Geopier instalado en un suelo blando o suelto esté basado en resultados de ensayos de campo.

3.2.4. Cortante dentro de la matriz de suelo reforzado con PAC Geopier. El potencial de cortante dentro de la matriz de suelo reforzado con Geopier es mostrado en la figura 5C. En este modelo de falla los planos de corte se asumen que pasan a través de los elementos Geopier y la matriz del suelo y también a través del suelo alrededor en forma ascendente. La resistencia al corte de los materiales, así como el plano de falla asumido, dependen de la resistencia friccional a cortante dentro de la matriz de suelo (t_s) y de la resistencia friccional a

cortante ofrecida por los elementos Geopier (t_g). Algunos autores (Mitchel, Priebe y Aboshi) resumieron aproximaciones que usan parámetros compuestos de resistencia al corte para proveer soluciones a esta situación. Una vez los parámetros compuestos de resistencia al corte son desarrollados, la capacidad portante de la matriz compuesta de suelo puede ser estimada empleando la ecuación de capacidad portante de Terzaghi –Buisman, que recomienda que el ángulo de fricción compuesto del suelo reforzado (ϕ_{comp}) y la cohesión compuesta (C_{comp}) son estimadas con las expresiones siguientes:

$$\phi_{comp} = \tan^{-1} [R_a * n * \tan(\phi_g) + (1 - R_a * n) * \tan(\phi_s)] \text{ Ecuación 3.2.4.1}$$

$$C_{comp} = (1 - R_a * n) * C \text{ Ecuación 3.2.4.2}$$

Donde n es la relación del esfuerzo aplicado en los elementos Geopier y el esfuerzo aplicado en la matriz del suelo, ϕ_s es el ángulo de fricción interna del suelo y C es la cohesión del suelo. Aboshi (1979) emitió una solución similar, recomendando que la resistencia al corte del elemento columna sea modificada por el coseno del ángulo que intercepta el plano de corte con respecto a la horizontal. Esto en razón a las diferencias entre el esfuerzo vertical actuando en los planos verticales con el elemento columnar y el esfuerzo normal actuando en el plano de corte.

Para estimar los planos de corte que se extienden mas allá de la huella del concreto de la fundación, es recomendable que R_a sea estimado por la

modificación de la relación Geopier / área cubierta de la huella, (típicamente 0.33) por un factor de reducción de 0.4. Este factor resulta en un efectivo valor de R_a de aproximadamente 0.13 para condiciones típicas de diseño.

La relación de esfuerzos (n) debería ser elegida para reflejar la distribución de esfuerzos en la ubicación del plano cortante. En la parte superior de los elementos Geopier el factor de concentración de esfuerzos es a menudo cercano a 12; los esfuerzos verticales en las PAC decrecen con la profundidad, sin embargo las cargas son transferidas alrededor de la matriz de suelo; la reducción de los esfuerzos normales con la profundidad, dentro de la columna granular de los elementos Geopier, es estimada usando soluciones elásticas. Esto es por tanto recomendado, que el factor de concentración de esfuerzos, es estimado por la reducción de concentración de esfuerzos en el fondo del cimiento por un factor de 2:1 (vertical y horizontal) tasa de carga extendida bajo el cimiento.

La resistencia al corte del suelo compuesto cambia con la profundidad en virtud a los efectos de las cargas extendidas y la orientación de los planos de falla. Una solución conservadora puede ser obtenida, sin embargo se considera la resistencia compuesta a cortante a una profundidad de $\frac{3}{4}$ del ancho del cimiento bajo el fondo de éste y a un plano de falla inclinado 45° respecto a la horizontal. Bajo esta condición se logra, en el suelo, un factor de concentración de esfuerzos de 2.8, el cual cuenta para ambas consideraciones, profundidad y planos de orientación de cortantes.

La tabla 3 presenta valores calculados de presión de capacidad admisible en cimientos para parámetros típicos de diseño que se mostraron en la tabla 1 y un factor de concentración de esfuerzos en la matriz de suelo de 2.8, allí se muestra que el mecanismo de falla potencial únicamente controla el diseño de cimientos construidos dentro de matriz firme de suelo y provee para el cimiento la presión de capacidad permisible que típicamente excede los valores de diseño; por estas razones, un refinamiento adicional en el análisis no parece ser garantía.

Tabla 3. Capacidad de soporte basada en falla dentro de matriz de suelo reforzada con Geopier.

MATRIX SOIL FRICTION ANGLE, ϕ_s (degrees)	MATRIX SOIL COHESION INTERCEPT, c (psf)	FOOTING WIDTH (ft)	ALLOWABLE FOOTING BEARING PRESSURE (ksf)
0 (clay)	250, 500, 1000	3	3.1, 4.6, 7.7
	250, 500, 1000	10	4.1, 5.6, 8.7
20 (clay)	0	3, 6, 10	5.3, 7.0, 9.4
25 (clay)	0	3, 6, 10	7.4, 10.0, 13.5
27 (silt)	0	3, 6, 10	8.5, 11.6, 15.7
30 (sandy silt, silty sand)	0	3, 6, 10	10.7, 14.6, 19.9
35 (sand)	0	3, 6, 10	13.9, 19.4, 26.6

Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

3.2.5. Cortante bajo el fondo de la matriz de suelo reforzado con PAC

Geopier. El potencial de cortante debajo del fondo de la matriz de suelo reforzada con PAC Geopier es descrito en la figura 5D. Comparando los esfuerzos inducidos en el fondo de la capa de suelo mejorado con Geopier (Q_{fondo}), con la capacidad permisible de soporte (ecuación 3.2.3.4), es un método de solución conservador para este problema. Tales esfuerzos inducidos en el fondo del elemento Geopier,

pueden ser estimados asumiendo los incrementos de la carga extendida a una tasa de 2:1 (vertical y horizontal) bajo al fondo del cimiento, así:

$$q_{\text{fondo}} = q \left\{ \frac{BL}{[(B+H)(L+H)]} \right\} \text{ Ecuación 3.2.5.1}$$

Donde q es la presión última de soporte en el cimiento, B es el ancho del cimiento, L es la longitud del cimiento y H es el espesor de la capa de suelo mejorada con Geopier. Esta presión última puede ser expresada mediante el cálculo de la presión última de soporte en el fondo de la matriz de suelo reforzado y multiplicando este valor por el inverso de la relación que se muestra entre paréntesis en la ecuación 3.2.5.1.

En las tablas 4 y 5 se presentan valores calculados de presión de soporte disponible en el cimiento, para los valores de parámetros típicos de diseño descritos en la tabla 1.

Tabla 4. Capacidad de soporte basada en falla no drenada como un grupo bajo la matriz de suelo.

MATRIX SOIL COHESION INTERCEPT, c (psf)	FOOTING WIDTH (ft)	GEOPIER SHAFT LENGTH (ft)	ALLOWABLE FOOTING BEARING PRESSURE (ksf)
250	6	7, 10, 14	4.0, 5.8, 8.6
	10	7, 10, 14	2.3, 3.1, 4.3
500	6	7, 10, 14	8.0, 11.6, 17.3
	10	7, 10, 14	4.6, 6.2, 8.7
1000	6	7, 10, 14	16.0, 23.1, 34.6
	10	7, 10, 14	9.3, 12.4, 17.4

Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

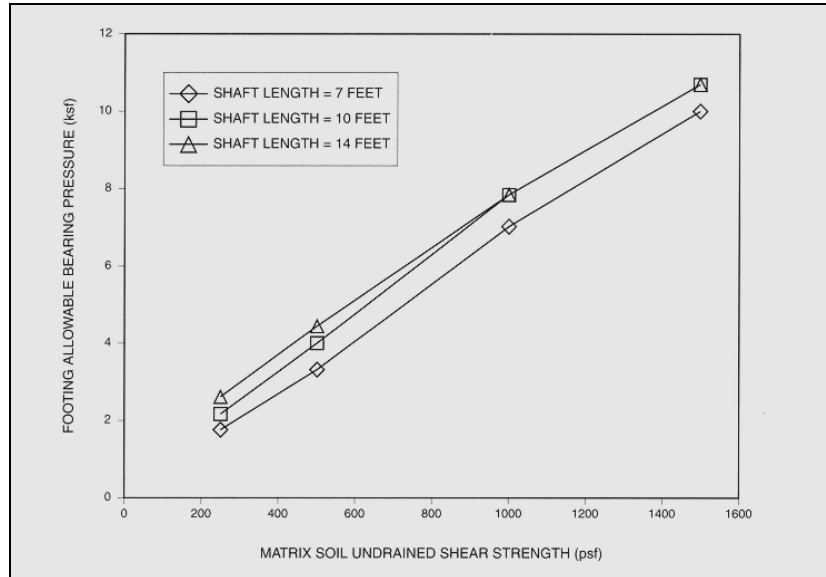
Tabla 5. Capacidad de soporte basada en falla drenada como un grupo bajo la matriz de suelo.

MATRIX SOIL FRICTION ANGLE, ϕ_s (degrees)	FOOTING WIDTH (ft)	GEOPIER SHAFT LENGTH (ft)	ALLOWABLE FOOTING BEARING PRESSURE (ksf)
20 (clay)	6	7, 10, 14	6.4, 9.2, 13.7
	10	7, 10, 14	4.3, 5.7, 8.0
25 (clay)	6	7, 10, 14	11.7, 16.8, 25.2
	10	7, 10, 14	8.2, 11.0, 15.3
27 (silt)	6	7, 10, 14	15.0, 21.7, 32.4
	10	7, 10, 14	10.7, 14.3, 19.9
30 (sandy silt, silty sand)	6	7, 10, 14	22.0, 31.6, 47.2
	10	7, 10, 14	15.8, 21.2, 29.6

Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

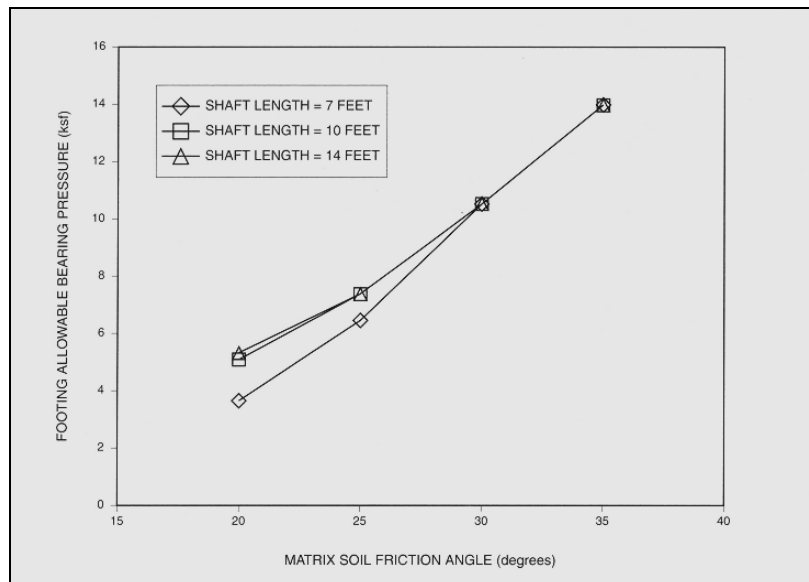
3.2.6. Control de la Capacidad Portante. En las tablas 2 hasta la 7 se presenta una comparación de la presión disponible de soporte para cimientos típicos y se muestra el equilibrio límite de la capacidad de soporte dentro de un suelo débil, que es típicamente controlada por el potencial de cortante debajo de la punta de los elementos individuales Geopier. El equilibrio límite de la capacidad de soporte dentro de un suelo fuerte, es controlado típicamente por el potencial de cortante dentro de la matriz de suelo reforzada con PAC Geopier; para esta condición, en la Tabla No. 1 se describe el control de la capacidad de soporte por equilibrio límite. Para los cuatro (4) modos de falla, que se muestran en la figura 5, el potencial de cortante es dibujado en las gráficas 1 y 2 para condiciones no drenadas y drenadas, respectivamente.

Gráfica 1. Presión de soporte permisible en un cimiento para condiciones no drenadas de cortante y condiciones típicas de diseño.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

Gráfica 2. Presión de soporte permisible en un cimiento para condiciones drenadas de cortante y condiciones típicas de diseño.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

Tabla 6. Presión de soporte permisible en un cimiento para condiciones drenadas de cortante y condiciones típicas de diseño.

MATRIX SOIL UNDRAINED SHEAR STRENGTH, c (psf)	NOMINAL GEOPIER SHAFT LENGTH (ft)	ULTIMATE TOP-OF-GEOPIER STRESS (ksf)	ALLOWABLE TOP-OF-GEOPIER STRESS (ksf)	ALLOWABLE FOOTING BEARING PRESSURE (ksf)
250	7, 10, 14	6.1, 8.0, 9.9	4.4, 5.3, 6.6	1.7, 2.1, 2.6
500	7, 10, 14	12.2, 16.0, 19.9	8.8, 10.7, 13.2	3.4, 4.1, 5.1
1000	7, 10, 14	24.4, 32.0, 39.7	17.5, 21.4, 26.5	6.8, 8.2, 10.2
1500	7, 10, 14	36.5, 48.1, 59.6	26.3, 32.0, 39.7	10.1, 12.4, 15.3

Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

Tabla 7. Capacidad de soporte basada en cortante drenado debajo de la punta de elementos individuales Geopier.

MATRIX SOIL FRICTION ANGLE, ϕ_s (degrees)	NOMINAL GEOPIER SHAFT LENGTH (ft)	ULTIMATE TOP-OF-GEOPIER STRESS (ksf)	ALLOWABLE TOP-OF-GEOPIER STRESS (ksf)	ALLOWABLE FOOTING BEARING PRESSURE (ksf)
20 (clay)	7, 10, 14	12.4, 19.3, 27.6	9.3, 12.9, 18.4	3.6, 5.0, 7.1
25 (clay)	7, 10, 14	22.3, 34.1, 48.0	16.7, 22.8, 32.0	6.5, 8.8, 12.3
27 (silt)	7, 10, 14	30.8, 46.2, 64.1	23.0, 30.8, 42.7	8.9, 11.9, 16.5
30 (silt, silty sand)	7, 10, 14	40.5, 60.6, 83.8	30.2, 40.4, 55.8	11.7, 15.6, 21.6
35 (sand)	7, 10, 14	81.7, 119, 160	60.4, 79.1, 107	23.3, 30.5, 41.2

Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

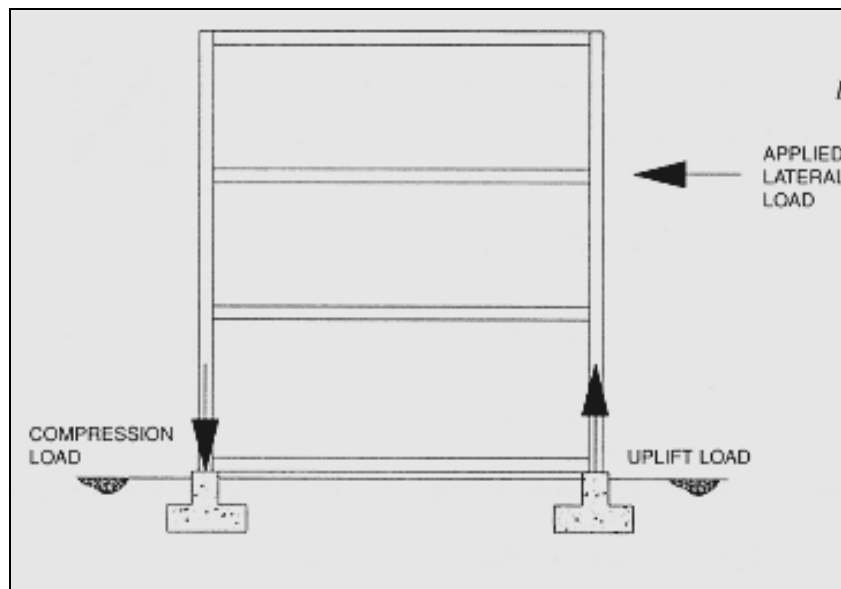
3.3. RESISTENCIA A LA TENSIÓN

Las cargas de tensión son a menudo aplicadas en sistemas de fundación donde las estructuras soportadas son sometidas a cargas de viento o sísmicas. Los anclajes de tensión son incorporados en los elementos Geopier para resistir las cargas de tensión referidas. Los anclajes consisten en un plato de acero instalado

en el fondo de las pilas y se insertan barras conectadas para extender desde el plato embebido en el cemento sobreyacente hasta la superficie. Las barras se conectan a la armadura de la losa o zapata y de este modo quedan integradas al sistema estructural. En este aparte se tratará sobre las demandas estructurales ante cargas de tensión, construcción de anclajes de tensión y resistencia a la extracción de los elementos individuales y grupos de pilas y la respuesta carga – deflexión.

3.3.1. Requerimientos de Tensión Estructural. La aplicación de cargas laterales forma un momento de torsión que puede ser resistido por fuerzas de tensión y compresión en la fundación de una estructura. En la figura 6 se muestra la estructura de un edificio sometido a cargas laterales.

Figura 6. Edificio sometido a cargas laterales.



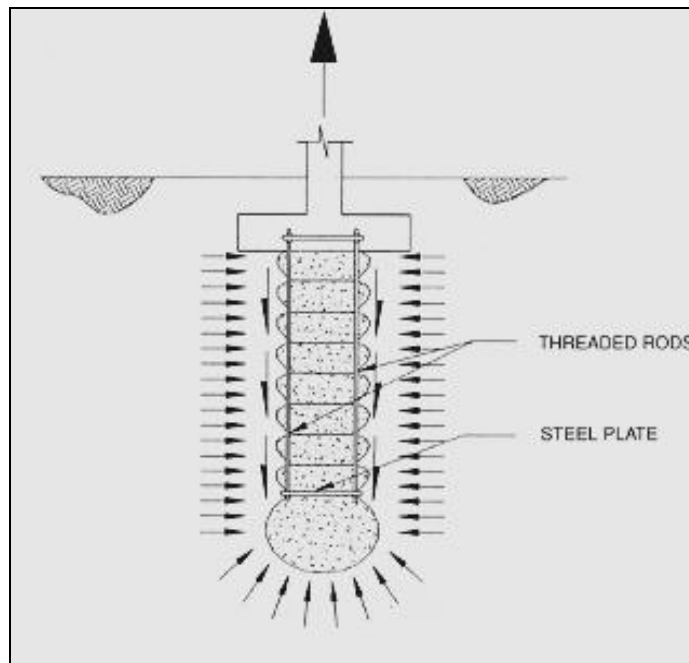
Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2.

Un factor de seguridad empleado en el diseño de elementos a tensión, depende de una variedad de factores que incluyen: 1) tanto sí o no unas pruebas de carga efectuadas en el sitio, 2) la tasa de carga ampliada aplicada en la estructura y 3) la direccionalidad de las cargas; un factor de seguridad de 2 es usualmente considerado como apropiado para la resistencia de cargas de tensión sostenidas. Si los elementos son usados para soportar cargas de sismo, es viable reducir los factores de seguridad, porque la resistencia dinámica de los anclajes es grande en comparación con la resistencia estática de éstos y porque las direcciones inversas de cargado sobre cortos períodos de tiempo reducen la posibilidad de tensión sostenida.

3.3.2. Construcción. La construcción de elementos Geopier a tensión con matriz de suelo, se muestra en la figura 7. El pozo es excavado hasta la profundidad requerida con el taladro y el fondo del bulbo es construido con triturado de roca de gradación abierta. Un arnés de tensión es allí insertado en el agujero, en la parte superior del bulbo densificado en el fondo. El anclaje consiste en un plato de acero redondo o rectangular, con barras conectadas en su borde extremo. Los ensambles típicos incorporados pueden ser de dos (2) o cuatro (4) barras de tensión. Después el arnés de tensión es instalado y el resto del elemento Geopier es construido con agregado compactado. Las barras de tensión pueden ser espaciadas suficientemente por aparte para permitir entre ellas la colocación y compactación del agregado de la pila. Estas barras de tensión son conectadas en

el cimiento sobreyacente mediante ganchos estándar y otras conexiones estructurales.

Figura 7. Elemento Geopier a Tensión



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 3.

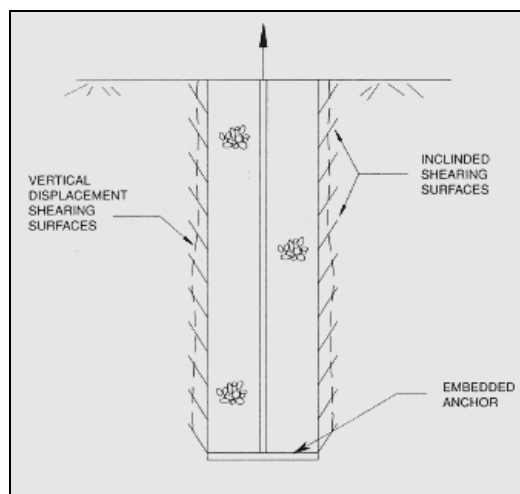
3.3.3. Antecedentes – Experiencias. Una significativa cantidad de esfuerzos de investigación han sido focalizados en la orientación de las superficies de falla que se desarrollan durante la extracción de anclajes convencionales embebidos. Gracias a observaciones de campo se ha podido establecer que la superficie de ruptura corresponde a: 1) un cilindro vertical con perímetro definido por la huella del anclaje embebido o 2) una superficie en el terreno, que es más larga que el perímetro del anclaje. Autores como Kulhawy (1985), sugiere que como las fuerzas ascendentes son aplicadas, los esfuerzos de corte son desarrollados a lo

largo de un plano inclinado, como se muestra en la figura 8, que satisface el criterio de falla de Mohr – Coulomb.

Con movimiento adicional, desplazamiento vertical, se desarrollan superficies de corte, resultando en continuos desplazamientos ascendentes. Este patrón de falla se propagará muy cerrado en la interface, esencialmente definiendo el perímetro del anclaje de tensión.

Cuando los anclajes con pequeña relación de aspecto son instalados en suelos relativamente de alta resistencia, las superficies inclinadas pueden ensanchar la superficie del terreno. Este mecanismo de falla resulta en una superficie cónica, que es representada por una superficie cilíndrica en profundidad, que tiene una transición a superficie cónica que se ensancha a alguna distancia del perímetro del elemento Geopier.

Figura 8. Esfuerzos de corte en anclaje embebido.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 3.

3.3.4. Resistencia a la Extracción de Elementos Individuales a Tensión.

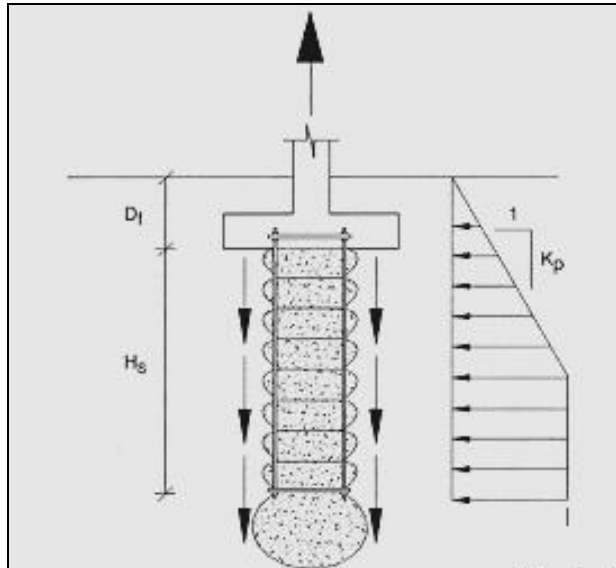
Observando elementos Geopier a tensión que han sido extraídos completamente del terreno durante las labores de investigación, se indica que la superficie crítica de cortante es cilíndrica y ocurre en el perímetro del elemento, como se muestra en la figura 8. Antes de completarse la falla por extracción, se observan a menudo grietas radiales y circunferenciales en la superficie del terreno. Estos patrones de fisuración son consistentes con la superficie de falla cónica invertida cercana, característica de la superficie de falla de anclajes embebidos cargados a tensión. La aproximación usada para calcular la resistencia a la extracción de un elemento Geopier se presenta en la figura 9, donde éstos son sometidos a extremas cargas de tensión y una superficie cilíndrica de falla se forma alrededor de ellos.

La resistencia última a la extracción ($Q_{ult.}$) se calcula sumando el peso del elemento Geopier (W) y la resistencia de lado; ésta resistencia es calculada como el producto de la resistencia unitaria al arrancado (o extracción) (f_s) y el área del cilindro cortado (A_s).

$$Q_{ult.} = W + (f_s * A_s) = W + (f_s * \pi * d * H_s) \text{ Ecuación 3.3.4.1}$$

Donde W es el peso flotante de la pila, d es el diámetro efectivo del elemento, H_s es la longitud del elemento en el pozo. Como resultado de la compactación del agregado, el diámetro del elemento es generalmente más grande que el diámetro perforado.

Figura 9. Resistencia a la extracción de un elemento Geopier.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 3.

3.3.4.1. En Suelos de Baja Cohesión. En este escenario, para elementos Geopier, la tasa de drenaje es más rápida que el incremento neto en tensión durante ciclos acumulativos de carga. La resistencia a cargas de tensión, de elementos individuales Geopier, es por lo tanto calculada usando procedimientos de análisis geotécnicos drenados. La fricción unitaria (f_s) se calcula sumando la cohesión drenada (C) – que a menudo es cero (0) para arenas limpias y gravas – y el producto de la presión lateral en el suelo circundante del elemento Geopier (σ_h') y la tangente del ángulo de fricción interna de la matriz de suelo (ϕ'_m).

$$f_s = C + (\sigma_h' \cdot \tan(\phi'_m)) \text{ Ecuación 3.3.4.1.1}$$

El efecto de la compactación del agregado pétreo de la pila aumenta la presión lateral de tierras en el suelo. Este incremento depende de: tipo de suelo, drenaje, relación de sobre-consolidación y confinamiento ofrecido por los elementos Geopier adyacentes. Luego de la construcción, la presión lateral de tierras (σ_h') es calculada como el producto del esfuerzo vertical efectivo en la matriz del suelo (σ_v') y el coeficiente de presión pasiva de tierras de Rankine (K_p).

$$\sigma_h' = \sigma_v' * K_p \text{ Ecuación 3.3.4.1.2}$$

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi'_m/2) \text{ Ecuación 3.3.4.1.3}$$

De acuerdo a la figura 9, la presión lateral de tierra aplicada está limitada por un rango de valor entre 2000lb/pie² (96KPa) y 3000lb/pie² (144KPa), aproximadamente, valores conservadores por cuenta de la máxima energía de compactación dada por el martillo Geopier alrededor del suelo.

3.3.4.2. En Suelos Cohesivos. La tasa de carga de tensión puede o no serlo, menor que la tasa de drenaje. Por lo tanto, la fricción unitaria (f_s) es calculada como el valor más pequeño entre: 1) la resistencia al corte no drenado del suelo (S_u) y 2) la fricción unitaria drenada del suelo. La capacidad última de tensión ($Q_{ult.}$) será el menor valor obtenido al desarrollar las siguientes expresiones.

$$Q_{ult.} = (C + \sigma_h' * \tan (\phi'_m)) * (\pi * d * H_s) + W \text{ Ecuación 3.3.4.2.1}$$

$$Q_{ult.} = (S_u * \pi * d * H_s) + W \text{ Ecuación 3.3.4.2.2}$$

3.3.4.3. Diseño de Barras de Tensión. Gracias a la alta resistencia a la tracción de las barras de acero, estas son insertadas para usarse dentro de los arneses de tensión. La carga de tensión disponible para cada barra (Q_{rod}) es calculada como el producto del esfuerzo de tensión disponible del acero (F_{all}) y el área de la sección transversal de la barra (A_{rod}).

$$Q_{rod} = F_{all} * A_{rod} = F_{all} * \pi * d_{rod}^2 / 4 \text{ Ecuación 3.3.4.3.1}$$

Donde d_{rod} es el diámetro de la varilla de tensión. La mayoría de los códigos sugieren que el esfuerzo de tensión disponible no puede ser excedido en un 60% del límite de fluencia del acero.

$$F_{all} = 0.60F_y \text{ Ecuación 3.3.4.3.2}$$

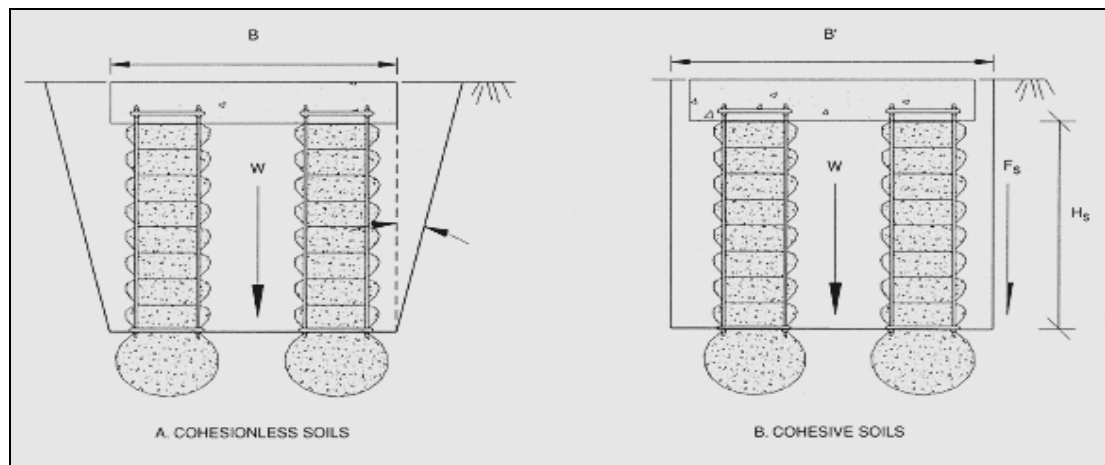
El diseño de barras de tensión debe considerar el efecto de la corrosión. Las barras pueden ser galvanizadas o diseñadas con suficiente acero de sacrificio para considerar la pérdida por corrosión sobre la vida de diseño de la estructura.

Las expresiones descritas y los valores de parámetros de diseño han de ser verificados con una prueba de carga de tensión si los elementos Geopier son utilizados para resistir importantes cargas de tensión.

3.3.5. Efecto de Grupo. La capacidad de tensión de grupos de elementos Geopier estrechamente distanciados, es calculada como el menor valor entre: 1) la capacidad de tensión de un solo elemento multiplicada por el número total de elementos y 2) la capacidad de tensión de un bloque de suelo sometido a

tensionamiento. En la figura 10 se esquematiza la capacidad a tensionamiento de un grupo de pilas espaciadas estrechamente.

Figura 10. Capacidad de tensión de un grupo de elementos Geopier espaciados estrechamente.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 3.

Para aquellos elementos Geopier instalados en suelos de baja cohesión, el volumen del bloque es definido por la huella del cimiento sobreyacente y la inclinación de las paredes laterales de dicho bloque. Ver figura 10A. El ángulo de inclinación (β) de las paredes laterales del bloque, depende del ángulo de fricción interna del suelo y de la presión lateral de tierras inducida durante la construcción de la pila. Valores que oscilan entre 15° y 20° son a menudo usados para (β) en los cálculos de diseño. La resistencia a la tensión es calculada como el peso sumergido del suelo contenido dentro del bloque

$$Q_{\text{block}} = W_{\text{block}} \text{ Ecuación 3.3.5.1}$$

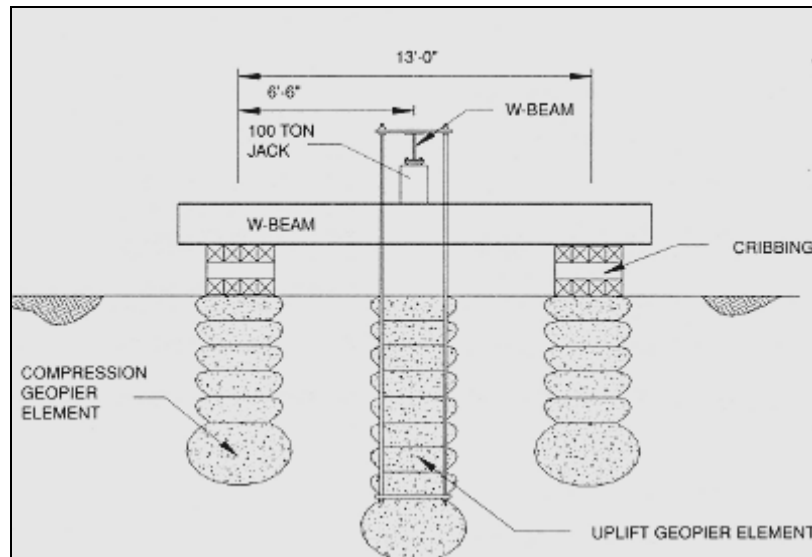
En el escenario de elementos Geopier instalados en suelos cohesivos, el volumen del bloque es definido por un área mayor que el área de la huella del cimientado y las paredes son verticales, ver figura 10B. La resistencia a la tensión es calculada sumando el peso total del bloque de suelo y la resistencia al corte no drenado del suelo a lo largo de los bordes del bloque.

$$Q_{\text{block}} = W_{\text{block}} + S_u (2B' + 2L') * H_s \text{ Ecuación 3.3.5.2}$$

Donde B' y L' son las dimensiones de la huella del bloque de suelo.

3.3.6. Pruebas de Carga de Tensión. Las pruebas son localizadas en un área del sitio en donde se han identificado previamente sectores en donde las condiciones del suelo son las más débiles. La figura 11 muestra el montaje típico para estas pruebas. Nótese que las barras de tensión son conectadas a un miembro cruzado, en la parte superior de la viga de reacción. Durante la prueba, un gato hidráulico extiende la distancia entre el miembro cruzado y la viga hasta halar las barras de tensión y aplicando cargas tensionantes al elemento Geopier. La prueba es ejecutada entre uno (1) y cuatro (4) días después de instalada la pila y así permitir el tiempo suficiente para disipar los excesos de presión de poros en la matriz de suelo. El propósito de la prueba es verificar la capacidad de la tensión de diseño.

Figura 11. Montaje típico de prueba de carga de tensión.

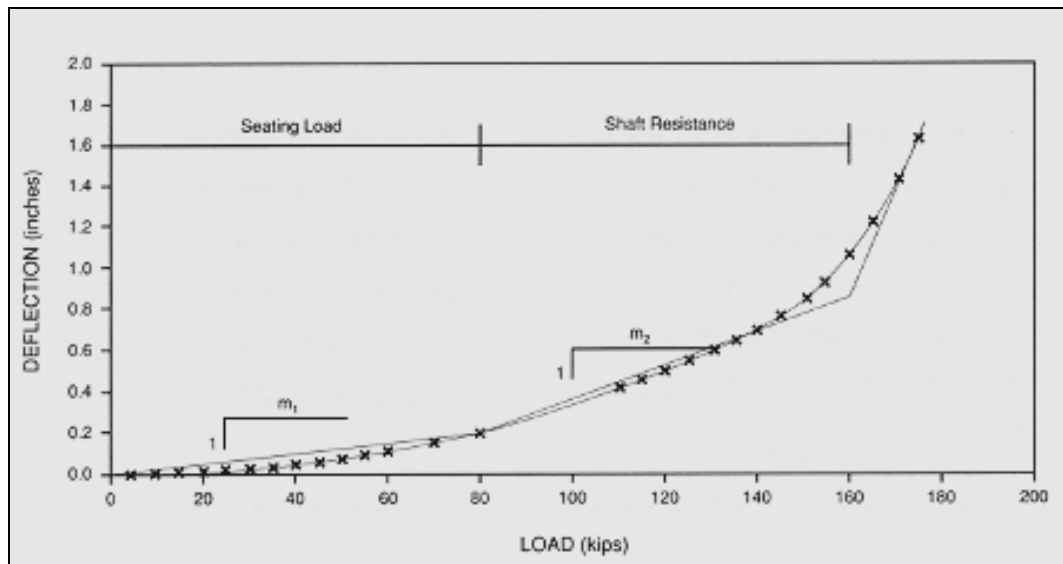


Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 3.

3.3.7. Respuesta Carga de Tensión – Deflexión. La gráfica 3 es característica del ploteo de los resultados de una prueba de tensión. Se diferencian tres segmentos de línea recta, el primero corresponde al asiento del plato de tensión y a la reorganización de las partículas de agregado dentro de la parte inferior del elemento Geopier. La pendiente de ésta línea, (m_1) es pequeña. El segundo segmento representa la deflexión ascendente del plato del fondo causado por el abultamiento de la porción inferior de la pila y el movimiento a lo largo de la cara del elemento cilíndrico. El elemento tiende a una pendiente (m_2) hasta donde ocurre la falla por cortante. El tercer segmento es vertical o cuasi-vertical y representa las condiciones donde las deflexiones excesivas ocurren con una

mínima aplicación adicional de carga. La capacidad última de tensión se interpreta como la ocurrencia de la intersección del segundo segmento con el tercero.

Gráfica 3. Resultados de una prueba de tensión.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 3.

El control de la deflexión de tensión es a menudo importante para conservar el debido desempeño estructural. La tabla 8 resume las deflexiones medidas para elementos Geopier de 30" de diámetro (76.20cm) durante pruebas de cargas de tensión llevadas a cabo dentro de depósitos de gravas, arenas y limos arcillosos. Los valores de deflexión incluyen la elongación elástica de las barras. La tabla en mención puede ser usada para ayudar en la predicción de deflexiones ascendentes para varios niveles de cargas de tensión aplicadas. Generalmente las deflexiones de tensión aumentan con el descenso o la disminución del tamaño de grano de la matriz de suelo.

Tabla 8. Resumen de la prueba de carga de tensión - deflexión.

SOIL	LOAD AT SEATING [average of values] (kips)	SEATING DEFLECTION [average of values] (in/kip)	SKIN FRICTION DEFLECTION [average of values] (in/kip)
GRAVEL	40-90 [60]	0.005 - 0.006 [0.005]	0.005 - 0.006 [0.006]
SAND	30-55 [43]	0.004 - 0.007 [0.005]	0.004 - 0.007 [0.013]
SILT AND CLAY	20-60 [41]	0.004 - 0.009 [0.006]	0.009 - 0.033 [0.015]

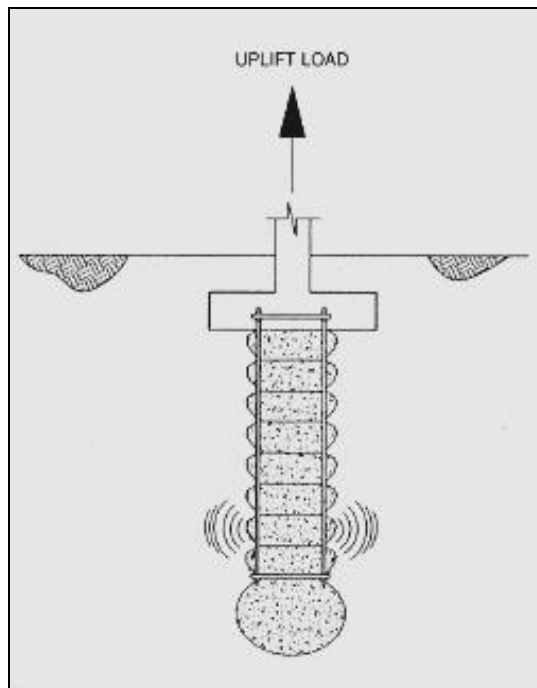
Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 2

Si los platos de acero de tensión son instalados en arcilla blanda o limo que tienden a sobresalir hacia fuera durante la aplicación de las cargas de tensión, como se muestra en la figura 12, las deflexiones de los elementos pueden ser grandes en comparación con aquellas mostradas en la Tabla 8. La capacidad última de tensión puede ser estimada mediante el producto del esfuerzo radial restrictivo ($\sigma'_{r,lim}$), el coeficiente de presión pasiva de tierras de Rankine del agregado de la pila y el área de la sección transversal del elemento.

$$Q_{ult} = (\sigma'_{r,lim}) * \tan^2 (45+\phi_g/2) * \pi * d^2 / 4 \text{ Ecuación 3.3.7.1}$$

El esfuerzo radial restrictivo es calculado como: $(\sigma'_{r,lim}) = 2\sigma'_v + 5.2S_u$ Ecuación 3.3.7.2

Figura 12. Abultamiento del elemento hacia afuera.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 3

En resumen, los elementos Geopier a tensión resisten la aplicación de cargas de tensión por el desarrollo de resistencia entre el perímetro de los elementos y la matriz del suelo circundante. Los elementos son eficientes porque el incremento en la matriz del suelo de los esfuerzos laterales ocurren durante su construcción. Los elementos Geopier son usados para proveer estabilidad a cimientos superficiales extendidos, o corridos, que son sometidos a cargas de tensión.

3.4. RESISTENCIA LATERAL DE LAS PILAS DE AGREGADO COMPACTO

Las cargas laterales son aplicadas a los sistemas de fundación por el viento, por eventos sísmicos y por presión lateral de tierras. Las fundaciones superficiales soportadas por elementos Geopier proveen resistencia a las cargas laterales

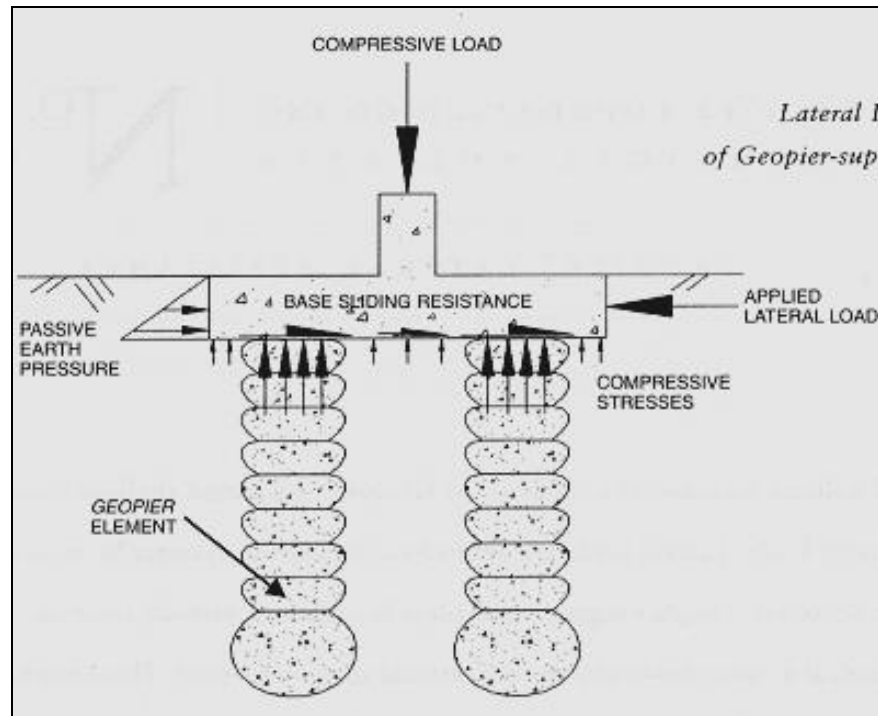
empleando mecanismos similares a aquellos aplicables a cimientos superficiales convencionales. Tales mecanismos incluyen la presión pasiva de tierras adyacente a los cimientos y resistencia al deslizamiento a lo largo de la base de los cimientos. Sin embargo, por la alta concentración de esfuerzos en las PAC Geopier y por el alto ángulo de fricción del agregado de las pilas, una gran resistencia es lograda en comparación a un cimiento soportado por un suelo no reforzado.

3.4.1. Exigencias de Cargas Laterales. Las cargas laterales transmitidas a través de una estructura son resistidas por el sistema de fundación. Tales sistemas de soporte superficial apoyados en PAC Geopier resisten cargas laterales con mecanismo ídem a los aplicados a sistemas convencionales de fundación superficial. En la figura 13 se aprecia lo siguiente:

La presión pasiva de tierras es adyacente al cimiento y la resistencia al deslizamiento es a lo largo, en la base y en el fondo del cimiento.

La combinación de concentración de esfuerzos, la rigidez del elemento Geopier y el alto ángulo de fricción del agregado permiten el desarrollo de una gran cantidad de resistencia a carga lateral, que el desarrollado por cimientos no soportados por elementos Geopier.

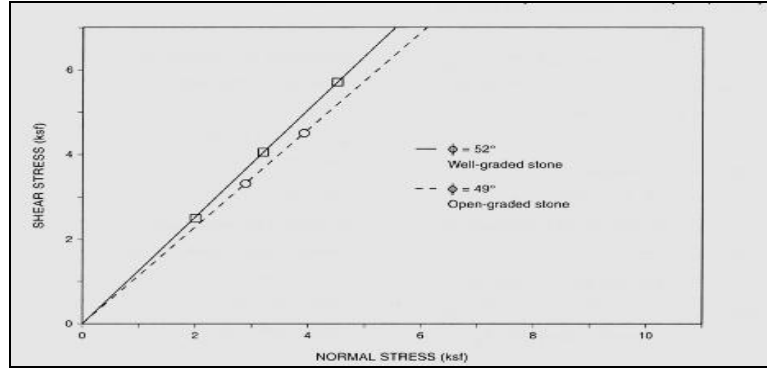
Figura 13. Resistencia a carga lateral de un cimiento soportado por Geopier.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 4

3.4.2. Resistencia al Corte de las Pilas de Agregado Compacto. Pruebas de corte directo, desarrolladas a gran escala en elementos Geopier de 30" (76.2cm) de diámetro y pruebas triaxiales en laboratorio a pequeña escala sobre muestras reconstituidas han demostrado que el ángulo interno de fricción de los agregados constitutivos de las pilas Geopier varía entre 49° y 52°, dependiendo de la gradación. En la gráfica 4 se muestran los resultados de un ensayo a gran escala sobre elementos Geopier construidos con agregados de roca de dos tipos de gradación (buena gradación y gradación abierta).

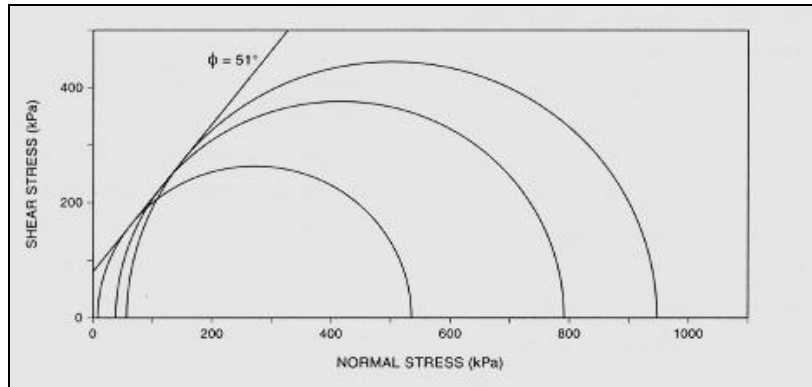
Gráfica 4. Resultados de ensayos a gran escala de corte directo realizados sobre elementos Geopier.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 4

En relación a resultados de ensayos de laboratorio, a pequeña escala, ensayos triaxiales, estos fueron desarrollados en la Universidad Estatal de Iowa (USA), sobre muestras reconstituidas de agregado de buena gradación, compactados a densidades similares a las medidas en la construcción de las pilas. En la gráfica 5 se muestran los resultados de los ensayos, en donde se puede establecer que el ángulo de fricción interna es de 51° .

Gráfica 5. Resultados de ensayos triaxiales sobre agregados Geopier compactados.

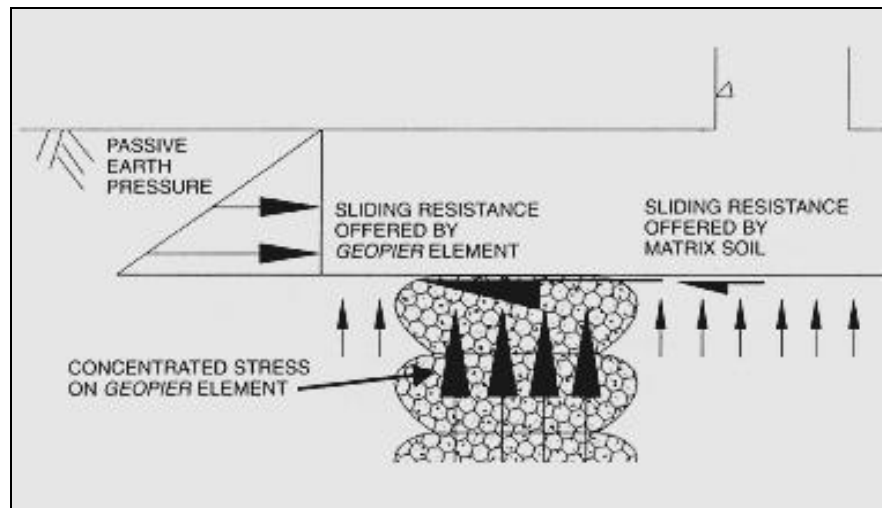


Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 4

Los altos ángulos de fricción medidos en las pruebas, de campo y laboratorio, se atribuyen a la alta densidad y al comportamiento dilatante de los agregados, producidos durante la compactación de la piedra triturada con alta energía, con la que se construyen las pilas.

3.4.3. Resistencia a Cargas Laterales. Como ya se comentó en párrafos antecedentes, las cargas laterales transmitidas a las fundaciones superficiales son soportadas por la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del cimiento y por la presión pasiva de tierras que se desarrolla en el frente del cimiento y cómo este es empujado al suelo adyacente. En la figura 14 se esquematiza éste mecanismo. Aunque la resistencia adicional a la carga lateral es ofrecida por el momento flector de las barras verticales en los elementos, en asocio con los anclajes a tensión, ésta resistencia adicional es pequeña, comparada con otras resistencias de pequeños valores de deflexión lateral. Los cálculos indican que la componente de carga lateral de resistencia provista por la resistencia al deslizamiento, es típicamente mucho más grande que la componente proveída por la presión pasiva de tierras.

Figura 14. Resistencia lateral a lo largo del fondo del cimiento.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 4

3.4.3.1. Resistencia al Deslizamiento en la Base de Cimientos Soportados por PAC Geopier. De acuerdo a la figura 14, la resistencia al deslizamiento puede ser dividida en dos componentes: 1) resistencia al deslizamiento entre el cimiento y la parte superior de los elementos Geopier y 2) resistencia al deslizamiento entre el cimiento y la matriz de suelo.

3.4.3.1.1. Resistencia al Deslizamiento Proveída por los Elementos Geopier. Esta resistencia, denotada como (F_g) se calcula a partir del producto del esfuerzo normal descendente en el elemento (q_g), la tangente del ángulo de fricción interna del elemento Geopier (ϕ'_g) y el área de la sección transversal del elemento Geopier (A_g).

$$F_g = (q_g) * \tan (\phi'_g) * (A_g) \text{ Ecuación 3.4.3.1.1.1}$$

La interface entre el concreto del cimientto y el agregado angular ha de ser siempre rugosa, por tanto se requiere que allí no haya reducción en el ángulo de fricción (ϕ'_g).

El esfuerzo normal en los elementos Geopier depende de la presión de soporte promedia en el cimientto (q), la relación de rigidez (R_s) entre el elemento Geopier y el suelo y la relación de la suma del área de la sección transversal del elemento Geopier y el área del fondo del cimientto.

$$q_g = \{q \cdot R_s / [R_a \cdot R_s + 1 - R_a]\} \text{ Ecuación 3.4.3.1.1.2}$$

El esfuerzo en los elementos Geopier es significativamente más grande que el esfuerzo en el suelo circundante, debido a que los elementos poseen gran rigidez en comparación con la respectiva del suelo. Los valores típicos de R_s están comprendidos entre 30 y 45.

Como un resultado de los altos esfuerzos normales y el alto ángulo de fricción interna ofertado por los agregados compactados del Geopier, la mayoría de la resistencia a cargas laterales exhibidas por los cimienttos sustentados por los elementos Geopier, es atribuida a la resistencia al deslizamiento en la parte superior de las pilas.

3.4.3.1.2. Resistencia al Deslizamiento Proveída por la Matriz de Suelo. Esta resistencia (F_m) está en función del producto del esfuerzo normal descendente en

la matriz del suelo (q_s), la tangente del ángulo interno de fricción del suelo (ϕ'_m), el área de la matriz del suelo (A_m) y la cohesión del suelo (C_m)

$$F_m = q_s * \tan(\phi'_m) * A_m + C_m * A_m \text{ Ecuación 3.4.3.1.2.1}$$

El área de la matriz el suelo es la diferencia entre el área de la huella del cimiento y la suma de la sección transversal de los elementos Geopier. La interface entre el concreto del cimiento y el suelo ha de ser siempre rugosa, por tanto se requiere que allí no haya reducción en el ángulo de fricción (ϕ'_m). El esfuerzo en la matriz del suelo se calcula mediante la división entre el esfuerzo en los elementos Geopier y la relación de rigideces entre las pilas y el suelo.

$$q_s = q_g / R_s \text{ Ecuación 3.4.3.1.2.2}$$

3.4.3.1.3. Resistencia Total. La resistencia total al deslizamiento a lo largo de la base del cimiento (F_t) es calculada como la adición de la resistencia al deslizamiento en la parte superior de los elementos Geopier (F_g) y la resistencia respectiva en la interface fundación / cimiento (F_m).

$$F_t = F_g + F_m \text{ Ecuación 3.4.3.1.3.1}$$

3.4.3.1.4. Coeficiente Unitario de Fricción Compuesto. El coeficiente unitario de fricción compuesto disponible (f_{all}) es usado a menudo por ingenieros estructurales para determinar la resistencia de cimientos a cargas laterales. Esta variable, para un cimiento, es calculada como la relación entre la resistencia lateral

al deslizamiento (F_{all}) disponible y la carga muerta descendente aplicada al cimiento (P).

$$f_{all} = F_{all} / P \text{ Ecuación 3.4.3.1.4.1}$$

F_{all} es el cociente de la resistencia última al deslizamiento (F_t) y el factor de seguridad (FS).

$$F_{all} = F_t / FS \text{ Ecuación 3.4.3.1.4.2}$$

Un factor de seguridad, que considera la ecuación 3.4.3.1.4.2, de 1.5 a 2.0 es usado frecuentemente. Cuando se consideran cargas dinámicas, la resistencia disponible a carga es incrementada por un factor de 1/3 o más.

Así las cosas, al combinar las ecuaciones 3.4.3.1.1.1 hasta la 3.4.3.1.4.2 se tiene:

$$F_{all} = \{[R_s * R_a * \tan(\phi'_g) + (1 - R_a) * \tan(\phi'_g)] / [R_a * R_s + 1 - R_a]\} / FS \text{ Ecuación 3.4.3.1.4.3}$$

En la tabla 9 se presentan los valores típicos de f_{all} para varios tipos de suelo. Los valores son calculados para $R_s = 15$, $R_a = 33\%$ y $FS = 2.0$

Tabla 9. Valores típicos de coeficiente unitario de fricción compuesto.

Clasificación del Suelo	Valor Típico de ϕ'	f_{all}
Arena (S) y Grava (G)	28° - 35°	0.52 – 0.55
Limos (M) y Arcillas (C)	20° - 30°	0.51 – 0.52

Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 4

3.4.3.2. Presión Pasiva de Tierras. Como ya se mencionó, ésta presión se desarrolla dentro de la matriz del suelo, en el frente del cimiento, como en el empuje lateral del cimiento en el suelo adyacente. La fuerza pasiva (F_p) que resiste movimientos laterales está en función del ancho del cimiento (B), el peso unitario del suelo (γ), la profundidad de desplante del cimiento (D_f), el coeficiente de presión pasiva de tierras de Rankine (K_p) y la cohesión del suelo (C_m).

$$F_p = (B \cdot K_p \cdot \gamma \cdot D_f / 2) + 2 \cdot C \cdot (K_p \cdot B \cdot D_f)^{1/2} \quad \text{Ecuación 3.4.3.2.1}$$

$$K_p = \tan (45 + \phi'_m / 2) / FS \quad \text{Ecuación 3.4.3.2.2}$$

Para la ecuación 3.4.3.2.2, un factor de seguridad de 2 es usual, para evitar importantes deformaciones laterales. Cuando se consideran cargas dinámicas, la resistencia disponible a carga es incrementada por un factor de 1/3 o más. Se han realizado pruebas de campo a gran escala para simular efecto de cargas sísmicas inducidas por sismos de magnitud considerable, del orden de 7.5 en la escala Richter. Para ello se ha requerido la construcción de armaduras apoyadas sobre cimientos, los que a su vez se cimientan sobre las PAC, que se someten a altas cargas laterales cíclicas. Los cimientos probados no se han embebido en el terreno, se han dispuesto en la superficie de éste, por ello no se ha considerado el aporte de la presión pasiva de tierras, para así permitir que la resistencia al deslizamiento se desarrolle únicamente en la base del cimiento. Se han puesto a prueba elementos Geopier provistos de anclajes de tensión, inmersos en

depósitos de suelos limo-arcillosos de baja plasticidad y escasa rigidez, con intercalaciones de capa de arena y presencia de aguas freáticas a escasa profundidad.

Las fuerzas laterales aplicadas se distribuyen, tanto vertical como horizontalmente en los cimientos y mientras unos soportan cargas de compresión, otros soportan cargas de tensión. En todas las instancias analizadas, es decir para sendas cargas laterales aplicadas, se ha establecido el factor de seguridad, desarrollando las ecuaciones 3.4.3.1.1.1 y 3.4.3.1.4.2. Las pruebas de campo han logrado establecer que los factores de seguridad hallados son mucho mayores que aquellos previstos en los diseños.

En virtud de lo anteriormente expuesto, se puede afirmar que las cimentaciones superficiales apoyadas en elementos Geopier, proveen resistencia a las cargas laterales, usando el mismo mecanismo de aquellos cimientos superficiales convencionales. Las cargas laterales son resistidas gracias a la presión pasiva en la cara cargada del cimiento y también gracias a la resistencia al deslizamiento en la base del cimiento. Emplear Pilas de Agregado Compacto (P.A.C.) Geopier incrementa la resistencia a cargas laterales por el aumento de la resistencia al deslizamiento disponible en la base del cimiento. Tal resistencia aumenta debido a la concentración de esfuerzos en la parte superior de los elementos Geopier, a la alta resistencia al corte, por el alto ángulo de fricción interna y el comportamiento dilatante de los agregados compactados.

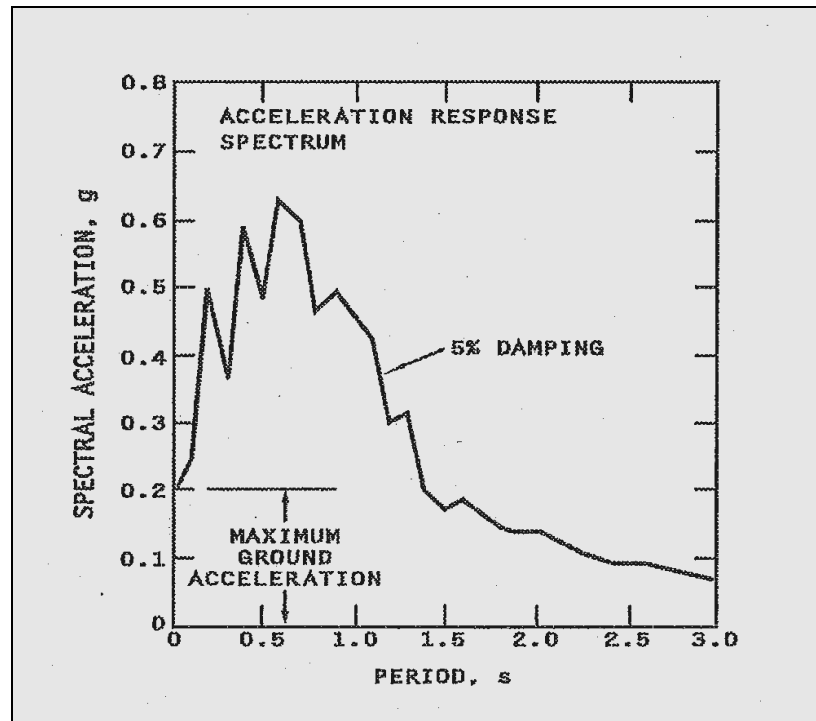
3.5. MEJORAMIENTO DE LA CLASIFICACIÓN SÍSMICA DE SITIO USANDO SUELO REFORZADO CON PILAS DE AGREGADO COMPACTO (P.A.C.)

Las Pilas de Agregado Compacto Geopier pueden ser usadas para reforzar capas de suelo, de este modo se incrementa la velocidad de la onda de corte (v_s), aumentando la clasificación sísmica del sitio para diseño. Incrementando la clasificación sísmica del sitio, se reducen los valores del nivel de la aceleración espectral de diseño y el costo de la estructura.

Los sismos causan en la superficie de la tierra una aceleración aleatoria en tres dimensiones. Las vibraciones que alcanza la superficie de la roca subyacente depende del suelo sobreyacente constitutivo. Es común que muchas estructuras que se construyen en o cerca de la superficie de terreno, son diseñadas para resistir solamente la componente horizontal de la aceleración del terreno mientras que las aceleraciones verticales son despreciadas o ignoradas. Es bien sabido que el método de la fuerza horizontal equivalente es el más usado por los ingenieros estructurales en el cual se inducen aceleraciones sísmicas, y a través del cual movimientos complejos y aleatorios del terreno, inducidos por sismos, son simplificados y reducidos a una fuerza estática equivalente. La magnitud de la fuerza lateral equivalente es función de la masa de la estructura, de su período fundamental de vibración, la proximidad del terremoto a la superficie, de las características de apaciguamiento y las condiciones locales del suelo.

3.5.1. Espectro de Respuesta. Cuando la base de una estructura es sometida a movimientos horizontales del terreno, ésta responde por oscilación. Es la denominada gráfica del espectro de respuesta, la herramienta más empleada por los ingenieros para definir la respuesta de la estructura al período fundamental de vibración. Dicha curva puede relacionar el desplazamiento, la velocidad, o el período de vibración fundamental para un movimiento dado del terreno ó series de movimientos de éste. La gráfica 6 muestra una curva de la respuesta de aceleración versus el período para un sismo hipotético.

Gráfica 6. Gráfica típica de aceleración espectral versus período para un sismo hipotético.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 7.

3.5.2. Aceleración Pico del Terreno versus Aceleración Espectral. De acuerdo a la gráfica 6, la aceleración máxima de la superficie del terreno ó Aceleración Pico del Terreno, es aproximadamente 0.2g, representada por el valor de la respuesta espectral en un período natural de cero (0). Para estructuras con períodos hasta aproximadamente de 1.5 segundos, la aceleración espectral de la estructura es más grande o igual que la Aceleración Pico del Terreno y para estructuras con periodos más grandes que 1.5 segundos, la aceleración espectral de la estructura es menor que la aceleración pico del terreno.

3.5.3. Amortiguamiento Estructural. Cuando las estructuras de los edificios están en una serie de movimientos causados por aceleraciones del terreno, ellas tienden a retornar rápidamente a su posición inicial desde el inicio del cese del movimiento, asumiéndose un comportamiento elástico. Es el amortiguamiento, la propiedad de una estructura que previene oscilaciones indefinidas. El amortiguamiento crítico de una estructura es cuando ésta retornaría a su posición original sin oscilaciones. Empíricamente, el amortiguamiento de un edificio es generalmente asumido para estar en el rango de 2% al 15% del amortiguamiento crítico, los valores usados frecuentemente oscilan entre 2% y 5%. Cuando el amortiguamiento estructural es considerado, la forma general del resto del espectro de respuesta es el mismo, pero este es a escala reducida, excepto un período cero (0).

3.5.4. Justificación para el Mejoramiento del Suelo y la Clasificación de Sitio.

Las aceleraciones de diseño incrementadas para edificios cimentados en sitios de suelos blandos, particularmente aquellos edificios con ocho pisos o menos, resultan en un significativo incremento en el tamaño de los elementos estructurales para resistir las fuerzas horizontales y así cumplir con la exigencia de los códigos de construcción. El incremento en las dimensiones de los miembros estructurales puede tener un mayor costo que impacta el proyecto. Por estas razones, en ciertos casos, incrementar la rigidez del suelo o la clasificación del sitio, de un perfil subsolar, puede llevar a ahorrar costos en la superestructura de la edificación.

3.5.5. Uso de Pilas Geopier para el Reforzamiento del Suelo y Mejora de la

Clasificación del Sitio. Las Pilas de Agregado Compacto Geopier pueden ser usadas para rigidizar capas seleccionadas de suelo y así cambiar la clasificación sísmica del sitio y reducir los valores de aceleración espectral. La acción de compactar verticalmente el agregado, presiona lateralmente la matriz del suelo, de este modo se incrementa su esfuerzo horizontal, reduciendo la compresibilidad del suelo entre los elementos. Se logra entonces unas pilas de agregado muy densas, con muy alta rigidez, cediendo una significativa rigidez compuesta dentro de la zona reforzada con Geopier.

La construcción de las PAC Geopier incrementa la velocidad de onda de corte de las capas de suelo reforzadas por las pilas. La velocidad de onda de corte

compuesta dentro de la zona reforzada con elementos Geopier ($\mathcal{V}'_{s\ comp}$) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\mathcal{V}'_{s\ comp} = (R_a) * \mathcal{V}'_g + (1 - R_a) * \mathcal{V}'_s \text{ Ecuación 3.5.5.1}$$

Donde: \mathcal{V}'_g es la velocidad de onda de corte de Geopier, \mathcal{V}'_s es la velocidad de onda de la matriz de suelo en la zona reforzada con Geopier y R_a es la relación de área de Geopier, es decir la relación entre el área de la sección transversal y el área total de cobertura.

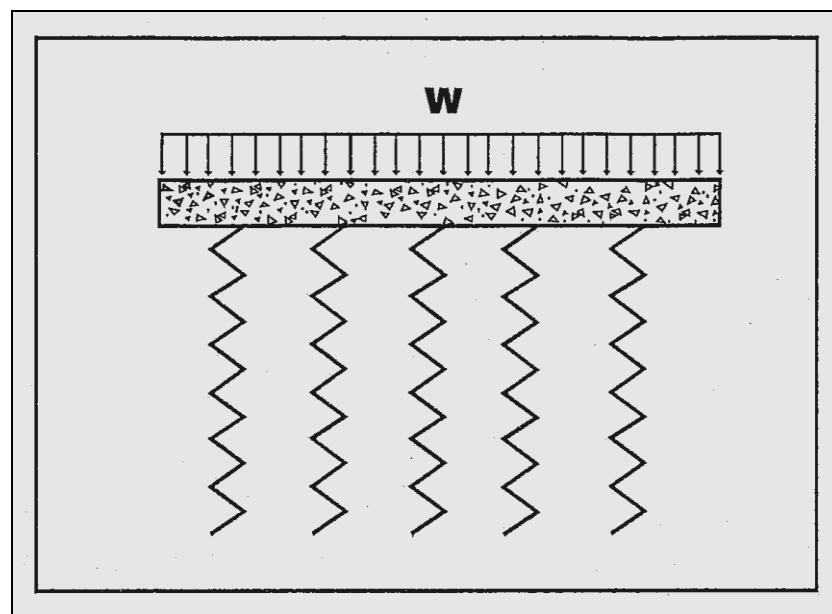
3.6. CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LOSAS DE PISO UNIFORMEMENTE CARGADAS SOPORTADAS POR PILAS DE AGREGADO COMPACTO (P.A.C.)

Las pilas de agregado compacto (P.A.C.) Geopier para el reforzamiento de suelos son usadas para soportar losas de piso en concreto reduciendo la necesidad de losas estructurales soportadas en fundaciones profundas o excavaciones masivas y re-compactación requerida para el grado de construcción. Las P.A.C. reducen los asentamientos totales y los diferenciales en virtud a su alta resistencia y alta rigidez y porque de la variación en la rigidez de las pilas con respecto a la del suelo in situ, no obstante, la suposición de subrasante uniformemente soportada, ya no es válida. Las distintas condiciones de soporte de la losa, consisten en la alta rigidez de las pilas y relativa baja rigidez entre ellas, llevan al desarrollo de

momentos flectores y esfuerzos de corte dentro de las losas bajo la carga aplicada.

3.6.1. Opciones de Diseño y Construcción. Para muchos edificios las losas de la planta baja son típicamente diseñadas empleando estándares empíricos de prácticas que requieren pequeño esfuerzo ingenieril y resultan relativamente delgadas. Los métodos de análisis usan nomogramas que están también disponibles para diseñadores que cuentan con condiciones de carga no uniforme, tales como cargas de ruedas de camión y cargas de estantes de almacenamiento. Ambos métodos, empírico y analítico, asumen rigidez uniforme de la subrasante donde el suelo es representado como un resorte elástico – lineal (modelo Winkler de subrasante) que se muestra en la figura 15.

Figura 15. Método de la Viga de Winkler.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 10.

Usando métodos establecidos por la PCA (Portland Cement Association) el diseño de losas de piso incluye la aplicación de cargas simuladas, evaluando esfuerzos de corte y momentos flectores calculados, resultando diseños que pueden incluir losas construidas en concreto simple, reforzado o post-tensado. El diseño está basado en una sección sin fisuras y está enfocado a limitar las tensiones en el concreto a un valor mucho menor que el módulo de rotura del concreto o fisuras por esfuerzos flectores. El módulo de rotura del concreto (f_r) es tomado como:

$$f_r = 9*(f'_c)^{1/2} \text{ Ecuación 3.6.1.1}$$

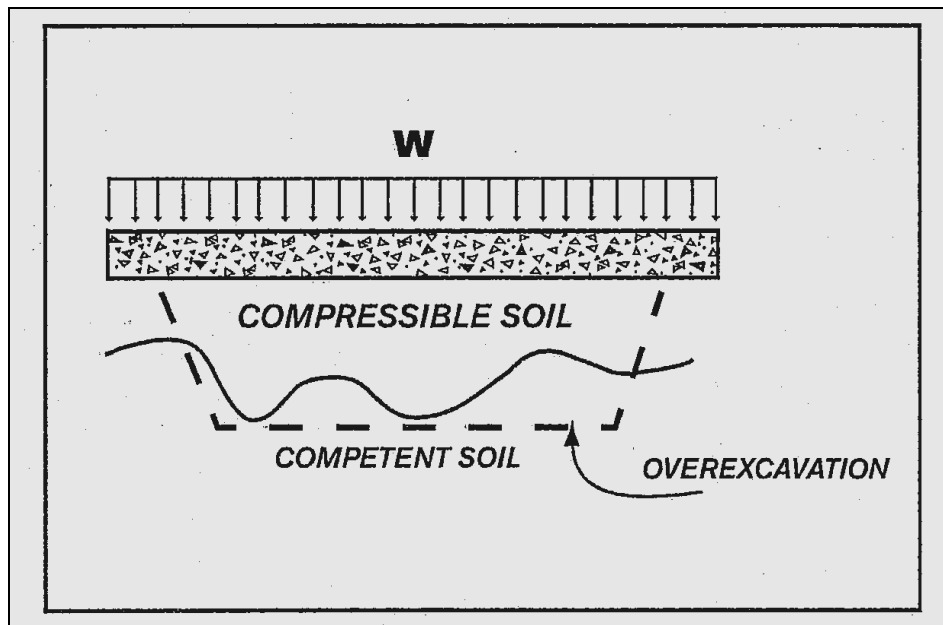
Donde f'_c es la resistencia a la compresión del concreto en unidades psi (lb/pulg²).

Un factor de seguridad de 1.7 es usual en el diseño de losas de piso.

Cuando las losas de piso van a ser colocadas sobre rellenos profundos, suelos orgánicos y otros materiales compresibles, los asentamientos excesivos no son tolerables, las opciones de diseño de las losas consisten en uno de los tres siguientes casos:

1. Conservar la relativa filosofía de diseño de una losa delgada de piso en concreto pero únicamente para un suelo no apto a ser excavado y recompactado o reemplazado con materiales calificados. En la figura 16 se esquematiza ésta afirmación. Las losas de piso son analizadas con el método de subrasante Winkler con resultados en secciones de losas comparables a aquellas sobre suelos aptos.

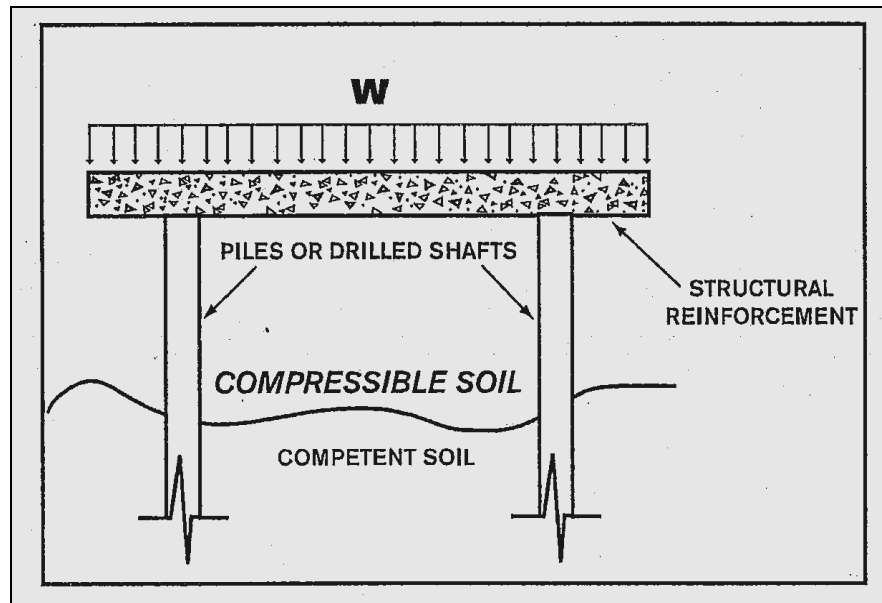
Figura 16. Remoción y reemplazo de suelo compresible.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 10.

2. Instalar pilas o caissons de concreto perforados para el soporte de una losa, estructuralmente diseñada y reforzada para ser capaz de abarcar entre fundaciones profundas instaladas. Una losa estructural apoyada en una pila, ver figura 17, solo puede costar mucho o más que la excavación y la opción de reemplazo, porque de la muy alta relación de rigideces entre las pilas y el suelo natural, las pilas son asumidas para resistir la carga entera de la losa y éste puede ser capaz estructuralmente de abarcar entre las pilas de soporte. En este caso, la rigidez y el soporte del suelo in situ, entre las pilas, son completamente despreciables en el análisis.

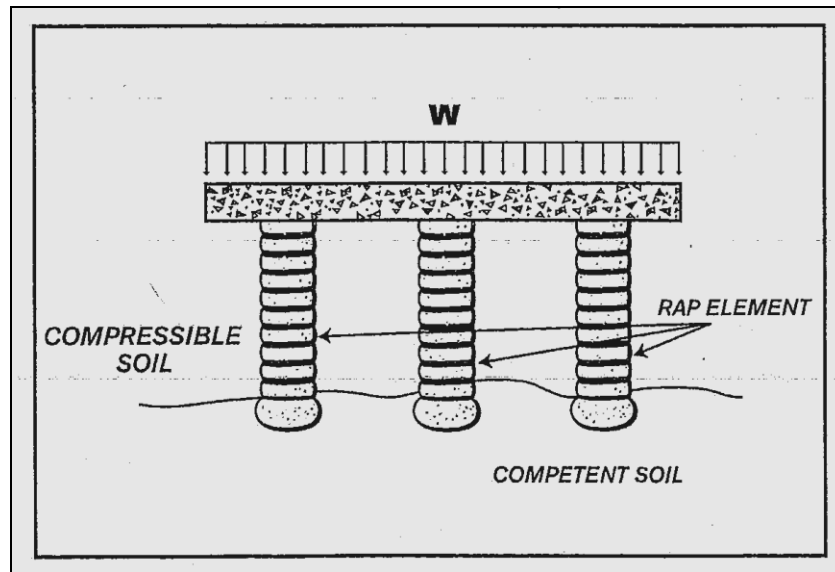
Figura 17. Losa soportada por pilotes.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 10.

3. Instalar elementos Geopier para reforzar suelos compresibles y permitir para la construcción de una losa de piso relativamente delgada, ver figura 18. Las pilas son instaladas a través de los suelos pobres, espaciadas centro a centro, entre 8' (2.44m) y 15' (4.57m). Las PAC son más rígidas que el suelo circundante, ellas atraen cargas de losas de piso formando una condición de soporte no uniforme. Las losas de piso pueden ser diseñadas para resistir esfuerzos de corte y momentos flectores los que en comparación con los que soportan las PAC, resultan ser muy bajos, debido a la reducida relación de rigideces.

Figura 18. Losa soportada por Pilas de Agregado Compacto Geopier.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 10.

La técnica de las PAC resulta en una subrasante que tiene una distribución no uniforme de rigideces: alta rigidez en los elementos Geopier y baja rigidez en las áreas soportadas por la matriz de suelo entre las pilas. Es útil acudir al análisis por elementos finitos para calcular esfuerzos de flexión y de corte inducidos en la losa, también el análisis incluye áreas impuestas cargadas uniformemente distribuidas, resistencia a la compresión del concreto, rigidez de las PAC, rigidez in-situ del suelo, espaciamiento entre PAC y espesor de losa.

3.6.2. Análisis Numérico. El análisis, ideado por una firma de ingenieros norteamericanos, considera la respuesta de la losa a unas condiciones de carga uniformemente distribuida y para explicar el soporte de la subrasante usa resortes

rígidos para la localización de las PAC y para la matriz del suelo usa resortes blandos.

Los análisis fueron desarrollados para variaciones de:

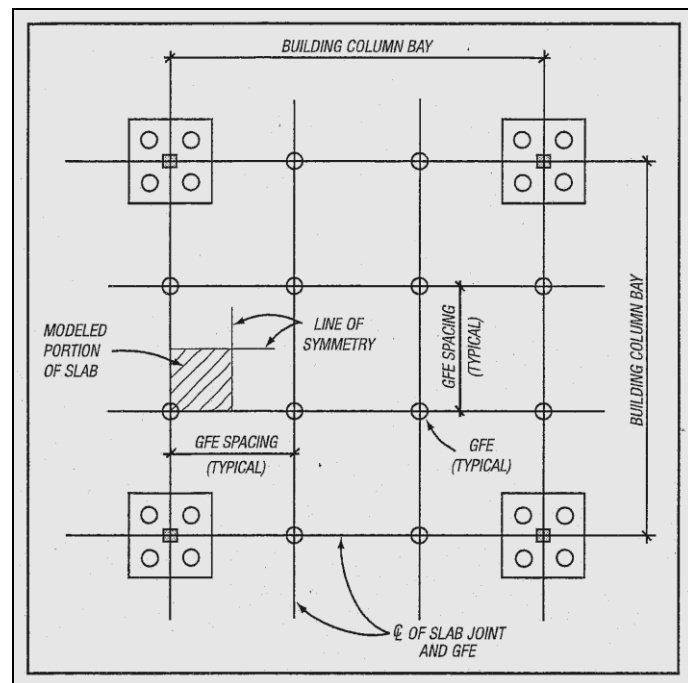
- Presión uniforme aplicada a losa de piso cargada.
- Resistencia del concreto a la compresión (f'_c) y sus correspondientes características de rigidez.
- Pilas de Agregado Compacto Geopier como resortes rígid.
- Matriz de suelo como resortes no rígid.
- Espaciamiento entre PAC.
- Espesor de losa de piso.

Los resultados de cada análisis se usaron para comparar los esfuerzos de tensión en la fibra inferior contra los valores establecidos como admisibles de presión aplicada a la losa para el modelo de su geometría y condiciones de los resortes de soporte. Los resultados fueron usados para evaluar la máxima carga admisible uniformemente distribuida para cada valor de espesor de losa. Para simplificar, el análisis despreció los esfuerzos inducidos en el concreto, contracciones y deformaciones, factores pensados para ser mitigados a través del uso de juntas de construcción.

3.6.2.1. Modelo de Elementos Finitos. Una típica plataforma para un edificio con PAC Geopier como fundación y losa de piso soportada, ver figura 19. Las

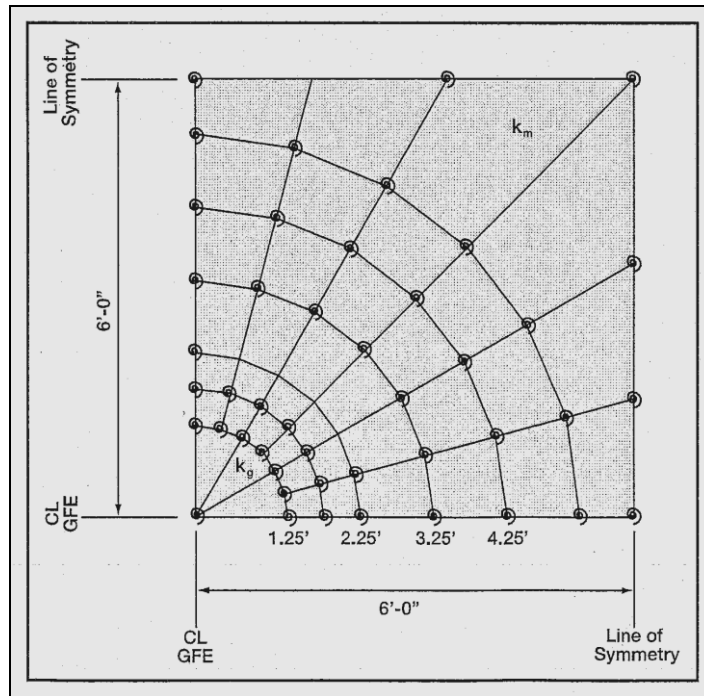
pilas son equitativamente espaciadas entre las columnas de la plataforma con espaciamiento determinado en función de las características de la matriz de suelo, las cargas de la losa de piso, el espesor de la losa, y el espaciamiento de las juntas de construcción. Es común que las losas sean localizadas directamente debajo de las juntas de construcción donde la junta puede transferir esfuerzos de corte, pero no momentos flectores. El área sombreada que se muestra en la figura 20 indica la extensión del modelo de elementos finitos usado en el estudio, limitado en dos lados por las juntas de la losa en los lados opuestos por líneas de simetría.

Figura 19. Planta típica de edificio.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 10.

Figura 20. Malla para el análisis por elementos finitos.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 10.

3.6.2.2. Subrasante de Soporte. Resortes elásticos fueron usados para representar la subrasante de soporte. Resortes rígidos (K_g) fueron usados para representar los elementos Geopier de 30" (76.20cm) de diámetro y resortes relativamente blandos (K_m) se usaron para representar la respuesta de la matriz de suelo sin mejorar. Un valor de la constante de los resortes rígidos (PAC) (K_g) de 150 lb/pulg³ y de los resortes blandos (matriz de suelo) (K_m) de 5lb/pulg³ a 30lb/pulg³ fueron usados. La relación de las constantes de los resortes es denotada por la relación de rigideces ($R_s = K_g/K_m$) y esta es una llave determinante en el desarrollo de esfuerzos de flexión en la losa.

La instalación de las Pilas de Agregado Compacto incrementa los esfuerzos laterales en la matriz de suelo con resultados en el mejoramiento de las características de rigidez. Este mejoramiento del suelo resulta en una transición de la alta rigidez de las pilas a la matriz de suelo. La función de transición de rigideces que fue usada en los análisis, fue tomada de los resultados de los ensayos de plato de carga realizados por investigadores de la Universidad Estatal de Iowa (USA).

3.6.2.3. Resultados. En las gráficas 7 a 9 se presentan los resultados de las simulaciones numéricas para los sesenta únicos juegos de geometrías, subrasante de soporte y condiciones de carga uniforme, descritas en la tabla 10.

Tabla 10. Rango de valores de parámetros considerados en el estudio.

Parámetros	Valores considerados en el estudio
Espaciamiento centro a centro de las PAC (pies)	8, 10, 12, 14 y 16
Rigidez de las PAC, K_g (lb/pulg ³)	150
Relación de rigideces, $R_s = K_g/K_m$	5, 10 y 20
Espesor de Losa, t (pulg)	4, 6, 8 y 10

Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 10.

Las figuras en mención presentan contornos de relaciones normalizadas de espesores (t/L) requeridas para limitar los requerimientos de esfuerzos de tensión impuestos por presiones de losas normalizadas (w/f'_c) dentro de valores permisibles. Los contornos mostrados en las figuras fueron desarrollados para un

espaciamiento entre centros de pilas variando de 8' (2.44m) a 16' (4.88m). Un valor requerido de espesor de losa de piso, para varias aplicaciones de presión uniforme, puede ser estimado usando el procedimiento que a continuación se describe.

1). Establecer la apropiada relación de rigideces entre la pila y la matriz de suelo para el sitio del proyecto. El módulo de rigidez de la pila (k_g) es típicamente verificado con una prueba específica desarrollada en el sitio, con apego al procedimiento normalizado para ello. El módulo de rigidez de la matriz de suelo (k_m) se obtiene mediante el cálculo del asentamiento de una matriz de suelo no reforzado en respuesta a la presión de la losa de piso, donde (K_m) es la relación de presión aplicada para la deflexión calculada. Los valores de (K_m) calculados usando este procedimiento pueden resultar en valores que son significativamente inferiores que los valores de K_m recomendados a menudo en la literatura para losas de piso uniformemente soportadas sometidas a cargas puntuales móviles.

2). Establecer los valores de parámetros de cargas normalizadas ($w/f'c$) para el proyecto. Incluye el peso de la losa cuando se determina la presión (w) de la losa de piso.

3). Seleccionar el espaciamiento de los elementos Geopier.

4). Para el cálculo de los parámetros de carga normalizada y el espaciamiento entre pilas se usan las figuras 6 a 8 como apropiadas, para encontrar el espesor

requerido de losa de piso normalizado, valores de (t/L) . Debería introducir el valor (w/f'_c) para resultar en una solución de la izquierda de la línea discontinua en las gráficas, un mínimo de espesor de losa de 4" (10cm) podría ser usado.

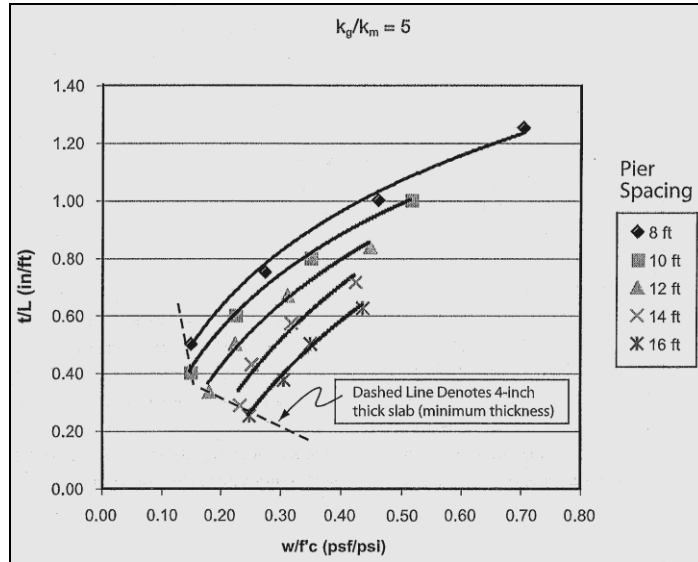
5). Estimar el espesor requerido de losa de piso (t) en pulgadas para resistir apropiadamente los esfuerzos de tensión inducidos para multiplicar el valor del espesor normalizado de losa de piso (t/L) por el espaciamiento centro a centro de las pilas de agregado compacto.

En el uso de las cartas de diseño mostradas en las gráficas 7, 8 y 9 debe reconocerse que los resultados de los análisis numéricos están sometidos a limitaciones. Los valores calculados de esfuerzos de tensión en la losa de piso están desarrollados únicamente para condiciones de carga uniforme; otras condiciones de carga y cargas patrones, tales como cargas puntuales concentradas, líneas de carga y patrones de carga en "rayuela", resultarían en diferentes valores de esfuerzos de tensión que pueden ser más críticos que aceptables para el desempeño de la losa. La modelación de losas de piso incluye la presunción que las juntas de construcción no pueden transferir momento flector, por estar situadas sobre las pilas. Las losas de piso con diferentes orientaciones de juntas pueden ser evaluadas separadamente. Los modelos también excluyen la presencia de rellenos entre la parte superior de las pilas y el fondo de las losas de piso que puede cambiar las características de soporte de éstas. Los análisis están basados en medidas de las condiciones de soporte del suelo de subrasante por pilas de agregado compacto. Estos resultados no deberían extenderse a otros

tipos de mejoramiento del terreno, porque las variaciones en las relaciones de rigideces y las diferencias en la rigidez radial del suelo es una función resultante de los diferentes procesos de instalación.

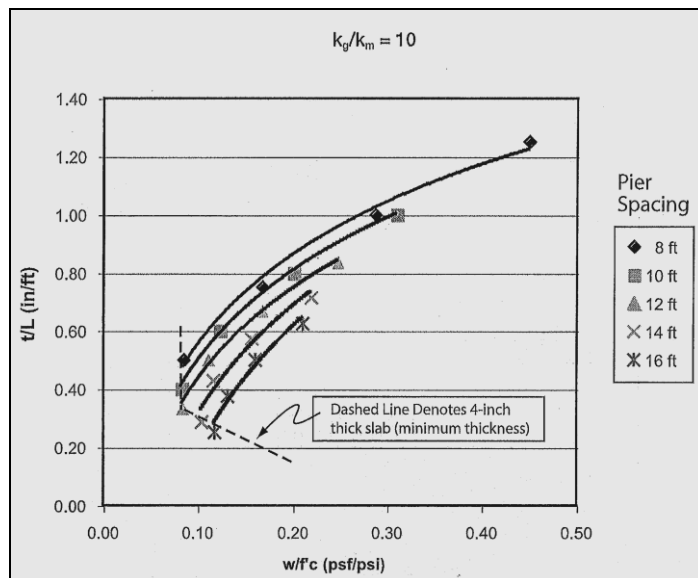
En virtud de lo expuesto en éste aparte, el suelo reforzado con Pilas de Agregado Compacto Geopier es comúnmente usado para soportar relativamente losas de piso delgadas con cargas entre ligeras y altas. Su diseño debe considerar condiciones no uniformes de soporte en razón a la rigidez de las pilas en contraste con la rigidez, relativamente blanda, del suelo entre estas. Las condiciones de soporte no uniforme pueden ser estudiadas usando análisis estructural por elementos finitos. Los resultados obtenidos por análisis numéricos desarrollados calculan la respuesta de la losa de concreto uniformemente cargada que es soportada por elementos PAC para diferentes valores de relación de rigideces, de espaciamiento entre pilas y de rangos de presión aplicadas, que se muestran en gráficas para diseño. Los resultados arrojan los valores de espesores de losa, que pueden resistir adecuadamente presiones sin desarrollar esfuerzos de tensión que excedan su capacidad admisible.

Gráfica 7. Espesor normalizado de losa requerido para una relación de rigideces (k_g/k_m) de 5.



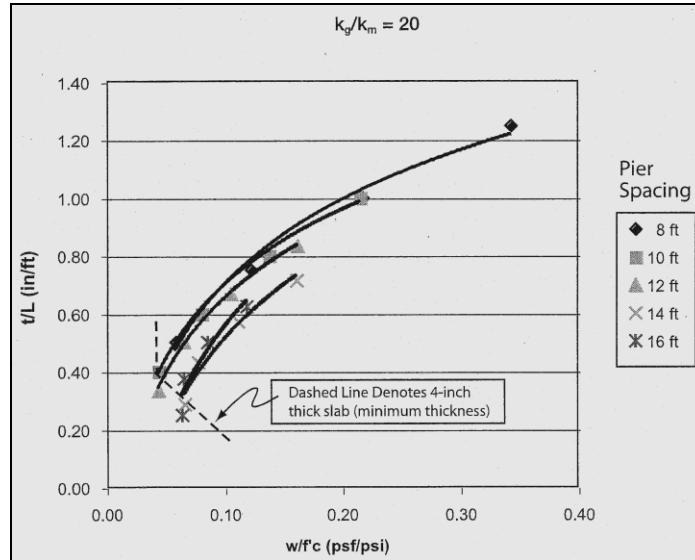
Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 10.

Gráfica 8. Espesor normalizado de losa requerido para una relación de rigideces (k_g/k_m) de 10.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 10.

Gráfica 9. Espesor normalizado de losa requerido para una relación de rigideces (k_g/k_m) de 20.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 10.

3.7. CONTROL DE ASENTAMIENTOS DE ESTRUCTURAS USANDO REFORZAMIENTO DE SUELOS CON ELEMENTOS GEOPIER

La instalación de elementos rígidos en el suelo, como las pilas de agregado compacto, proveen un significativo incremento en las rigideces compuestas de diferentes suelos blandos compresibles y la fundación. Las pilas Geopier que se construyen usando agregados de gradación abierta, permiten el drenaje radial; ello resulta en una importante reducción de la magnitud de los asentamientos y su tiempo de duración dentro de la zona reforzada.

Sin el reforzamiento de los suelos blandos compresibles, construir o apoyar sobre ellos estructuras de gran magnitud, es de esperar grandes asentamientos y el

tiempo de duración de estos es muy grande, requiriendo de muchos años. La magnitud de los asentamientos depende del tipo de suelo, del espesor de la capa compresible y el nivel de las aguas freáticas. La situación se agrava cuando el asentamiento no es uniforme por el hecho de ocurrir asentamientos diferenciales que generan sobre-esfuerzos no previstos en la estructura, los que se traducen en fisuras y grietas.

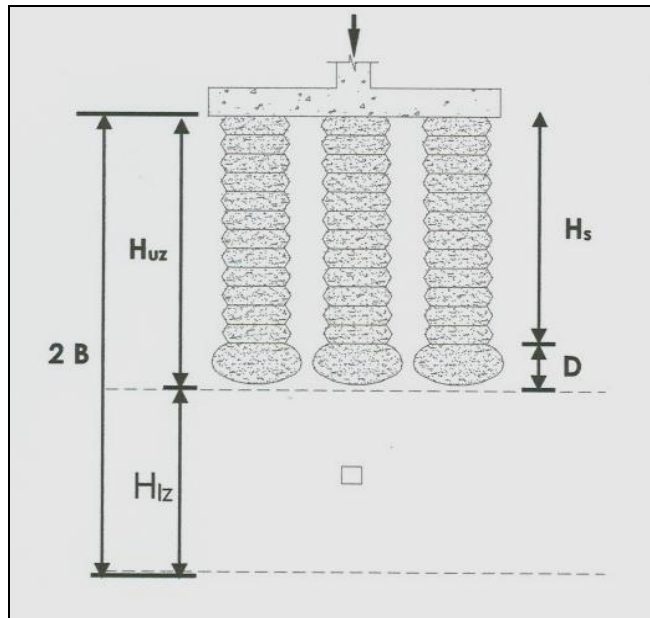
El reforzamiento de suelos compresibles con elementos Geopier rigidiza el suelo de fundación reduciendo por tanto la magnitud y el tiempo de duración de los asentamientos y el control de la estabilidad. El uso de los elementos Geopier para el reforzamiento de suelos incrementa la resistencia al corte y mejora la estabilidad global de cualquier sistema de fundación.

3.7.1. Metodología de Diseño para el Control de Asentamientos. La instalación de PAC dentro de la zona reforzada con estas, está referida como la zona superior, creada como rígida, la zona ideada con reducida compresibilidad reduce los asentamientos de todo tipo de estructuras, (edificaciones, terraplenes, muros de contención, etc.), los asentamientos bajo la zona reforzada con elementos Geopier, referida a la zona inferior, es evaluada empleando aproximaciones convencionales de análisis geotécnicos. El asentamiento total (S_{tot}) de las estructuras es evaluada como la suma de los asentamientos superior (S_{uz}) e inferior (S_{iz}).

$$S_{tot} = S_{uz} + S_{iz} \text{ Ecuación 3.7.1.1}$$

En la figura 21 se muestra el detalle de un cimiento superficial (losa o zapata) sustentado por las pilas de agregado compacto (PAC)

Figura 21. Detalle de Fundación para el estimativo de asentamientos.



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 6.

3.7.1.1. Asentamiento en la zona reforzada por Pilas de Agregado Compacto. Es el asentamiento de la zona superior, que se estima como el primer cálculo de los esfuerzos en la parte superior de la pila (q_g) empleando la siguiente expresión:

$$q_g = q [(n_s) / (n_s * R_a - R_a + 1)] \text{ Ecuación 3.7.1.1.1}$$

Donde q es la presión media de soporte aplicada, R_a es la relación entre la cobertura de área de la sección transversal de los elementos Geopier y la matriz del suelo, y n_s es la relación de concentración de esfuerzos entre las PAC y la

matriz del suelo; ésta última ha sido medida y está comprendida en un rango entre 4 y 45 para cimiento rígidos, mientras que para terraplenes y muros de contención en tierra armada, que no son estructuras rígidas, esta puede ser muy baja en comparación con aquellas evaluadas para cimientos rígidos y debería ser elegida con cautela.

En esta situación, el asentamiento se estima como el esfuerzo en la parte superior dividido entre el módulo de rigidez del elemento Geopier (K_g):

$$S_{uz} = q_g / K_g \text{ Ecuación 3.7.1.1.2}$$

La metodología del asentamiento de la zona superior del elemento Geopier provee sólo la determinación de la deflexión de las Pilas, mas no de la matriz del suelo entre ellas.

Según resultados de instrumentación en campo, muestran sin embargo que únicamente menores asentamientos diferenciales son observados entre la parte superior de las pilas Geopier y la matriz del suelo.

3.7.1.2. Asentamiento bajo la zona reforzada con elementos Geopier. Estos son evaluados mediante el uso de técnicas convencionales de geotecnia; dichas técnicas consisten en cualquier análisis de asentamiento elástico o análisis de consolidación, empleando expresiones conocidas.

$$S_{lz} = \Delta q * H / E \text{ Ecuación 3.7.1.2.1}$$

$$S_{lz} = C_c \cdot [1/(1+e_0)] \cdot H \cdot \log [(\sigma_v' + \Delta q) / \sigma_v'] \text{ Ecuación 3.7.1.2.2}$$

Donde H es el espesor de la zona inferior, E es el módulo de elasticidad del suelo natural dentro de la zona inferior, C_c es coeficiente de compresibilidad del suelo, e_0 es la relación de vacíos del suelo, σ_v' es el esfuerzo efectivo en el punto medio del espesor de la capa compresible y Δq es la presión media de soporte aplicada por la estructura, que a su vez es el producto de la presión aplicada y el factor de influencia I_σ . Es muy común que los módulos elásticos sean usados para estimar los asentamientos en suelos granulares y arcillas altamente sobre-consolidadas. Los valores de módulos elásticos equivalentes del suelo natural pueden estimarse mediante el empleo de correlaciones con los valores de (N_{SPT}), resistencia al corte no drenada (C_u), pruebas de Penetrómetro Dinámico de Cono (CPT) y pruebas en campo. Las aproximaciones para asentamientos por consolidación son empleadas para evaluar el asentamiento en arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobre-consolidadas.

3.7.2. Tiempo y Velocidad de Asentamiento. Los asentamientos luego de la construcción suelen ser reducidos ostensiblemente al emplear elementos Geopier como reforzamiento del suelo, toda vez que ellos actúan como drenes verticales que facilitan el drenaje radial, cuyo cálculo puede ser representado para evaluar, porcentualmente, la disipación del exceso de la presión de poros que ocurre dentro del período de construcción y con posterioridad a él, en el asentamiento.

3.7.2.1. Tiempo y tasa de asentamiento en la zona reforzada con Geopier. La aproximación de Barron (1948), para estimar el tiempo (t) de la duración del asentamiento a través de drenes de arena, es empleada para calcular el drenaje radial por los elementos Geopier. La aproximación se relaciona con la duración del asentamiento al factor de tiempo (T_R), al coeficiente radial de consolidación (C_r) y al cuadrado de la longitud efectiva de drenaje (d_e).

$$t = T_R * d_e^2 / C_r \text{ Ecuación 3.7.2.1.1}$$

El factor de tiempo es calculado mediante la evaluación de la relación de diámetros (n) que es la relación del diámetro efectivo del drenaje y el diámetro construido del drenaje instalado (d_w). Los diámetros efectivos de drenaje, su evaluación está basada en la geometría de los elementos en celdas de espaciamiento triangular o cuadrado, respectivamente.

Rejilla triangular: $d_e = 10.5*s$ Ecuación 3.7.2.1.2

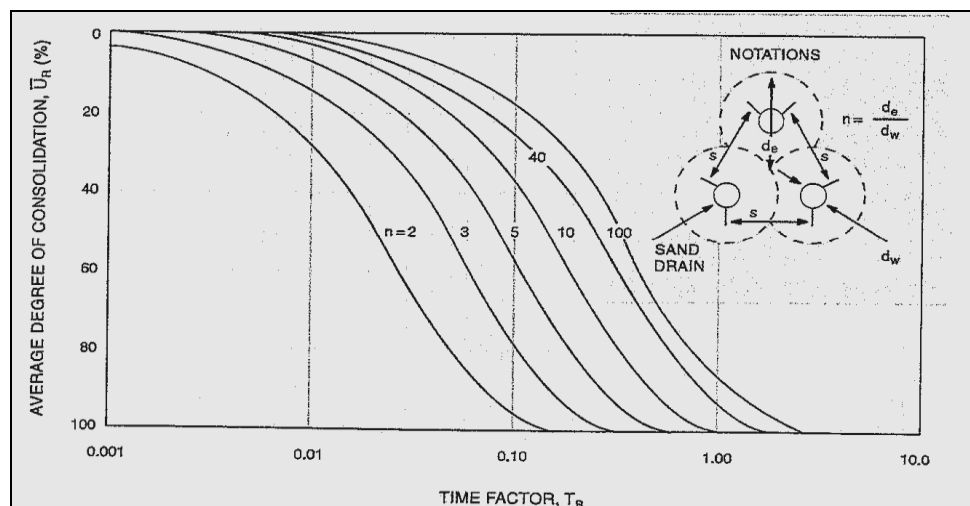
Rejilla cuadrada: $d_e = 1.13*s$ Ecuación 3.7.2.1.3

Siendo s el espaciamiento entre centros de los elementos Geopier. El espaciamiento entre elementos es elegido según provean un suficiente incremento en la rigidez de la zona superior para lograr un asentamiento de magnitudes tolerables luego de la construcción, considerando que un significativo porcentaje de asentamiento ocurrirá durante la construcción como resultado del drenaje radial.

El valor de C_r es asumido entre 2 y 4 veces el valor de C_v (coeficiente vertical de consolidación); esta relación puede ser muy alta en suelos, vertical u horizontalmente estratificados. Los valores de C_v están relacionados con muchos factores, entre ellos, la mineralogía del suelo, su gradación y la historia de la depositación de la matriz de suelo, tal y como lo aseguraron Terzaghi y otros en 1996. Para suelos arcillosos (cohesivos) estos valores son evaluados mediante ensayos de consolidación o también por correlaciones que impliquen el límite líquido e historia de esfuerzos en situaciones de suelos sobre-consolidados.

En base a la relación de diámetros (n) y al porcentaje deseado de disipación de excesos de presión de poros (U), el valor del factor de tiempo (T_R) puede ser obtenido de la gráfica 10.

Gráfica 10. Grado de consolidación para drenaje radial (Navfac 1982).



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 6.

El factor tiempo es usado entonces en asocio con la trayectoria del drenaje (d_e) y el coeficiente de consolidación radial (C_r) para estimar el tiempo de drenaje en la ecuación 3.7.2.1.1.

Investigaciones recientes desarrolladas por Han y Ye en el año 2001, describen un modificado drenaje radial aproximado que está relacionado con la concentración de esfuerzos de los agregados rígidos de las pilas. La concentración de esfuerzos en los elementos Geopier reduce la cantidad de esfuerzos en la matriz de suelo que es causante de asentamientos que ocurren más rápido y producen un coeficiente radial de consolidación modificado (aumentado) de ésta. Los investigadores sugieren que el coeficiente modificado de drenaje radial de consolidación sea usado en la expresión propuesta por Barron:

$$C_r' = C_r [(1 + n_s) * (1 / (n^2 - 1))] \text{ Ecuación 3.7.2.1.4}$$

En donde n_s es la relación de concentración de esfuerzos. El coeficiente radial de consolidación modificado es reemplazado por el coeficiente de consolidación de la ecuación 3.7.2.1.1 para determinar el porcentaje de disipación de exceso de presión de poros para un período de tiempo dado.

Las investigaciones han mostrado que las relaciones de concentración de esfuerzos en elementos Geopier para cimientos de soporte, están en el rango de 4 a 45. Valores conservadores de n_s , sugeridos para diseño, deben ser muy conservadores. Sin lugar a dudas la mejor aproximación para la evaluación del

período del drenaje radial, radica en el monitoreo de asentamientos y los resultados de ello en el tiempo.

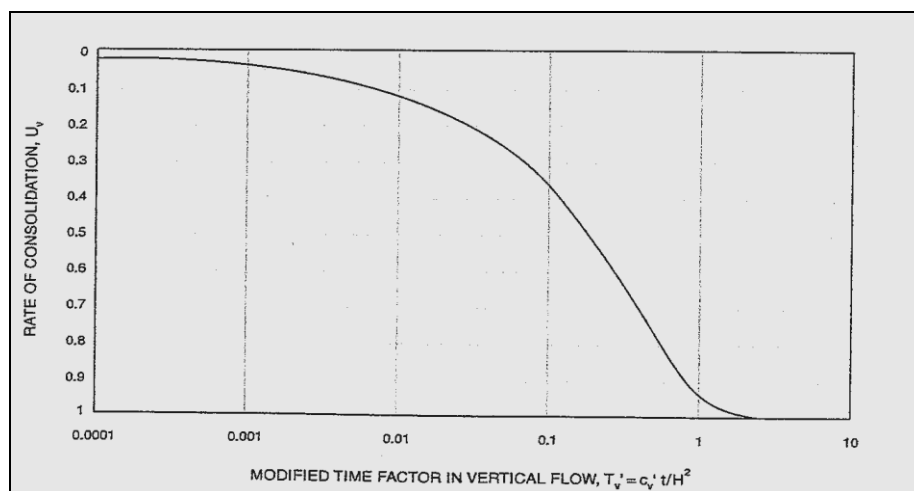
3.7.2.2. Tiempo y tasa de asentamiento bajo la zona reforzada con Geopier.

El tiempo y la velocidad de asentamiento bajo la zona reforzada con pilas de agregado compacto (PAC) se calcula mediante la tradicional expresión para consolidación vertical:

$$t = T_v * H_{dr}^2 / C_v \text{ Ecuación 3.7.2.2.1}$$

Donde t es el tiempo de drenaje, C_v es el coeficiente vertical de consolidación, H_{dr} es la trayectoria de drenaje vertical y T_v es el factor vertical de tiempo, que corresponde a un porcentaje específico de disipación de exceso de presión de poros, que se determina mediante el empleo de la gráfica 11.

Gráfica 11. Grado de consolidación para drenaje vertical (Han y Ye 2001).



Fuente: Geopier Foundation Co Inc. Technical Bulletin No. 6.

Por lo anteriormente expuesto, el empleo de elementos Geopier, rigidiza el suelo blando compresible de sustento e incrementa en el tiempo la velocidad de asentamiento a fin de controlar la magnitud de este con posterioridad a la construcción. Las metodologías de diseño son convencionales, en cuanto al cálculo del asentamiento y el drenaje radial, salvo pequeñas modificaciones gracias a las investigaciones recientes, para establecer la separación entre pilas requeridas para controlar asentamientos y encontrar criterios para el asentamiento del proyecto.

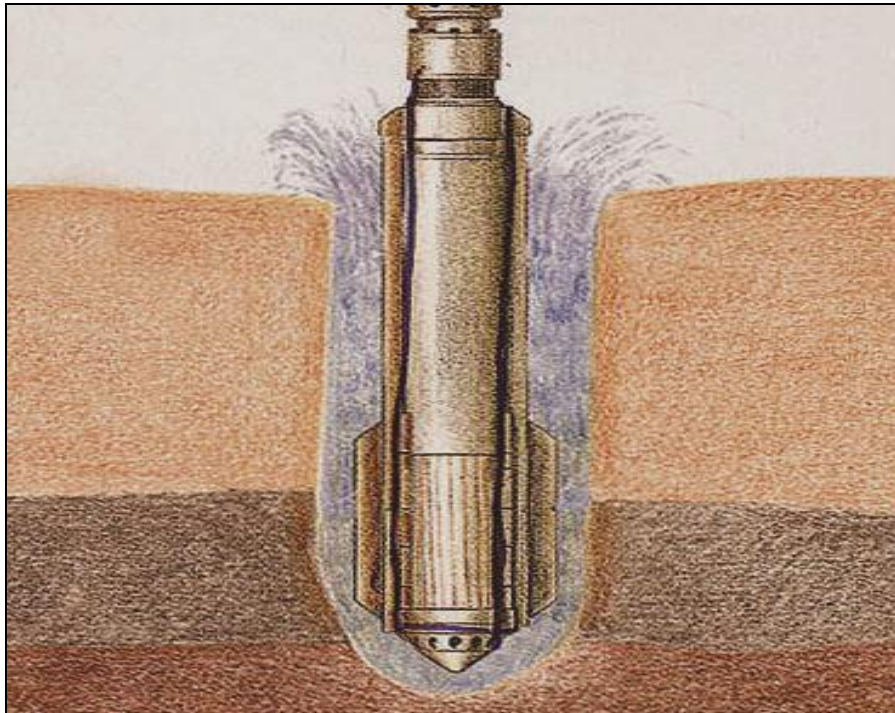
3.8. PILAS DE AGREGADO COMPACTO – GEOPIER IMPACT – COMO SISTEMA DE MEJORAMIENTO DE SUELOS EN COMPARACIÓN CON LAS COLUMNAS DE GRAVA

Es necesario hacer mención a un método de mejoramiento de suelos, que emula algunas de las características propias de las Pilas de Agregado Compacto como son las Columnas de Grava. El propósito de esta citación no es otro que el establecimiento de sus diferencias más notorias, en términos de comportamiento, diseño y construcción.

Las columnas de grava se emplean en el mejoramiento de suelos arcillosos de consistencia blanda y arenosos sueltos susceptibles a licuación. Mediante la inclusión de un vibroflotador y la inyección de agua a presión, se perfora un orificio circular hasta un estrato más competente, como se muestra en la figura 22. El orificio es entonces rellenado de grava la cual se densifica mediante la acción del

vibroflotador el cual va ascendiendo gradualmente a medida que se deposita el material.

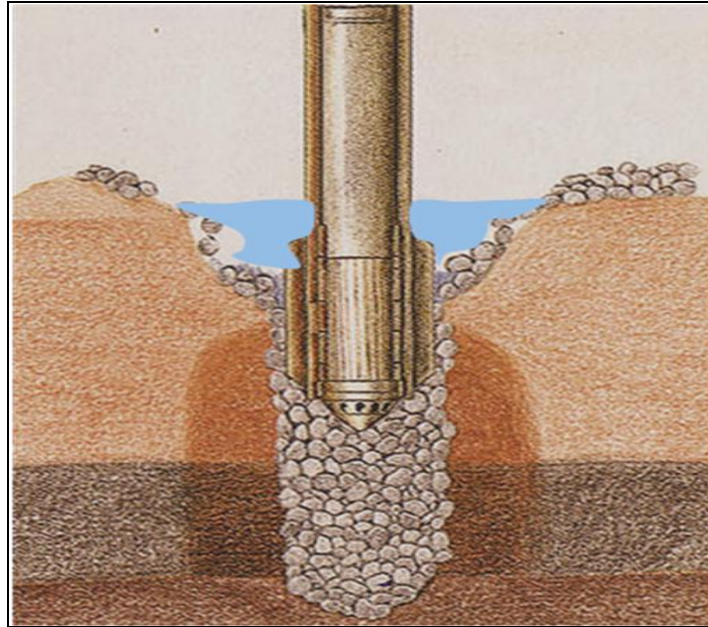
Figura 22. Penetración y creación por chorros de agua en un espacio anular alrededor del vibrador.



Fuente: Soletanche Bachy. Curso Mejoramiento de Suelos Especialización en Ingeniería de Fundaciones Escuela Colombiana de Ingeniería.

El tamaño de la grava es del orden de 6mm y 40mm. El diámetro común de las columnas oscila entre 0.50m y 0.75m. El espaciamiento entre centros está comprendido entre 1.5m y 3.0m, configurando siempre una retícula triangular. Las profundidades pueden estar comprendidas entre 3m y 30m. En la figura 23 se muestra el procedimiento constructivo de la columna de grava.

Figura 23. Colocación de la grava desde la superficie y compactación del suelo y de la grava por vibrado.

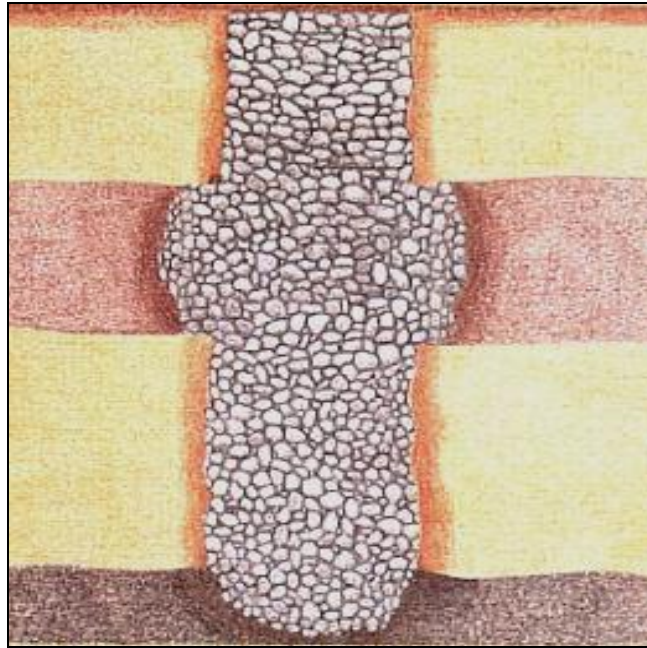


Fuente: Soletanche Bachy. Curso Mejoramiento de Suelos Especialización en Ingeniería de Fundaciones Escuela Colombiana de Ingeniería 2011.

Es recomendable la colocación de un material de relleno sobre la superficie del terreno tratado, el cual debe ser compactado con antelación a la construcción de la cimentación. El propósito de ésta alternativa de mejoramiento del suelo, es la reducción de la magnitud de los asentamientos de los cimientos. Se constituyen en un medio drenante que acelera el proceso de consolidación.

El uso está restringido para suelos cuya resistencia a corte no drenada sea menor a 200psi (14Kg/cm₂), por el hecho de no proporcionar suficiente soporte lateral para la columna. En la figura 24 se muestra la configuración de una columna cuya sección depende del suelo circundante.

Figura 24. Diámetro final de la columna el cual es variable según el tipo de suelo.



Fuente: Soletanche Bachy. Curso Mejoramiento de Suelos Especialización en Ingeniería de Fundaciones Escuela Colombiana de Ingeniería 2011.

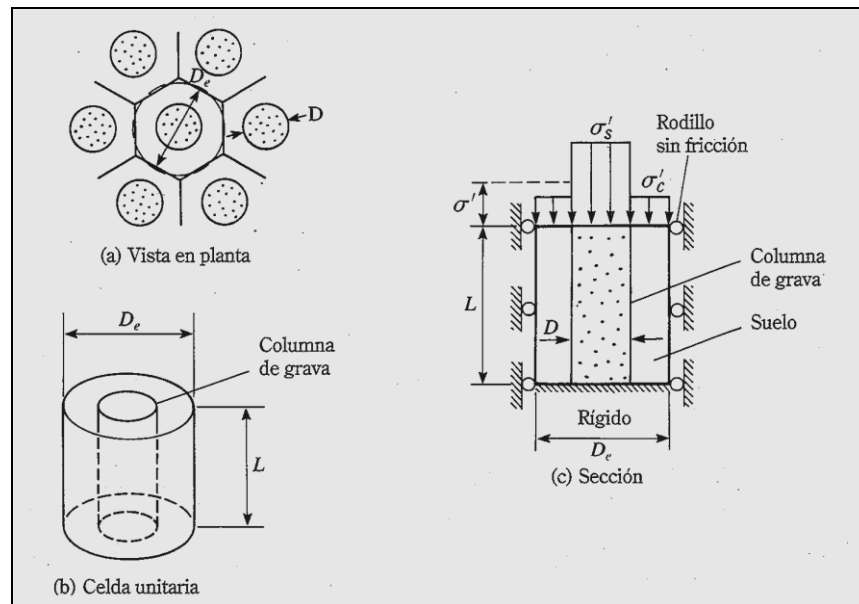
Se tienen dos procedimientos constructivos de las columnas: Por vía Húmeda y por vía Seca.

Por Vía Húmeda: La creación del orificio es mediante chorros de agua a presión que van configurando un espacio anular alrededor del vibrador. Acto seguido se vierte la grava desde la superficie, mediante un sistema provisto de tolva. La acción vibratoria del equipo provee la densificación del material para una mejor disposición y empaquetamiento de los agregados. Esta técnica de ejecución se denomina vibrosustitución.

Por Vía Seca: La creación del orificio es mediante la aplicación de chorros de aire a presión. Se vierten los agregados lateralmente mediante otro tubo y se acciona el mecanismo de vibrado. Esta técnica de ejecución es también denominada vibrodesplazamiento.

3.8.1. Capacidad de Carga de Columnas de Grava. En la figura 25 se aprecia la configuración geométrica en planta de un sistema de mejoramiento de suelos con columnas de grava.

Figura 25. Geometría básica en planta de un sistema de mejoramiento de suelos con columnas de grava.



Fuente: Soletanche Bachy. Curso Mejoramiento de Suelos Especialización en Ingeniería de Fundaciones Escuela Colombiana de Ingeniería 2011.

La relación de reemplazo de área (a_s) para las columnas se expresa de la siguiente manera:

$$a_s = A_s / A \text{ Ecuación 3.8.1.1}$$

En donde A_s es el área de la columna de grava y A es el área total dentro de la celda unitaria.

Como la forma más habitual de disposición en planta es al tres-bolillo y al unir centro a centro tres columnas, formando un triángulo equilátero, se tiene que la relación de reemplazo de área (a_s) es:

$$a_s = 0.907 (D / s)^2 \text{ Ecuación 3.8.1.2}$$

Donde D es el diámetro de la columna y s la separación entre centros de columnas.

El hecho de aplicar un esfuerzo durante la confección de la columna para inducir un mecanismo de consolidación, conlleva a la generación de esfuerzos, muy concentrados, por el cambio en la rigidez entre las columnas y el suelo circundante, por tal motivo, es necesario relacionar el esfuerzo efectivo de la columna (σ'_c) con su homólogo del suelo (σ'_s), valor que se denota como factor de concentración de esfuerzos (n').

$$n' = \sigma'_s / \sigma'_c \text{ Ecuación 3.8.1.3}$$

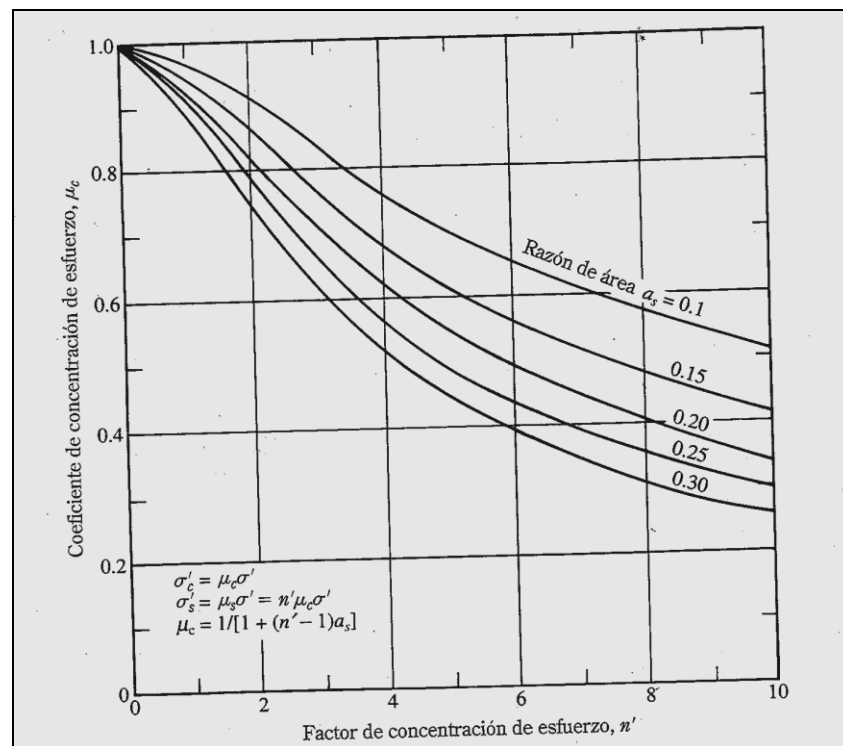
Las relaciones para el esfuerzo efectivo de la columna (σ'_c) y para el esfuerzo efectivo del suelo (σ'_s) se muestran en las ecuaciones 3.8.1.4 y 3.8.1.5.

$$\sigma'_s = \sigma' * [n' / (1 + (n' - 1)) * a_s] = \mu_s \sigma' \text{ Ecuación 3.8.1.4}$$

$$\sigma'_c = \sigma' * [1 / (1 + (n' - 1)) * a_s] = \mu_c \sigma' \text{ Ecuación 3.8.1.5}$$

Así las cosas, la variación de μ_c , a_s y n' se puede graficar de tal manera que se obtiene la gráfica 12, propuesta por los autores Bachus y Barksdale en 1989.

Gráfica 12. Variación de μ_c , con a_s y n' .



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones – Braja DAS – 5ta. Edición

El asentamiento del suelo mejorado con las columnas de grava, respecto al suelo no mejorado se expresa de la siguiente manera:

$$\mu_c = S_{e(t)} / S_e \text{ Ecuación 3.8.1.6}$$

Según la ecuación 3.8.1.6, $S_{e(t)}$ es el asentamiento del suelo mejorado y S_e es el asentamiento total del suelo no tratado.

En relación a la capacidad de carga última de las columnas de grava, la expresión aritmética que rige su comportamiento es:

$$q_u = \tan^2(45 + \phi'/2) * (4C_u + \sigma'_r) \text{ Ecuación 3.8.1.7}$$

Donde C_u es la resistencia a cortante no drenada del suelo arcilloso, σ'_r es el esfuerzo radial efectivo que puede correlacionarse con C_u y es aproximadamente $2C_u$ y ϕ' es el ángulo de fricción del material constitutivo de la columna.

Es preciso indicar que la falla de la cimentación, por carga última, apoyada sobre columnas de grava, ocurre por el ensanchamiento de la sección de la columna que se presenta dentro de la longitud de $2.5D$ a $3D$, a partir de la parte superior de ésta.

Si la carga de cimentación es soportada por la columna su carga última es:

$$Q_u = \pi/4 * D^2 * \tan^2(45 + \phi'/2) * (4C_u + \sigma'_r) \text{ Ecuación 3.8.1.8}$$

También, producto de pruebas a escala real, se tiene que:

$$Q_u = \pi * D * L * C_u \text{ Ecuación 3.8.1.9}$$

En donde L es la longitud de la columna.

Es recomendable calcular Q_u por ambas modalidades y para efectos de diseño optar por el menor valor de los dos.

En términos de factor de seguridad, la carga admisible resulta ser:

$$FS = Q_u / Q_{adm} \text{ Ecuación 3.8.1.10}$$

El factor de seguridad oscila entre 1.5 y 2.0.

El cálculo del asentamiento elástico del material de la columna se obtiene de la siguiente manera:

$$S_e = (Q / L * E_{arcilla}) * I_d \text{ (Si } Q \leq Q_1) \text{ Ecuación 3.8.1.11}$$

$$S_e = [(Q_1 / L * E_{arcilla}) * I_d] + [(Q - Q_1) / 4L * E_{arcilla}) * I_d] \text{ (Si } Q_1 \leq Q \leq Q_u) \text{ Ecuación 3.8.1.12}$$

$$Q_1 = (0.1 * D * L * E_{arcilla}) / I_d \text{ Ecuación 3.8.1.13}$$

En donde $E_{arcilla}$ es el módulo de elasticidad de la arcilla e I_d es el factor de influencia el cual está en función de tres parámetros que a continuación se describen:

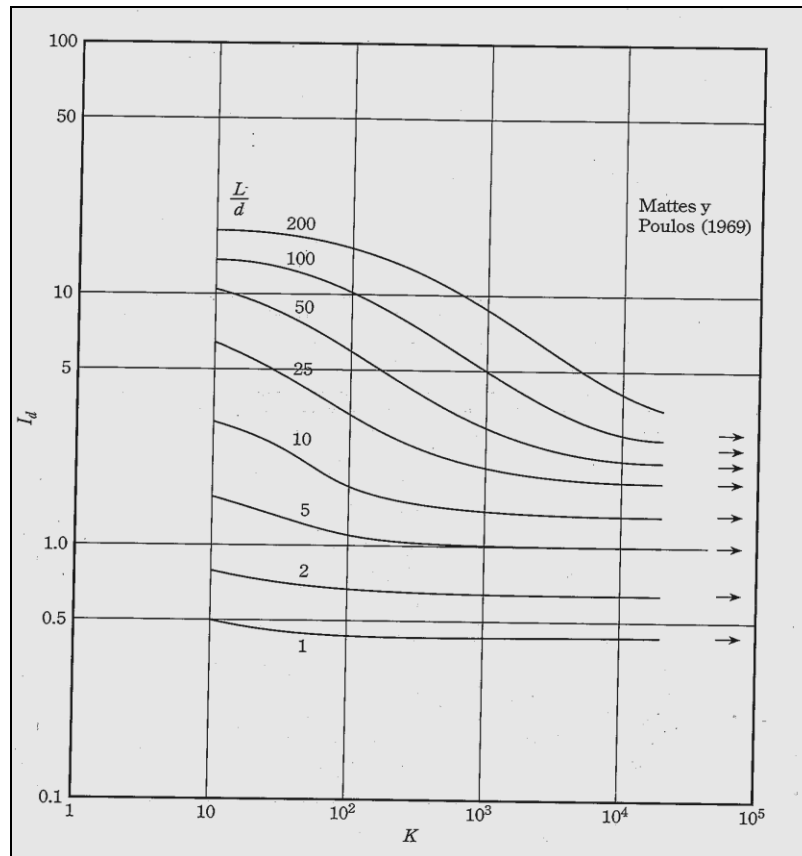
$$K = E_{columna} / E_{arcilla}$$

$$L / D$$

Y de la relación de Poisson de la arcilla (μ_{arcilla}), tomada generalmente como 0.5.

Finalmente, la variación del factor de influencia, en función de μ_{arcilla} y K , se obtiene gracias a la gráfica 13 propuesta por los autores Mattes y Poulos en 1969.

Gráfica 13. Factor de Influencia I_d .



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones – Braja DAS – 5ta. Edición

En función de la geometría de los cimientos superficiales, como las zapatas corridas o aisladas, se distribuye la separación entre las columnas.

Es pertinente indicar que existen métodos de diseño de columnas de grava que permiten estimar los escenarios de asentamientos antes y después del mejoramiento, al igual que la capacidad de carga de las columnas.

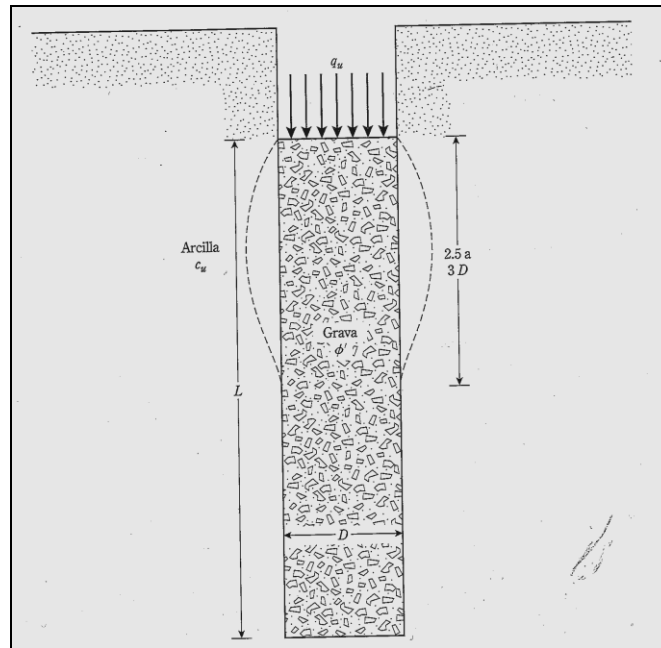
El Método de diseño propuesto por Priebe en 1976 permite predecir rápidamente, para cualquier condición, el asentamiento del sistema suelo - columna con el hecho de conocer el ángulo de fricción del material constitutivo de la columna (ϕ_c).

El método asume las siguientes hipótesis:

- El material de la columna se considera rígido – plástico e incompresible. Las presiones verticales son uniformes a lo largo de la columna.
- Al recibir primero la carga la columna, el suelo circundante reacciona de manera elástica.
- Tanto la columna como el suelo circundante tienen la misma magnitud del asentamiento.
- La columna se apoya en un estrato competente.
- El suelo natural se desplaza durante la instalación de la columna, por ello su coeficiente de presión de tierras es uno ($K = 1.0$), es decir en situación de reposo.

El modo de fallamiento de la columna no es de ruptura sino que el asentamiento se manifiesta en un abombamiento constante en toda la longitud de ella.

Figura 26. Capacidad de carga y modo de falla de una columna de grava.



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones – Braja DAS – 5ta. Edición.

El autor del método indica que el grado de la mejora del suelo se da por el hecho de la presencia de las columnas, más no porque se logre una densificación del suelo natural.

El indicador del mejoramiento por la presencia de las columnas se conoce como el *factor de mejora*, el cual indica que el módulo de deformación del sistema suelo – columna se incrementa y proporcionalmente los asentamientos se reducen.

En comparación a lo expresado en la ecuación 3.8.1.14, el factor básico (n_0) invierte la magnitud de los asentamientos en su relación aritmética así:

n_0 = (asentamiento sin mejoramiento / asentamiento con mejoramiento) que equivale a:

$$n_0 = [1 + \{A_c / A\}] * \{[0.5 + f(\mu_s * (A_c/A)) / \{K_{ac} * f(\mu_s * (A_c/A))\} - 1]\} \text{ Ecuación 3.8.1.14}$$

La relación (A_c / A) es el área de la columna / área de influencia de la columna.

$$F(\mu_B, A_s / A) = [(1 - \mu_s) * (1 - (A_c / A))] / [(1 - 2 * \mu_s + A_c / A)] \text{ Ecuación 3.8.1.15}$$

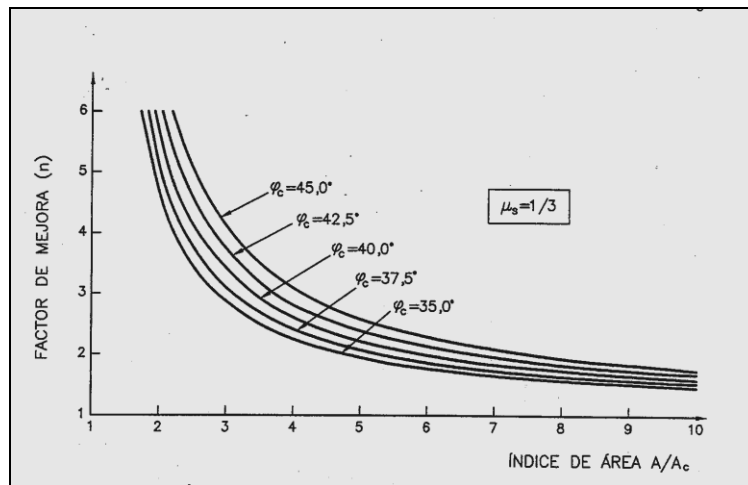
Si el valor de μ_s es del orden de 0.33, entendido como la relación de Poisson en el momento del asentamiento final, al reemplazar en la ecuación anterior, se tiene lo siguiente:

$$n_0 = [1 + \{A_c / A\}] * \{[5 - (A_c / A)] / \{4K_{ac} * (1 - A_c / A)\} - 1]\} \text{ Ecuación 3.8.1.16}$$

En donde K_{ac} es el coeficiente de empuje activo del material de la columna = $\tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$.

Así las cosas, mediante la interrelación entre el factor de mejora n_0 , el índice de área recíproca A/A_c y en ángulo de fricción interna del material constitutivo de la columna ϕ_c , se construyó el Ábaco de Priebe.

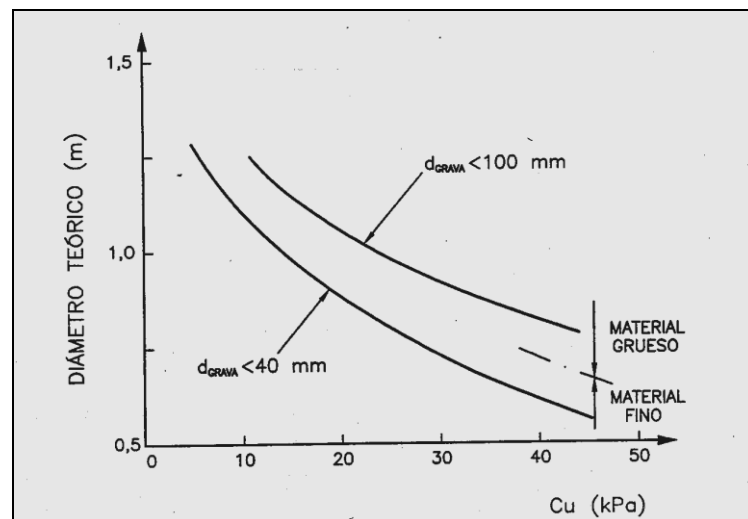
Gráfica 14. Ábaco para el diseño de columnas de grava de Priebe.



Fuente:: Manual de Técnicas de Mejora del Terreno – Ana Bielza Feliú –.

En la gráfica siguiente se puede estimar el diámetro de la columna en función de la resistencia no drenada al corte y el tamaño máximo de los agregados.

Gráfica 15. Modo de estimar el diámetro de la columna de grava, propuesto por Besaçon et al, 1982.



Fuente: Manual de Técnicas de Mejora del Terreno – Ana Bielza Feliú –.

Queda entonces esbozada la manera de definir el diámetro de la columna de grava en función de la resistencia al corte del suelo natural, ello permite establecer la separación entre columnas (A/A_c) y además como se conoce el ángulo de fricción del material, aunado esto a las hipótesis ya enunciadas se logra determinar la reducción de los asentamientos en términos del factor de mejora.

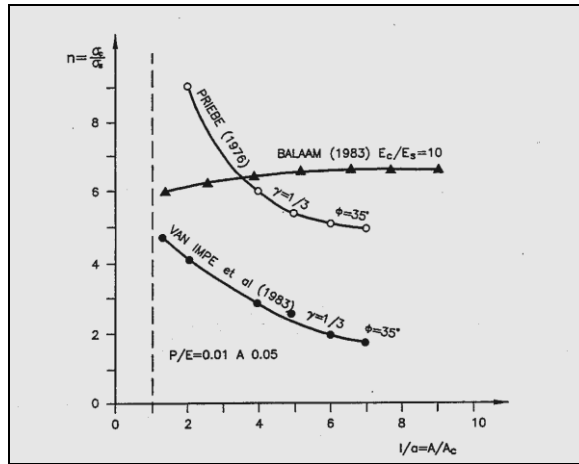
Otro método es el propuesto por Van Impe y De Beer en el año 1983, que tiene algunas semejanzas con el de Priebe, pero considera además dos situaciones diferentes.

- Las columnas son rígidas y plásticas e incompresibles, su deformación ocurre a volumen constante; las filas de columnas se asemejan a paredes de grava con sección equivalente.
- El criterio de columnas elásticas linealmente no es del todo generalizable.

En todo caso, el suelo natural es considerado como elástico.

Por lo anterior se retoman los conceptos dados en la ecuación 3.7.1.1.2, que de manera análoga, indican que la presión que llega a cada columna (σ_c) es una función de la que se aplica sobre el suelo (σ_s), es decir, se define un factor de concentración de esfuerzos de tensión n que es la relación de ambos. En la gráfica 16 se esquematiza la función de n con la separación entre columnas (A/A_c), que además involucra lo propuesto por otros autores.

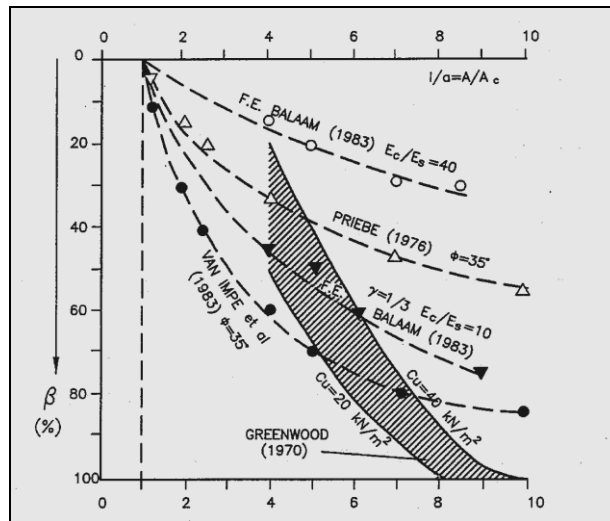
Gráfica 16. Presión sobre las columnas referida a la media aplicada.



Fuente: Manual de Técnicas de Mejora del Terreno – Ana Bielza Feliú –.

Del mismo modo en la gráfica 17 se muestra el asentamiento del suelo reforzado o mejorado, como una fracción del asentamiento si refuerzo.

Gráfica 17. Asentamiento del terreno tratado cotejado con el asentamiento del suelo sin tratar.



Fuente: Manual de Técnicas de Mejora del Terreno – Ana Bielza Feliú –.

Un método de diseño adicional es el propuesto por Greenwood y Kirsch en 1984, según ellos, al reunir varias teorías se logra determinar la eficacia de la mejora en el tratamiento en términos de factor n_0 .

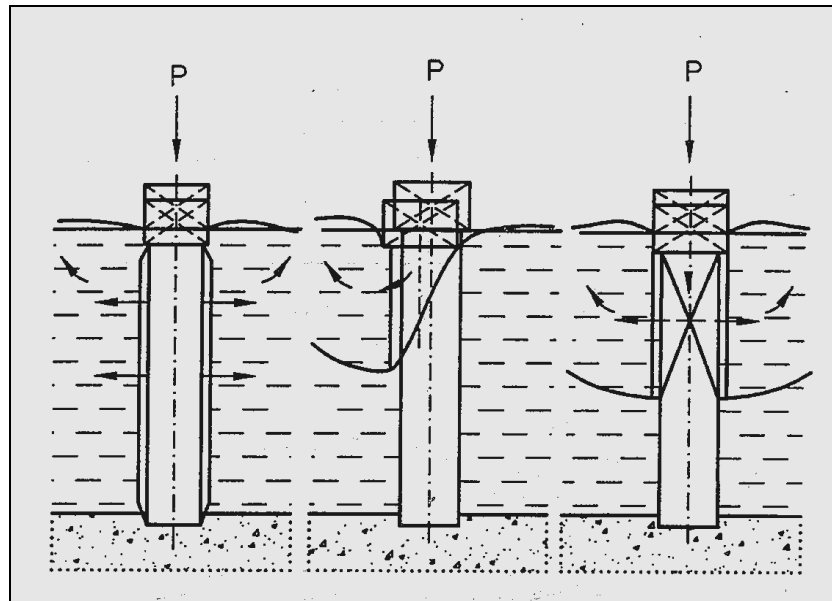
A efectos de poder establecer la capacidad portante de las columnas de grava, es importante precisar que este concepto es fundamental, como quiera éstas ofertan muy baja resistencia lateral. El concepto del *efecto de grupo* no tiene importancia en este caso como sí lo tiene la capacidad de carga de una sola columna. La presión admisible (σ_v) es como sigue:

$$\sigma_v = N_{sc} * C_u / FS \text{ Ecuación 3.8.1.17}$$

En donde C_u es la resistencia al corte no drenada, FS es el factor de seguridad que puede estar comprendido entre 2.5 y 3 y N_{sc} es el coeficiente de capacidad portante, 25 para columnas construidas mediante la técnica de vibro-sustitución y entre 18 y 22 dependiendo de la rigidez del suelo.

En la figura 27 se pueden apreciar los modos de falla de las columnas de grava establecidos por Oteo en 1997.

Figura 27. Tipos de falla en columnas de grava (expansión lateral, corte asimétrico y corte simétrico).



Fuente: Manual de Técnicas de Mejora del Terreno – Ana Bielza Feliú –

Al integrar las propuestas de diseño de los autores ya citados, como también en base a situaciones reales, se ha confeccionado la gráfica de Greenwood y Kirsch que se muestra en seguida. Los resultados de ensayos de campo han demostrado que la presión admisible de una columna de grava es del orden de 4.0 a 6.0 Kg/cm^2 y en términos de carga, de 20 a 40 toneladas, pese a que autores, como Keller, restringen el rango, de 10 a 30 toneladas.

En relación al tipo, gradación y forma de la grava a emplear, ello depende de la técnica constructiva. Si se trata del método de vibrosustitución, la grava

recomendada debe ser redondeada y de tamaño uniforme, ($\phi = 40\text{mm}$); así la columna será más rígida por el hecho de quedar más en contacto con el suelo.

Por el contrario, si la técnica elegida es la de vibrodesplazamiento, la grava debe ser bien gradada (GW), angulosa, lo que presupone trituración previa generalmente, con tamaños entre 1cm y 10cm.

Con el propósito de evaluar la eficiencia del tratamiento por vibroflotación, es deseable cotejar los resultados de ensayos de penetración estándar antes y después, pese a que no es un indicador idóneo. Resultan ser más representativas las pruebas geofísicas y de sísmica. El chequeo topográfico es esencial en este tipo de mejoramiento de suelo.

Es el aporte de resistencia lateral del suelo la mayor limitante en este tipo de labores, por ello la valoración de la resistencia al corte no drenado del suelo constituye un parámetro condicionante para la implementación de esta técnica.

4. APLICACIÓN EN UN PROYECTO PARTICULAR

4.1. DESCRIPCIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto de vivienda (Conjunto Residencial Torres de Lucerna) está ubicado en la Localidad de Bosa, en el barrio la Paz, en la Calle 58CBis Sur No. 82-31 en inmediaciones del Río Tunjuelito, a 100m de distancia de éste. El estrato socioeconómico es dos (2). En la figura 28 se presenta el mapa satelital del sector en comento.

Figura 28. Localización del Proyecto Torres de Lucerna.



Fuente: Google Earth.

Se trata de un proyecto de vivienda de interés social (VIS), en conjunto cerrado, integrado por catorce (14) torres de apartamentos y cada una de ellas de doce (12) pisos y una zona social de tres niveles. Son en total 668 apartamentos, cuatro por cada piso. El área construida es de 38.966m². El sistema estructural es de muros portantes en concreto reforzado. El método constructivo es industrializado, del tipo outinord. El cálculo y diseño estructural es a cargo de la firma PCA (Proyectistas Civiles Asociados). Las luces están en el orden de 6m a 8m y las cargas a través de los muros-columnas a nivel de cimentación son del orden de 800ton. El estudio de suelos y el correspondiente diseño geotécnico estuvo a cargo de Geotecnia y Cimentaciones. La fundación inicialmente concebida es de pilotes pre-excavados de 30m de longitud y 0.50m de diámetro.

El promotor del proyecto es la caja de compensación Colsubsidio, la firma constructora es Torres de Lucerna, del Grupo Espacios. La obra se inició en el año 2011. Ya se han construido y entregado las torres 1, 2, 3, 4 y 5 (Zona Z), pertenecientes a la etapa uno. Se adelanta la construcción de las torres 6 y 7 (Zona A), que con las torres 8, 9 y 10 (Zona Y) hacen parte de la etapa dos. La Etapa tres la integran las torres 11, 12, 13 y 14 (Zona X). Se ha estimado la culminación del proyecto en el año 2015. A una pila localizada en la denominada zona A se le practicó la prueba de carga, en tanto que el seguimiento a los asentamientos se lleva a cabo para los bloques que integran la zona Z; en el capítulo 5 se presentan los datos recaudados y el consabido análisis, sobre el cual versa el énfasis del trabajo investigativo.

El costo de las unidades de vivienda es desde 64 millones de pesos hasta los 71 millones de pesos. Se tienen tres modelos de apartamentos: Tipo A de 48m² de área, el tipo B de 52 m² y el tipo C de 39m².

Los apartamentos tipo A y tipo B constan de: Sala-comedor, cocina, zona de lavandería, un baño social, tres alcobas y un baño privado. Los apartamentos tipo C son los del primer piso y constan de: Sala-comedor, cocina, zona de lavandería, un baño social, dos alcobas, un baño privado y un patio. También las torres tienen locales comerciales. Cada torre está provista de un ascensor.

Contempla una zona social de tres salones comunales, guardería, terraza BBQ, bicicleteros, cuartos de basura, zonas de cesión tipo A de 3700m² y parque infantil. El número de parqueaderos, que son comunales, es de uno por cada cuatro apartamentos.

La Calle 58CSur en un mediano plazo será la continuación de la Avenida Bosa que comunicará tres importantes vías del sur-occidente de la ciudad, la Autopista Sur, la Avenida Agoberto Mejía y la Avenida Ciudad de Cali.

4.2. ÁMBITO GEOLÓGICO LOCAL Y REGIONAL

La localidad de Bosa, al estar inmersa en la Sabana de Bogotá, presenta condiciones propias de un depósito de suelo de origen lacustre, producto de la sedimentación de materiales provenientes de la meteorización y erosión del

sistema montañoso que la enmarca, por una parte, y por otra, el transporte de material a través del sistema fluvial que por allí discurre, caracterizado por los cursos de los Ríos Tunjuelito y Bogotá. La sedimentación data de la época geológica del Mioceno y la edad de la superficie actual de ésta cuenca es del orden de los 5 millones de años (Tomado de: Diagnóstico Ambiental de Bosa - 2003).

La localidad sobreyace en la denominada formación Sabana, que es una llanura que data de la era Cuaternaria, en los períodos del Pleistoceno y del Holoceno, con materiales aluviales de los tipos gravas, arenas y arcillas.

De acuerdo al mapa geológico de Santa Fe de Bogotá, de junio de 1997, el sector donde se implanta el Proyecto de Vivienda Torres de Lucerna, es un depósito de llanura de inundación (Qlla) que son depósitos aluviales jóvenes de los Ríos Bogotá y Tunjuelito y sus afluentes, constituidos por arcillas y limos. También allí hay depósitos de complejos de Conos (Qcc) que son depósitos de flujos torrenciales del piedemonte oriental y conos del río Tunjuelo y de Terreros. El depósito más representativo, según la investigación subsolar que lo reportó, es el denominado depósito fluvio-lacustre de terraza baja (Qtb) caracterizado por depósitos de los ríos Bogotá, Tunjuelito y sus afluentes, con geoformas planas a ligeramente onduladas de composición limo-arcillosa. Las terrazas del Río Bogotá presentan variados materiales litológicos, arcillas lacustres cubiertas en ciertos casos por capas de cenizas volcánicas y depósitos orgánicos.

En relación a la topografía, ésta localidad presenta pendientes muy suaves (entre 1% y 3%), por ello su configuración plana y de ligera inclinación. Esta condición hace a la localidad propensa a las inundaciones.

El sistema montañoso que bordea la Sabana de Bogotá es propio de la Cordillera Oriental, cuyo relieve es de altas pendientes; su configuración no sólo se debe a los movimientos tectónicos que la plegaron, sino también a los glaciares y a los movimientos en masa.

En el sitio de interés se encontró a profundidad roca arcillosa de color gris que pertenece a la formación Bogotá (arcillolita) y es el estrato rocoso que se toma para efectos de la señal sísmica de entrada superficialmente.

En el Anexo 1 se presenta el Mapa Geológico de Bogotá en donde se aprecian las características del depósito.

4.3. ÁMBITO GEOTÉCNICO

4.3.1. Origen de los suelos. El origen y la evolución de los suelos de la Localidad de Bosa ha estado en función de tres factores como son: el clima, el geo-material parental y el relieve. Son dos las divisiones de los suelos de la Sabana de Bogotá: suelos de la parte plana y suelos de la parte montañosa. Los primeros corresponden a tres familias a saber: Río Bogotá, Techo y Tibaitatá. La familia del Río Bogotá, son suelos localizados en inmediaciones del río y su zona de divagación y en los sectores norte y noroeste de la localidad y por ende son

suelos de origen aluvial, de edad muy reciente, con drenaje deficiente, constituidos por materiales arcillosos de colores grises manchados de pardos rojizos, producto de las alternancias del nivel freático en las temporadas secas y húmedas. Como se sitúan bajo el nivel del río son susceptibles a inundarse, lo que da por sentado que el nivel freático estará por encima de la superficie en ciertas épocas.

Los suelos de la denominada familia Techo, son suelos que se ubican a una altura un poco mayor a la anterior familia y en un sector más seco como es en los límites entre Bosa y el Municipio de Soacha, alcanzan espesores del orden de 30m y 60m, de arcilla dura y seca; se puede intuir que se trata de arcillas sobre-consolidadas.

En relación a la familia de suelos Tibaitatá, estos se localizan en las partes altas de la Sabana y son de origen lacustre con presencia de cenizas volcánicas y materia orgánica, entre otros. No sobra precisar que tienen una notable importancia desde el punto de vista edafológico más que geotécnico.

Por otra parte, en relación a los suelos de la parte montañosa, son los propios de las montañas y colinas que bordean la Sabana. A su vez se subdividen en suelos de alta montaña y suelos de páramo. Los primeros están integrados por las denominadas Familias Bojacá, Monserrate y Cabrera. Los segundos formados por las familias Santa Rosa, San Juan y Fraylejón.

De acuerdo al Mapa Geotécnico de Bogotá, que se presenta en el Anexo 2, en la localidad de Bosa predominan las siguientes zonas geotécnicas: Llanura Aluvial (Llanura B), Aluvial propiamente dicho, Cauce, Rellenos y Basuras.

En virtud de todo lo anterior, para el caso que nos ocupa, los suelos de interés son los de la parte plana de la familia Río Bogotá, toda vez que por tratarse de suelos de origen aluvial, es allí donde se implanta el Proyecto Torres de Lucerna.

En relación al clima, el parámetro de interés es la pluviosidad, en virtud a que la profundidad del nivel freático es función de ésta. La precipitación media anual oscila entre 550mm y 600mm, hecho que denota una zona de la ciudad muy seca; no obstante ello, es la hidrografía (cuencas del Tunjuelo y Tintal) la que define la permanencia de un nivel a baja profundidad, en asocio con la presencia de suelos arenosos. El régimen de lluvias es bimodal, dos períodos al año de invierno (abril a junio y octubre a noviembre) y dos de verano (diciembre a marzo y julio a septiembre).

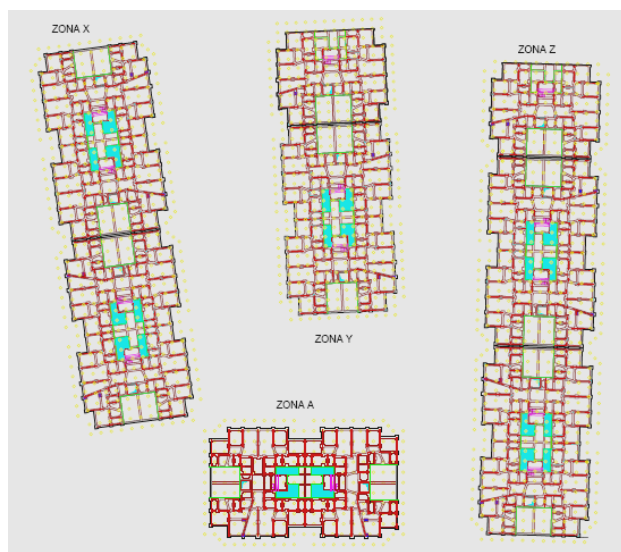
4.3.2. Investigación del Subsuelo. En relación a la investigación subsolar, adelantada por la firma Geotecnia y Cimentaciones en el año 2011, quien también realizó el correspondiente estudio de suelos, se puede comentar lo siguiente:

Se realizaron diecisiete (17) perforaciones de las cuales una (1) llegó hasta 50m de profundidad, siete (7) a 25m, y nueve (9) a 6m, debidamente distribuidas en el predio. El método empleado es el de percusión por lavado que se complementó

con el ensayo de penetración estándar (SPT). La toma de muestras inalteradas se realizó mediante el empleo de Tubo Shelby.

El proyecto se ha zonificado en cuatro bloques, como se muestra en la figura 29, definidas como Zonas A, X, Y, y Z. la zona A está conformada por dos torres, la X la conforman cuatro torres, la Y conformada por tres torres y la Z por cinco torres.

Figura 29. Planta del proyecto.



Fuente: Estudio Geotécnico – Geotecnia y Cimentaciones –

En cuanto a la realización de perforaciones para cada zona se tiene:

Zona A: Tres sondeos - Uno hasta 25m de profundidad (A2) y dos hasta 6m (A1 y A3) -.

Zona X: Cinco sondeos - Dos hasta 25m (X2 y X4) y tres hasta 6m (X1, X3 y X5) -

Zona Y: Cuatro sondeos - Uno hasta 25m (Y2), Uno hasta 50m (Y4) y dos hasta 6m (Y1 y Y3) –.

Zona Z: Cinco sondeos - tres hasta 25m (Z1, Z3 y Z5) y dos hasta 6m (Z2 y Z4) -.

En el Anexo 3 se presenta la localización de cada una de las perforaciones citadas y los perfiles estratigráficos de cada sondeo.

4.3.2.1. Caracterización de Geomateriales. Las muestras tomadas fueron objeto de ensayos de laboratorio con el propósito de establecer sus propiedades geomecánicas para efectos de diseño de cimentación. Los ensayos más representativos fueron: Humedad Natural, Límites de Consistencia, Contenido de Materia Orgánica, Compresión Inconfinada y Peso Unitario.

Como ya se comentó, se realizaron pruebas in-situ de penetración estándar, para correlacionar parámetros de resistencia con valores de N_{SPT} (Número de Golpes).

Al sintetizar los perfiles estratigráficos logrados en cada perforación, con el fin de definir un perfil promedio se tiene:

- Entre 0.00m y 0.10m/0.30m: presencia de capa vegetal y arcilla de color café.
- Entre 0.10m/0.30m y 0.80m/1.10m: Relleno antrópico mezclado con materia orgánica.
- Entre 0.80m/1.10m y 2.0m/2.80m: Limo arenoso de color café con presencia de material orgánico y trazas de arena limosa. $N_{SPT} = 3$ a 25 golpes/pie.

- Entre 2.00m/2.80m y 4.40m/5.20m: Arena limosa (SM) de color café, gris y blanco. $N_{SPT} = 4$ a 12 golpes/pie, en sondeo X5 reporte de 44g/p.
- Entre 4.40m/5.20m y 7.50m/8.70m: Arena (S) de color café, con presencia de arcilla y limos de color gris. $N_{SPT} = 2$ a 14 golpes/pie, con un reporte de 44g/p y rechazo.
- Entre 7.50m/8.70m y 14.60m/15.40m: Arena limosa (SM) de color café, con presencia de arcilla. $N_{SPT} = 20$ a 30 golpes/pie con un reporte de rechazo.
- Entre 14.60m/15.40m y 19.80m/20.00m: Limo arcilloso de color café con presencia de turba y vetas de arena. $N_{SPT} = 4$ a 41 golpes/pie.
- Entre 19.80m/20.00m y 21.90m/22.90m: Turba de color café oscuro con rastros de madera. $N_{SPT} = 6$ a 36 golpes/pie.
- Entre 21.90m/22.90m y 23.90m/24.30m: Limo arenoso de color gris – arena limosa (SM) de color gris con presencia de turba. $N_{SPT} = 12$ a 29 golpes/pie.
- Entre 23.90m/24.30m y 25.00m: Limos y arcillas arenosos de color gris con presencia de turba. $N_{SPT} = 10$ a 45 golpes/pie.
- Entre 25.00m y 31.90m: Arcilla limosa de color café. $N_{SPT} = 4$ a 5 golpes/pie.
- Entre 31.90m y 44.70m: Arena limosa (SM) de color café. $N_{SPT} = 31$ golpes/pie hasta rechazo.
- Entre 44.70m y 50.00m: Arcillolita de color gris. Rechazo. Recuperación de muestras con broca.

En términos generales, se trata de un perfil estratigráfico donde predominan los suelos arenosos con intercalaciones de arcillas y limos. Llama la atención la presencia de turba a escasa profundidad.

Para efectos de diseño, el perfil estratigráfico anteriormente descrito se refina de una manera conservadora en donde, en función de los resultados de ensayos de laboratorio y las correlaciones con el ensayo (SPT), se establecen los parámetros de resistencia y unos estratos representativos.

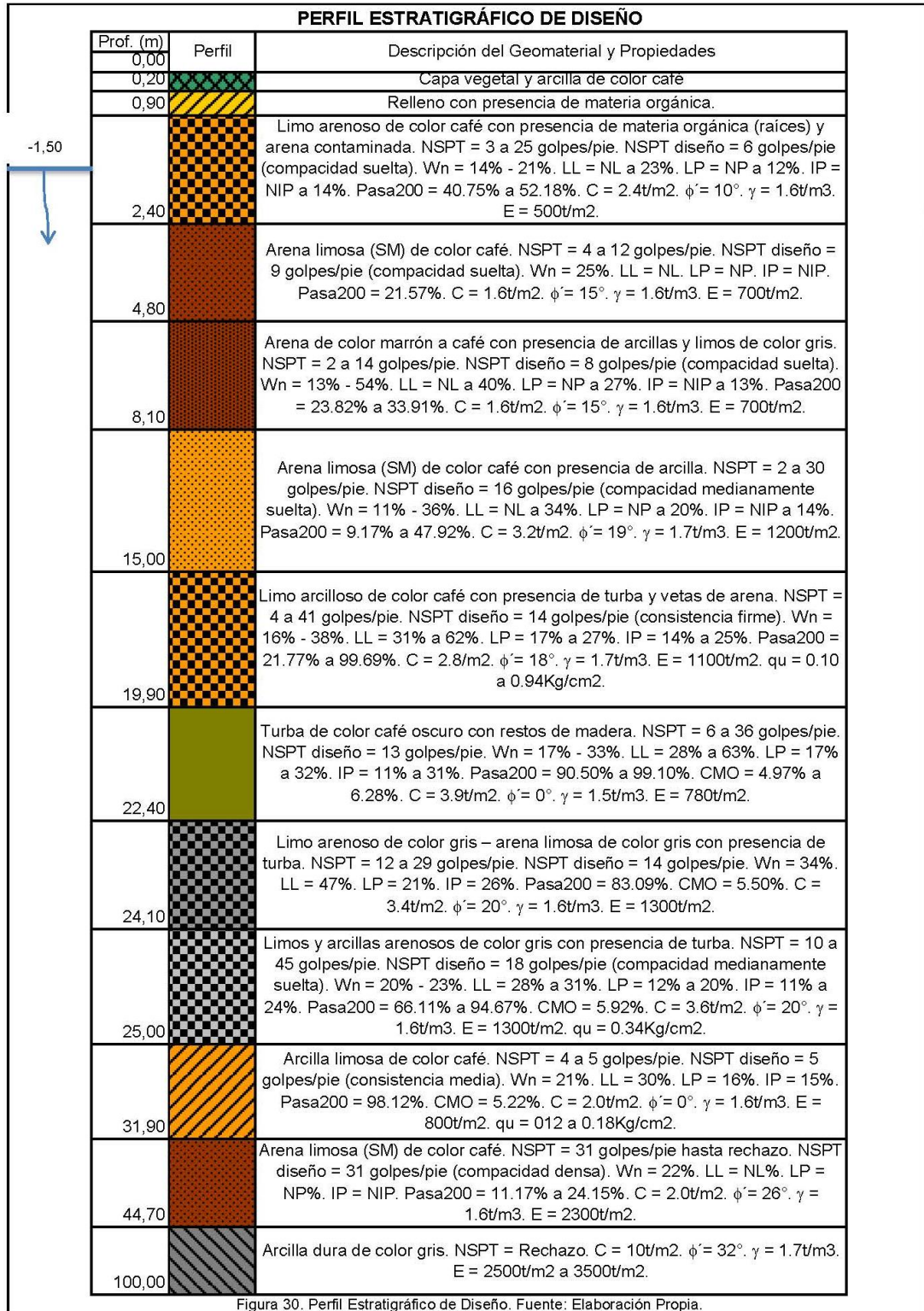
- **Estrato No. 1:** Entre 0.00m y 0.20m: Capa vegetal y arcilla de color café. No reviste importancia y debe ser retirado por completo.
- **Estrato No. 2:** Entre 0.20m y 0.90m: Relleno con presencia de materia orgánica. No reviste importancia y debe ser retirado por completo.
- **Estrato No. 3:** Entre 0.90m y 2.40m: Limo arenoso de color café con presencia de materia orgánica (raíces) y arena contaminada. $N_{SPT} = 3$ a 25 golpes/pie. $N_{SPT \text{ diseño}} = 6$ golpes/pie (compacidad suelta). $W_n = 14\% - 21\%$. $LL = NL$ a 23%. $LP = NP$ a 12%. $IP = NIP$ a 14%. $P_{200} = 40.75\%$ a 52.18%. $C = 2.4t/m^2$. $\phi' = 10^\circ$. $\gamma = 1.6t/m^3$. $E = 500t/m^2$.
- **Estrato No. 4:** Entre 2.40m y 4.80m: Arena limosa (SM) de color café. $N_{SPT} = 4$ a 12 golpes/pie. $N_{SPT \text{ diseño}} = 9$ golpes/pie (compacidad suelta). $W_n = 25\%$. $LL = NL$. $LP = NP$. $IP = NIP$. $P_{200} = 21.57\%$. $C = 1.6t/m^2$. $\phi' = 15^\circ$. $\gamma = 1.6t/m^3$. $E = 700t/m^2$.

- **Estrato No. 5:** Entre 4.80m y 8.10m: Arena de color marrón a café con presencia de arcillas y limos de color gris. $N_{SPT} = 2$ a 14 golpes/pie. $N_{SPT \text{ diseño}} = 8$ golpes/pie (compacidad suelta). $W_n = 13\% - 54\%$. $LL = NL$ a 40%. $LP = NP$ a 27%. $IP = NIP$ a 13%. $Pasa_{200} = 23.82\%$ a 33.91%. $C = 1.6t/m^2$. $\phi' = 15^\circ$. $\gamma = 1.6t/m^3$. $E = 700t/m^2$.
- **Estrato No. 6:** Entre 8.10m y 15.00m: Arena limosa (SM) de color café con presencia de arcilla. $N_{SPT} = 2$ a 30 golpes/pie. $N_{SPT \text{ diseño}} = 16$ golpes/pie (compacidad medianamente suelta). $W_n = 11\% - 36\%$. $LL = NL$ a 34%. $LP = NP$ a 20%. $IP = NIP$ a 14%. $Pasa_{200} = 9.17\%$ a 47.92%. $C = 3.2t/m^2$. $\phi' = 19^\circ$. $\gamma = 1.7t/m^3$. $E = 1200t/m^2$.
- **Estrato No. 7:** Entre 15.00m y 19.90m: Limo arcilloso de color café con presencia de turba y vetas de arena. $N_{SPT} = 4$ a 41 golpes/pie. $N_{SPT \text{ diseño}} = 14$ golpes/pie (consistencia firme). $W_n = 16\% - 38\%$. $LL = 31\%$ a 62%. $LP = 17\%$ a 27%. $IP = 14\%$ a 25%. $Pasa_{200} = 21.77\%$ a 99.69%. $C = 2.8t/m^2$. $\phi' = 18^\circ$. $\gamma = 1.7t/m^3$. $E = 1100t/m^2$. $q_u = 0.10$ a $0.94Kg/cm^2$.
- **Estrato No 8:** Entre 19.90m y 22.40m: Turba de color café oscuro con restos de madera. $N_{SPT} = 6$ a 36 golpes/pie. $N_{SPT \text{ diseño}} = 13$ golpes/pie. $W_n = 17\% - 33\%$. $LL = 28\%$ a 63%. $LP = 17\%$ a 32%. $IP = 11\%$ a 31%. $Pasa_{200} = 90.50\%$ a 99.10%. $CMO = 4.97\%$ a 6.28%. $C = 3.9t/m^2$. $\phi' = 0^\circ$. $\gamma = 1.5t/m^3$. $E = 780t/m^2$.
- **Estrato No. 9:** Entre 22.40m y 24.10m: Limo arenoso de color gris – arena limosa de color gris con presencia de turba. $N_{SPT} = 12$ a 29 golpes/pie. N_{SPT}

diseño = 14 golpes/pie. $W_n = 34\%$. $LL = 47\%$. $LP = 21\%$. $IP = 26\%$. $P_{200} = 83.09\%$. $CMO = 5.50\%$. $C = 3.4t/m^2$. $\phi' = 20^\circ$. $\gamma = 1.6t/m^3$. $E = 1300t/m^2$.

- **Estrato No. 10:** Entre 24.10m y 25.00m: Limos y arcillas arenosos de color gris con presencia de turba. $N_{SPT} = 10$ a 45 golpes/pie. $N_{SPT \text{ diseño}} = 18$ golpes/pie (compacidad medianamente suelta). $W_n = 20\% - 23\%$. $LL = 28\%$ a 31% . $LP = 12\%$ a 20% . $IP = 11\%$ a 24% . $P_{200} = 66.11\%$ a 94.67% . $CMO = 5.92\%$. $C = 3.6t/m^2$. $\phi' = 20^\circ$. $\gamma = 1.6t/m^3$. $E = 1300t/m^2$. $q_u = 0.34Kg/cm^2$.
- **Estrato No. 11:** Entre 25.00m y 31.90m: Arcilla limosa de color café. $N_{SPT} = 4$ a 5 golpes/pie. $N_{SPT \text{ diseño}} = 5$ golpes/pie (consistencia media). $W_n = 21\%$. $LL = 30\%$. $LP = 16\%$. $IP = 15\%$. $P_{200} = 98.12\%$. $CMO = 5.22\%$. $C = 2.0t/m^2$. $\phi' = 0^\circ$. $\gamma = 1.6t/m^3$. $E = 800t/m^2$. $q_u = 0.12$ a $0.18Kg/cm^2$.
- **Estrato No. 12:** Entre 31.90m y 44.70m: Arena limosa (SM) de color café. $N_{SPT} = 31$ golpes/pie hasta rechazo. $N_{SPT \text{ diseño}} = 31$ golpes/pie (compacidad densa). $W_n = 22\%$. $LL = NL\%$. $LP = NP\%$. $IP = NIP$. $P_{200} = 11.17\%$ a 24.15% . $C = 2.0t/m^2$. $\phi' = 26^\circ$. $\gamma = 1.6t/m^3$. $E = 2300t/m^2$.
- **Estrato No. 13:** Entre 44.70m y 100.00m: Arcilla dura de color gris. $N_{SPT} =$ Rechazo. $C = 10t/m^2$. $\phi' = 32^\circ$. $\gamma = 1.7t/m^3$. $E = 2500t/m^2$ a $3500t/m^2$.

Figura 30. Perfil de Diseño



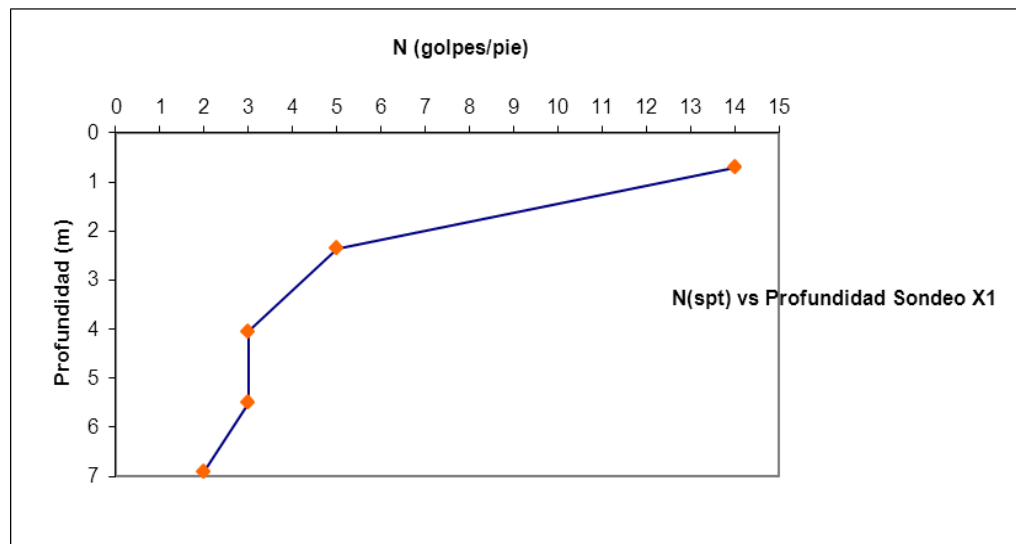
En las tablas 11 a 27 se registran los valores de número de golpes del ensayo de penetración estándar en función de la profundidad. Así mismo, son presentadas las gráficas N_{SPT} (golpes/pie) versus Profundidad (m) en las que se aprecia la variabilidad de la resistencia de los suelos en términos de número de golpes con la profundidad, gráficas 18 a 34.

Tabla 11. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 1 - Zona X.

Sondeo No. 1 - Zona (X) - Torre (14) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Arena de color marrón contaminada	0,7	14
	2,35	5
Arena de grano medio de color blanco contaminada.	4,05	3
	5,5	3
	6,9	2

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 18. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 1 - Zona X.



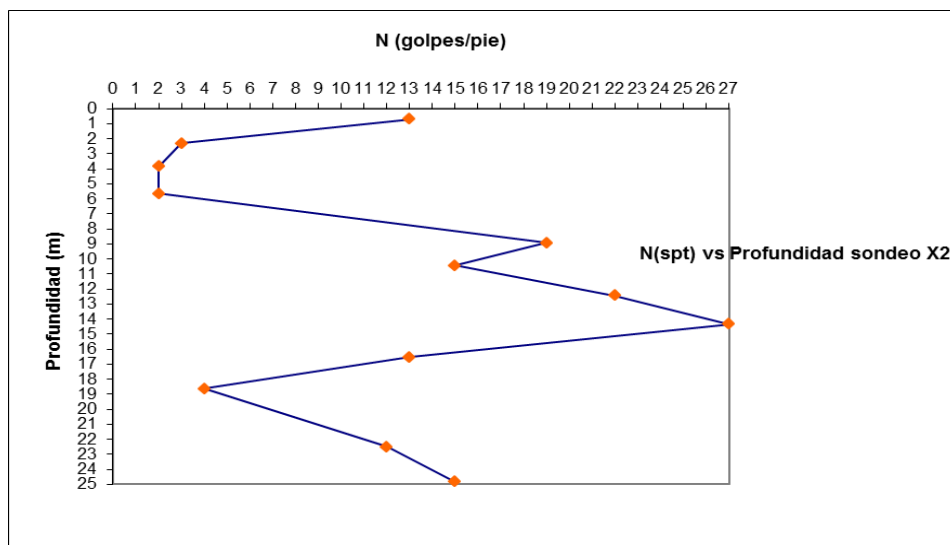
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 12. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 2 - Zona X.

Sondeo No. 2 - Zona (X) - Torre (14) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Relleno granular contaminado con materia orgánica	0,7	13
Arena de grano medio de color marrón	2,3	3
	3,85	2
Arcilla de color gris claro con trazas de color café oscuro	5,65	2
Arcilla de color gris claro con lentes de arena color marrón	8,95	19
Arena de color marrón grano fino	10,45	15
	12,45	22
Arena de color marrón con algo de plasticidad	14,35	27
Arcilla de color café claro con algo de limo	16,55	13
	18,65	4
Turba de color café oscuro con algo de arcilla	22,5	12
Arcilla limosa de color gris claro con lentes de arena	24,85	15

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 19. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 2 - Zona X.



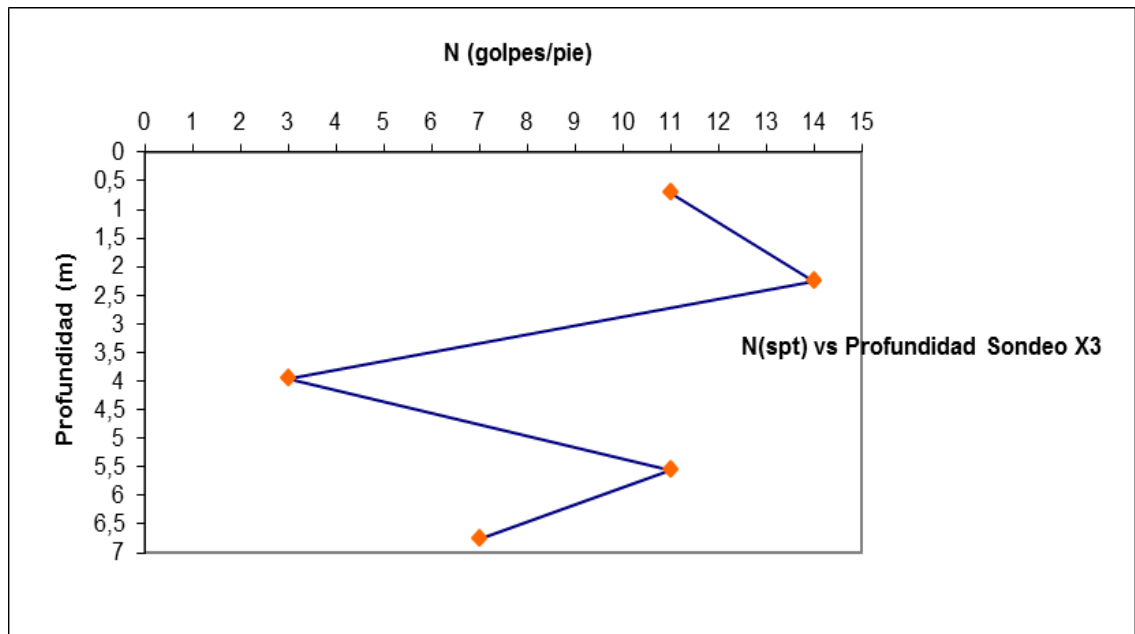
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 13. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 3 - Zona X.

Sondeo No. 3 - Zona (X) - Torre (13) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Relleno granular con material orgánico de color marrón	0,7	11
Arena de color marrón de humedad alta	2,25	14
	3,95	3
	5,55	11
Arcilla limosa de color gris claro con trazas negras	6,75	7

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 20. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 3 - Zona X.



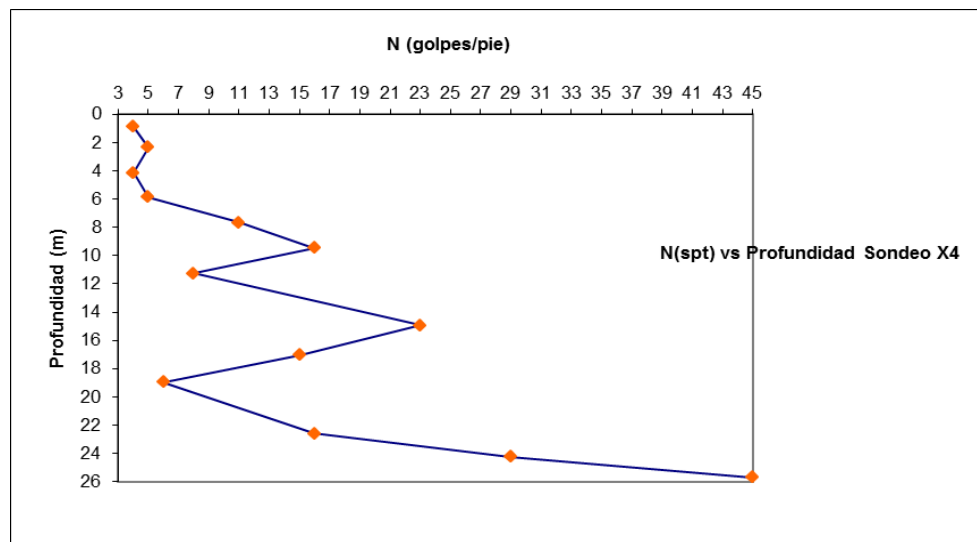
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 14. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 4 - Zona X.

Sondeo No. 4 - Zona (X) - Torre (12) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Relleno granular con material orgánico de color gris claro	0,9	4
Relleno granular con arena fina de color blanco	2,35	5
	4,15	4
	5,85	5
	7,65	11
	9,45	16
	11,25	8
Arcilla limosa con arena colores blanco y marrón y humedad alta	14,95	23
Arena de color marrón de humedad alta	17,05	15
Arcilla limosa de color ocre con algo de turba y un lente de arena	18,95	6
Arena de color blanco en matriz arcillosa y turba de color negro	22,6	16
	24,25	29
Arcilla de color ocre	25,7	45

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 21. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 4 - Zona X.



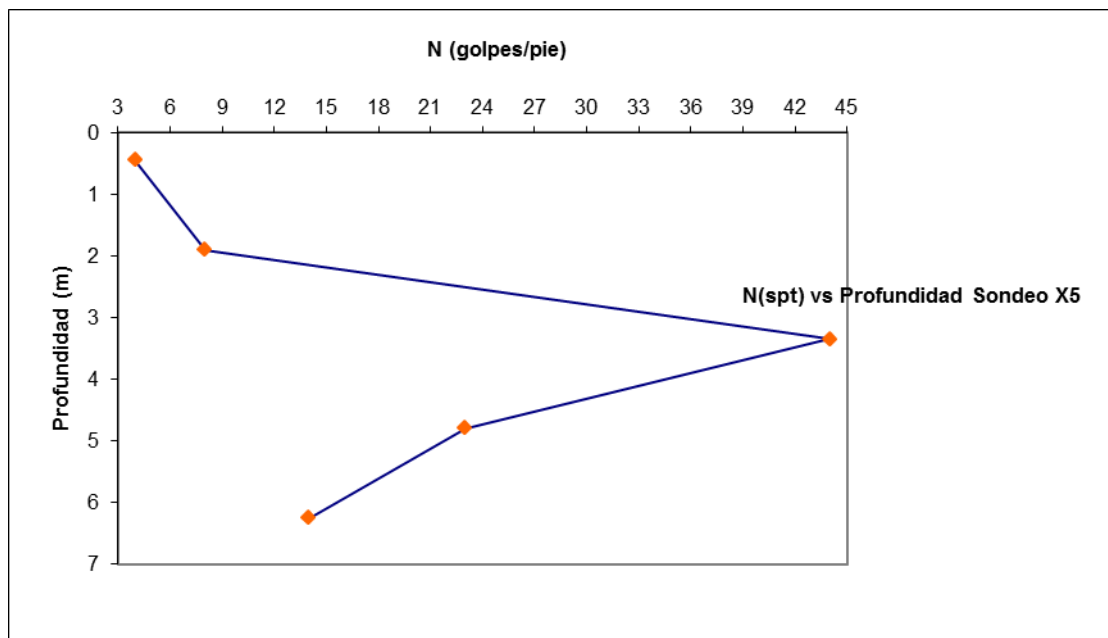
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 15. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 5 - Zona X.

Sondeo No. 5 - Zona (X) - Torre (11) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Limo arenoso de color café con raíces	0,45	4
	1,9	8
Arena fina de color café	3,35	44
	4,8	23
	6,25	14

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 22. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 5 - Zona X.



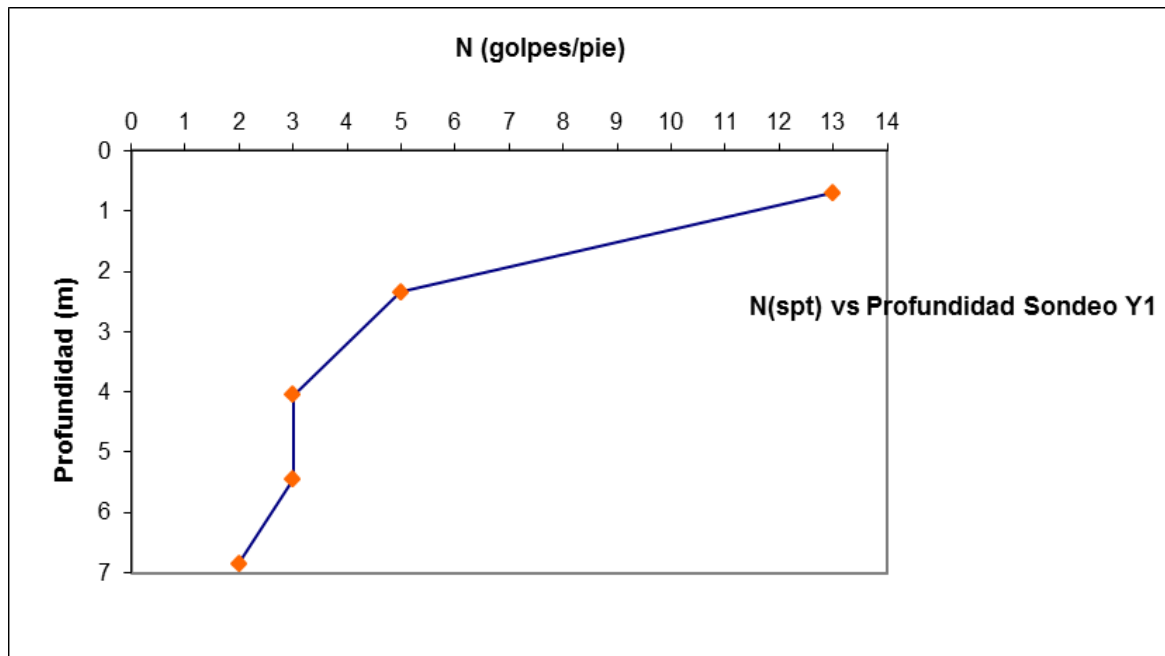
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 16. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 1 - Zona Y.

Sondeo No. 1 - Zona (Y) - Torre (6) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Arena de color marrón contaminada con relleno y algo de plasticidad	0,7	13
	2,35	5
Arena fina de color marrón contaminada	4,05	3
	5,45	3
	6,85	2

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 23. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 1 - Zona Y.



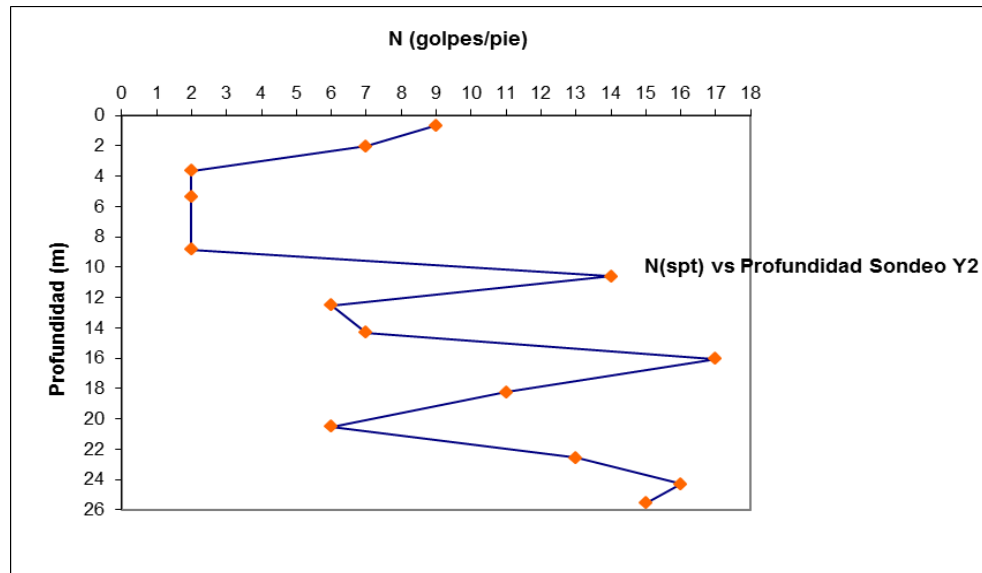
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 17. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 2 - Zona Y.

Sondeo No. 2 - Zona (Y) - Torre (6) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Arena color marrón contaminado	0,65	9
	2,05	7
	3,65	2
Arena color marrón con algo de arcilla de color gris	5,35	2
	8,85	2
Arena fina de color blanco	10,6	14
Arcilla de color gris claro con un lente de arena de color marrón	12,5	6
	14,3	7
Arena de color marrón con algo de plasticidad y vetas de turba	16,05	17
Arcilla limosa de color marrón	18,25	11
	20,5	6
Turba de color café claro	22,55	13
	24,3	16
Arcilla limosa de color gris con lentes de arena	25,55	15

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 24. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 2 - Zona Y.



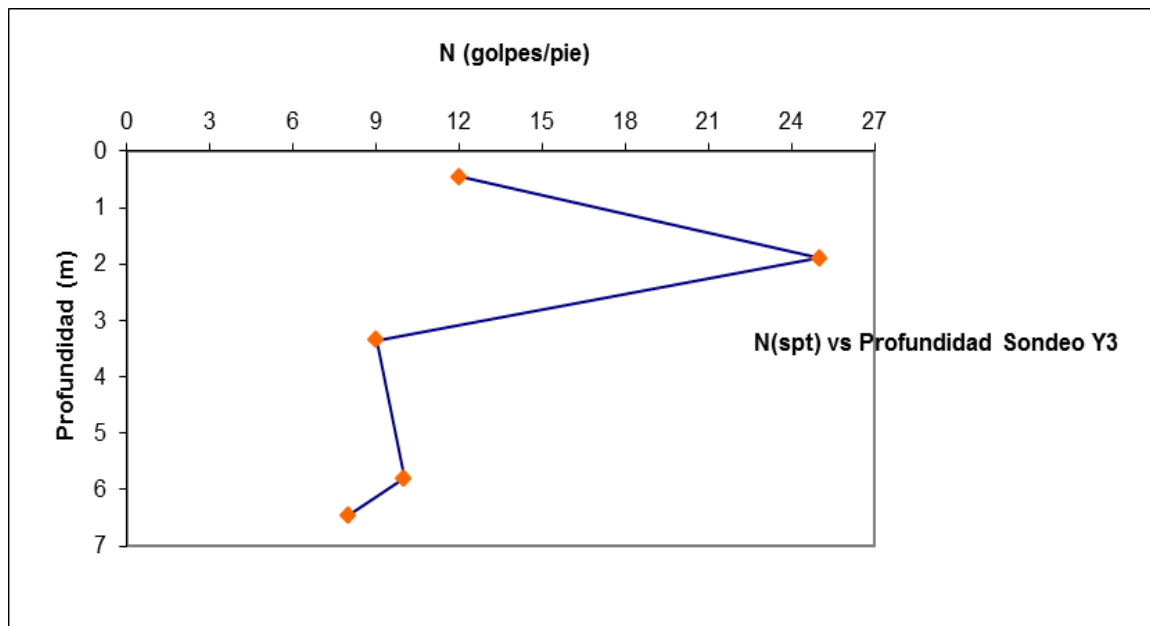
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 18. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 3 - Zona Y.

Sondeo No. 3 - Zona (Y) - Torre (7) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Limo arenoso de color café con raíces	0,45	12
	1,9	25
Arena fina de color café	3,35	9
	5,8	10
Arena limosa de color habano	6,45	8

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 25. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 3 - Zona Y.



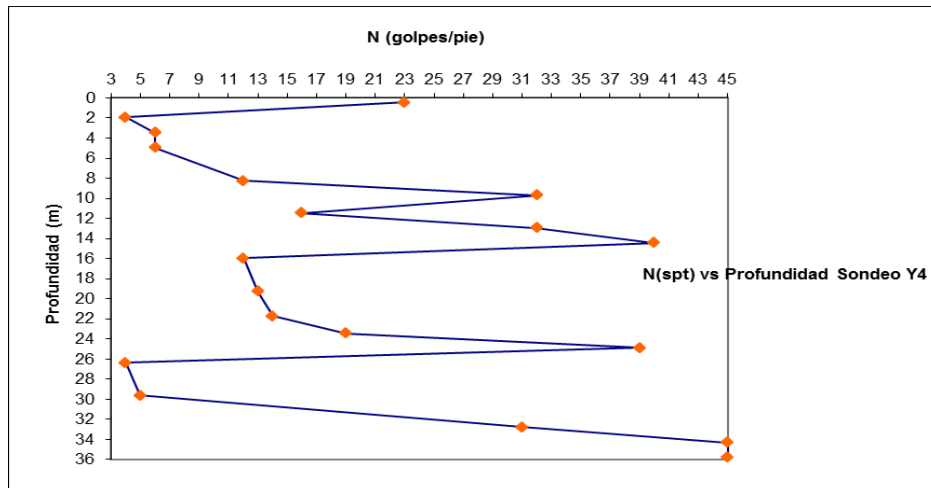
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 19. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 4 - Zona Y.

Sondeo No. 4 - Zona (Y) - Torre (8) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Limo algo arenoso de color café	0,45	23
Arena fina algo limosa de color café	1,95	4
Arena algo limosa de color café	3,45	6
	4,95	6
Arena fina algo limosa de color café	8,25	12
Arena algo limosa de color café	9,7	32
Arcilla algo limosa de color café	11,45	16
Arena algo limosa de color gris	12,95	32
	14,45	40
Limo algo arenoso de color café con lentes de arena de color gris	15,95	12
Arena algo limosa de color gris	19,25	13
Turba color café oscuro	21,7	14
Arena algo limosa de color gris	23,45	19
	24,9	39
Arcilla algo limosa de color café	26,35	4
	29,6	5
Arena	32,8	31
	34,3	45
	35,75	45

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 26. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 4 - Zona Y.



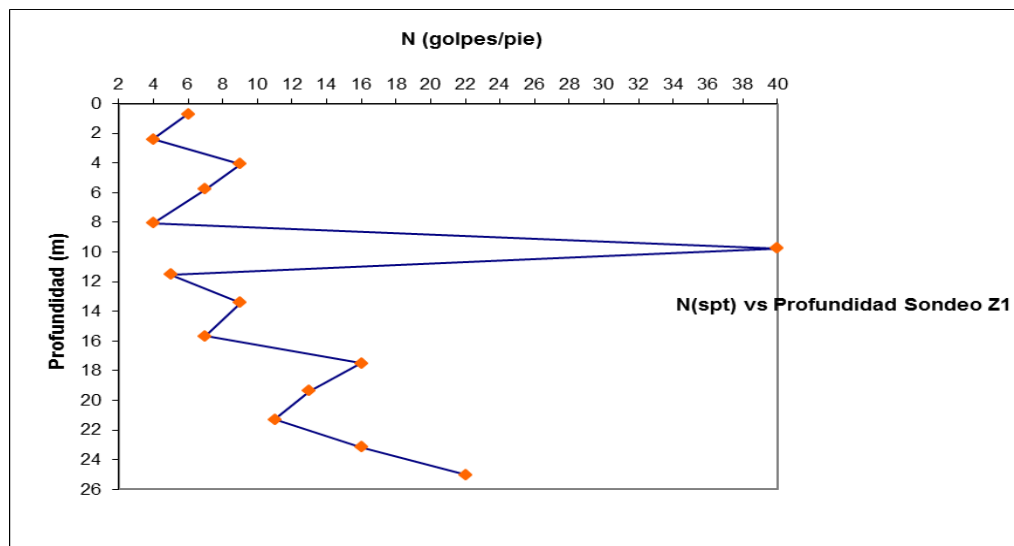
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 20. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 1 - Zona Z.

Sondeo No. 1 - Zona (Z) - Torre (5) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Arena de color marrón contaminada	0,7	6
	2,4	4
	4,05	9
	5,75	7
Arcilla de color gris	8,05	4
Arena fina de color blanco con lentes de arcilla	9,75	40
	11,5	5
Arcilla limosa de color marón	13,4	9
	15,65	7
Arena fina de color blanco con lentes de arcilla	17,5	16
Arcilla de color gris con lentes de arena y con vetas de turba	19,35	13
Turba de color café oscuro con un lente de arcilla	21,3	11
	23,15	16
Arcilla de color gris con vetas de arena	25	22

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 27. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 1 - Zona Z.



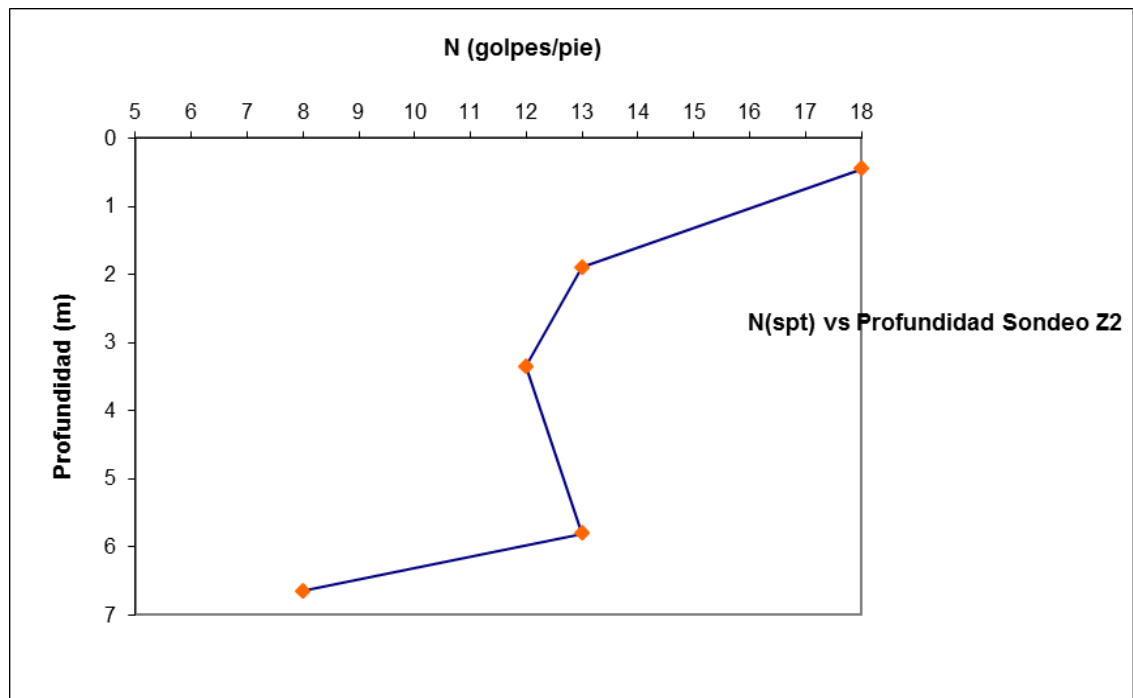
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 21. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 2 - Zona Z.

Sondeo No. 2 - Zona (Z) - Torre (4) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Limo arenoso de color café	0,45	18
Arena fina de color café	1,9	13
	3,35	12
	5,8	13
Arena algo limosa	6,65	8

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 28. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 2 - Zona Z.



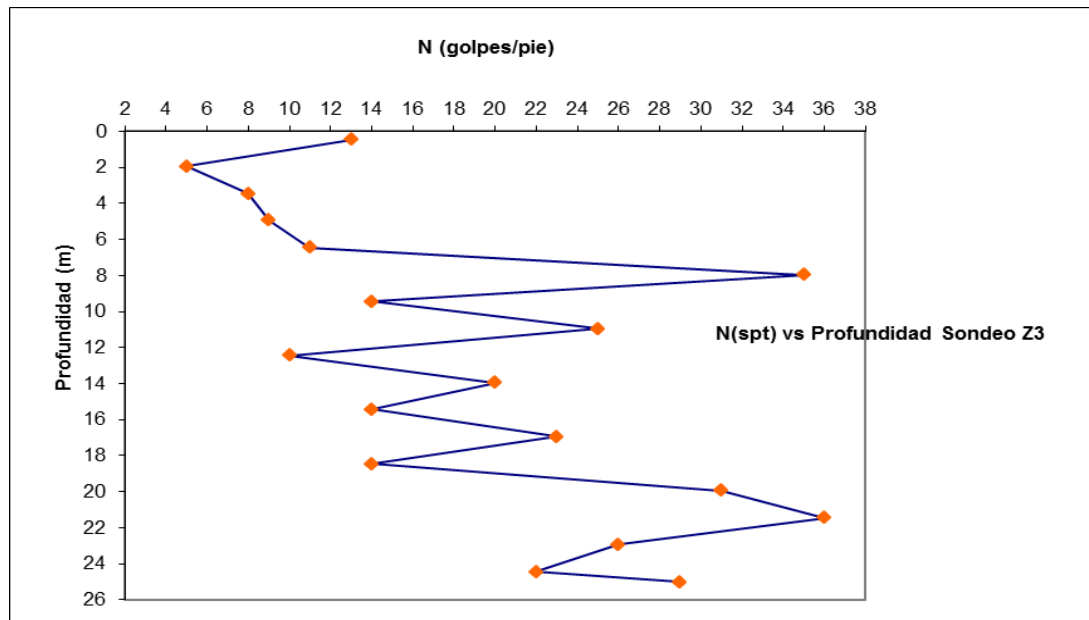
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 22. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 3 - Zona Z.

Sondeo No. 3 - Zona (Z) - Torre (3) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Arena fina algo limosa de color café	0,45	13
	1,95	5
	3,45	8
Arena algo limosa de color café	4,95	9
	6,45	11
Arena algo limosa de color gris	7,95	35
	9,45	14
	10,95	25
Arena fina algo limosa de color café	12,45	10
	13,95	20
Limo algo arcilloso de color café con vetas de color gris	15,45	14
	16,95	23
	18,45	14
	19,95	31
Turba de color café oscuro	21,45	36
Arena algo limosa de color gris	22,95	26
Arena fina algo limosa de color café	24,45	22
	25	29

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 29. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 3 - Zona Z.



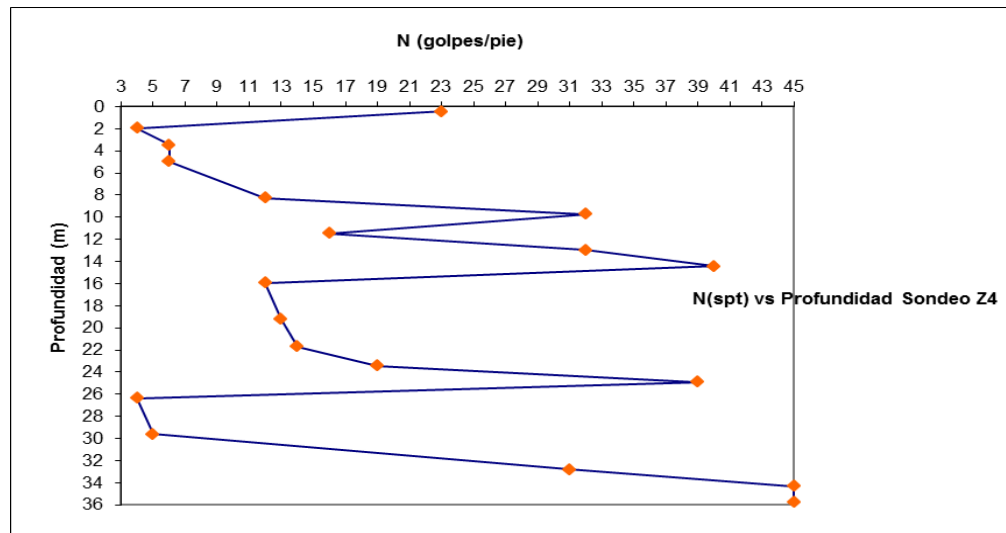
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 23. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 4 - Zona Z.

Sondeo No. 4 - Zona (Z) - Torre (2) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Limo algo arenoso de color café	0,45	23
Arena fina algo limosa de color café	1,95	4
Arena algo limosa de color café	3,45	6
	4,95	6
Arena fina algo limosa de color café	8,25	12
Arena algo limosa de color café	9,7	32
Arcilla algo limosa de color café	11,45	16
Arena algo limosa de color gris	12,95	32
	14,45	40
Limo algo arenoso de color café con lentes de arena de color gris	15,95	12
Arena algo limosa de color gris	19,25	13
Turba color café oscuro	21,7	14
Arena algo limosa de color gris	23,45	19
	24,9	39
Arcilla algo limosa de color café	26,35	4
	29,6	5
Arena	32,8	31
	34,3	45
	35,75	45

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 30. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 4 - Zona Z.



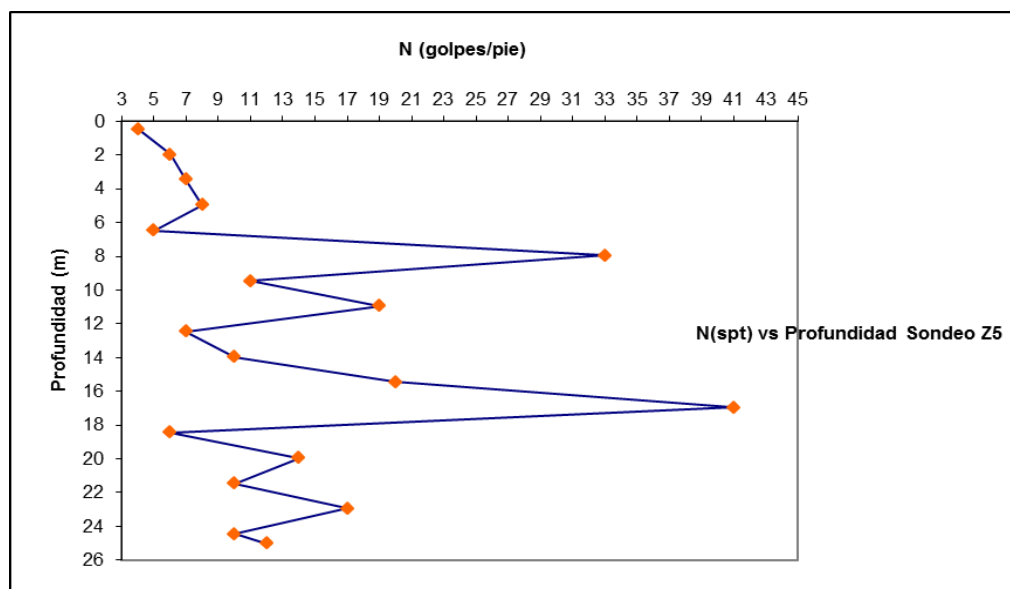
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 24. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 5 - Zona Z.

Sondeo No. 5 - Zona (Z) - Torre (1) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Limo arenoso de color café con algo de raíces	0,45	4
Arena fina de color café	1,95	6
Arena fina de color café con vetas grises	3,45	7
	4,95	8
Arcilla limosa de color gris	6,45	5
Arena fina algo limosa de color café	7,95	33
Arena algo limosa de color gris	9,45	11
	10,95	19
	12,45	7
	13,95	10
Arena limosa de color gris	15,45	20
	16,95	41
Limo arcilloso de color café	18,45	6
	19,95	14
Turba de color café con rastros vegetales	21,45	10
	22,95	17
Arena fina algo limosa de color café	24,45	10
	25	12

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 31. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 5 - Zona Z.



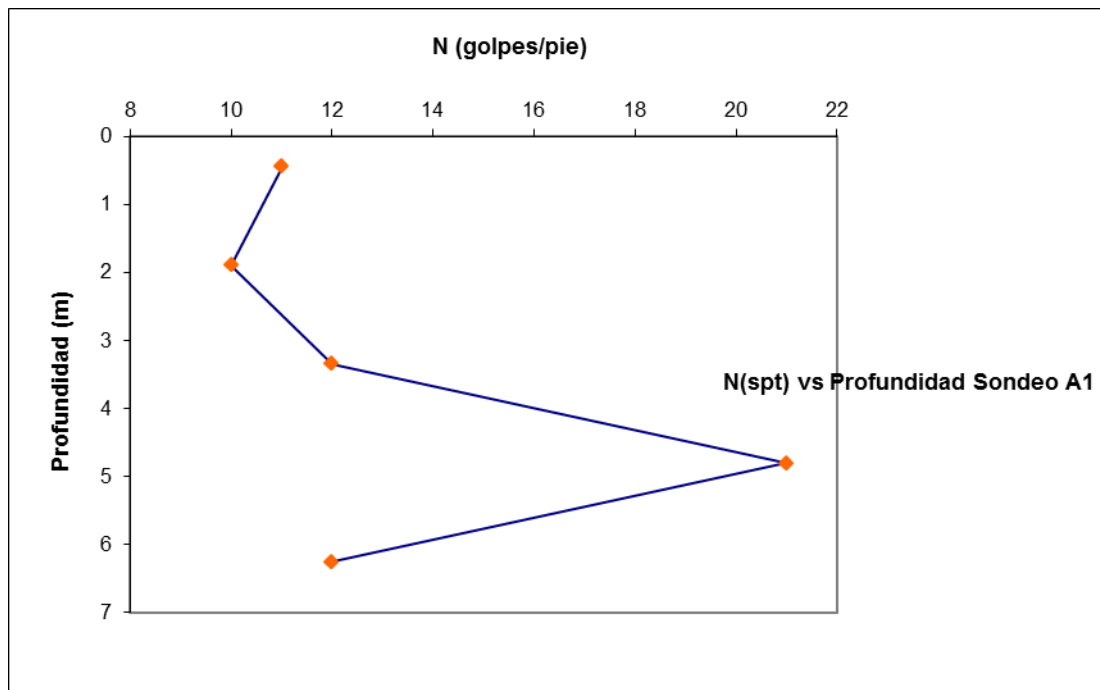
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 25. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 1 - Zona A.

Sondeo No. 1 - Zona (A) - Torre (9) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Limo algo arenoso de color café con algo de raíces	0,45	11
	1,9	10
Arena fina de color café	3,35	12
	4,8	21
Arena de color gris oscuro	6,25	12

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 32. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 1 - Zona A.



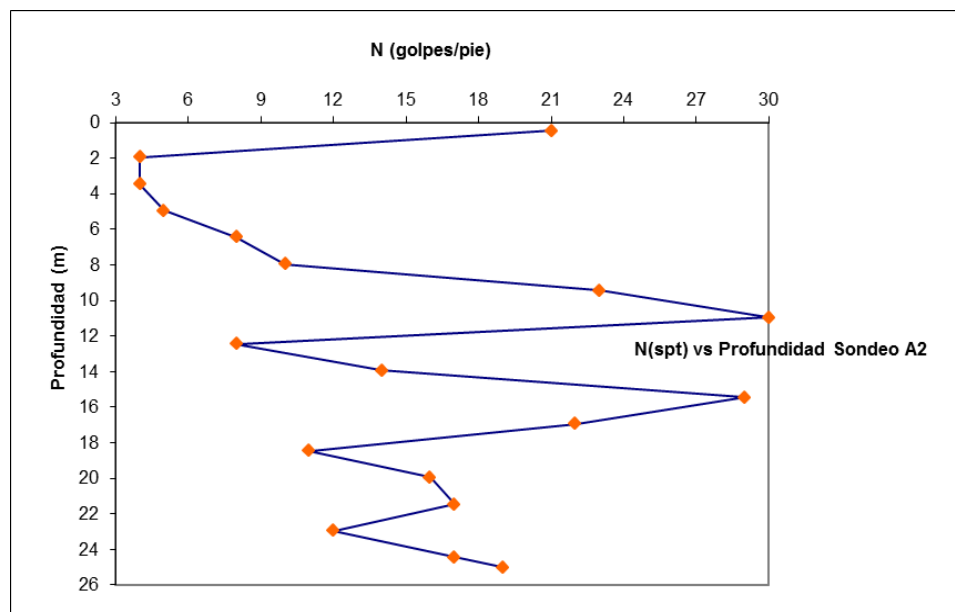
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 26. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 2 - Zona A.

Sondeo No. 2 - Zona (A) - Torre (9) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Limo algo arenoso de color café	0,45	21
Arena fina algo limosa de color café	1,95	4
	3,45	4
Arena algo limosa de color gris	4,95	5
Arcilla algo limosa de color gris	6,45	8
	7,95	10
Arena algo limosa de color café	9,45	23
	10,95	30
Arena algo limosa de color gris	12,45	8
	13,95	14
Limo algo arenoso de color café	15,45	29
	16,95	22
Limo algo arcilloso de color gris	18,45	11
	19,95	16
Turba de color café	21,45	17
Limo algo arenoso de color gris	22,95	12
	24,45	17
Arcilla algo limosa de color café	25	19

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 33. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 2 - Zona A.



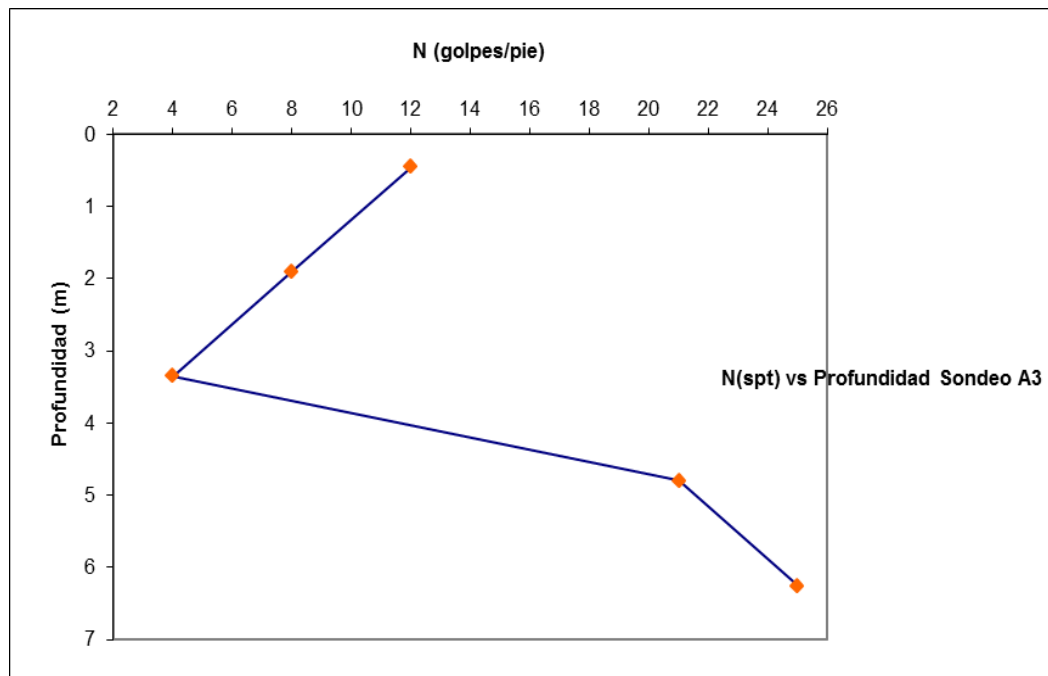
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 27. NSPT vs. Profundidad - Geomateriales en Sondeo 3 - Zona A.

Sondeo No. 3 - Zona (A) - Torre (10) -		
Geomaterial	Profundidad (m)	Nspt (golpes/pie)
Limo algo arenoso de color café con raíces	0,45	12
Arena fina de color café con algo de oxidación	1,9	8
	3,35	4
	4,8	21
	6,25	25

Fuente: Elaboración Propia.

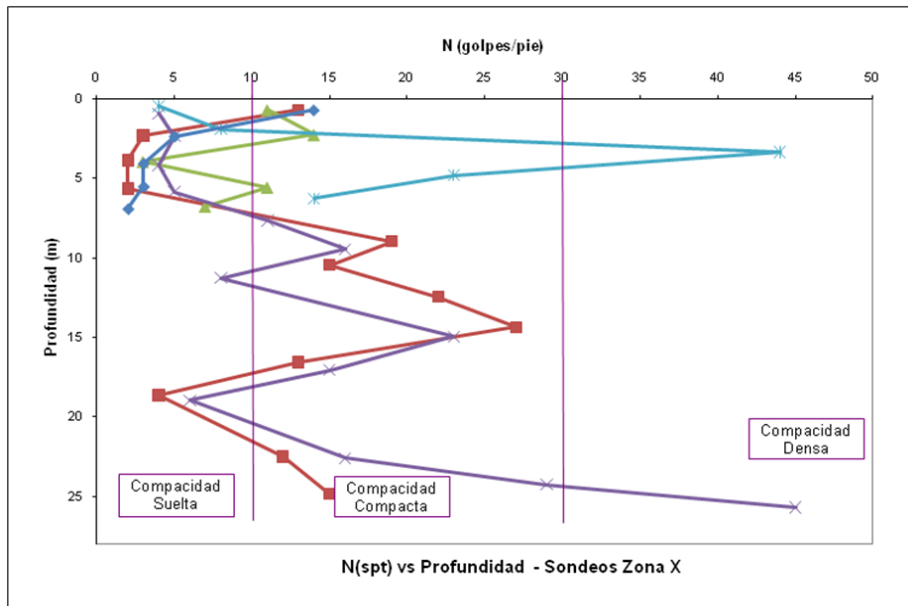
Gráfica 34. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) - Sondeo 3 - Zona A.



Fuente: Elaboración Propia.

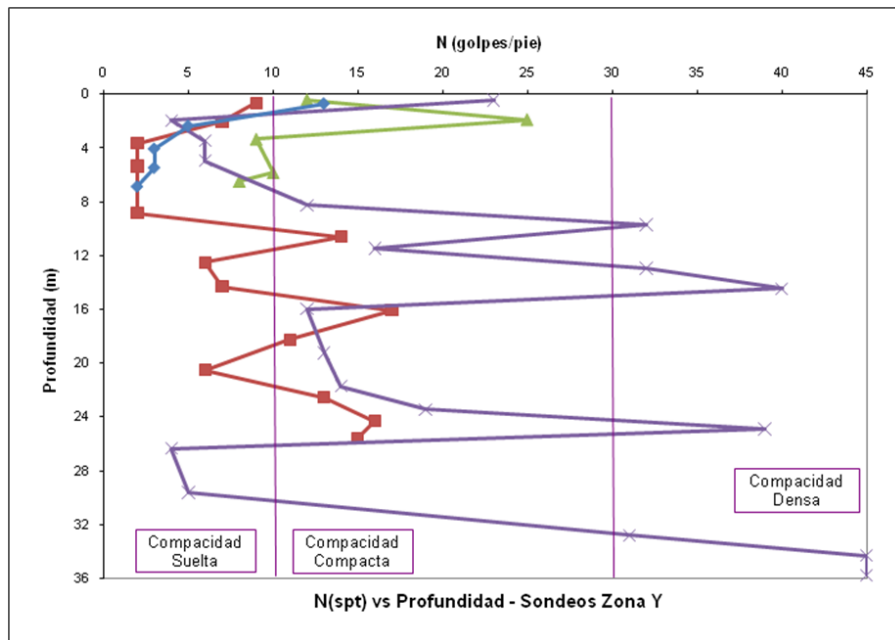
En las gráficas 35 a 38 se unifican los perfiles de resistencia en términos de Número de golpes/pie vs Profundidad, para cada sector o zona.

Gráfica 35. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) – Unificación de Sondeos Zona X.



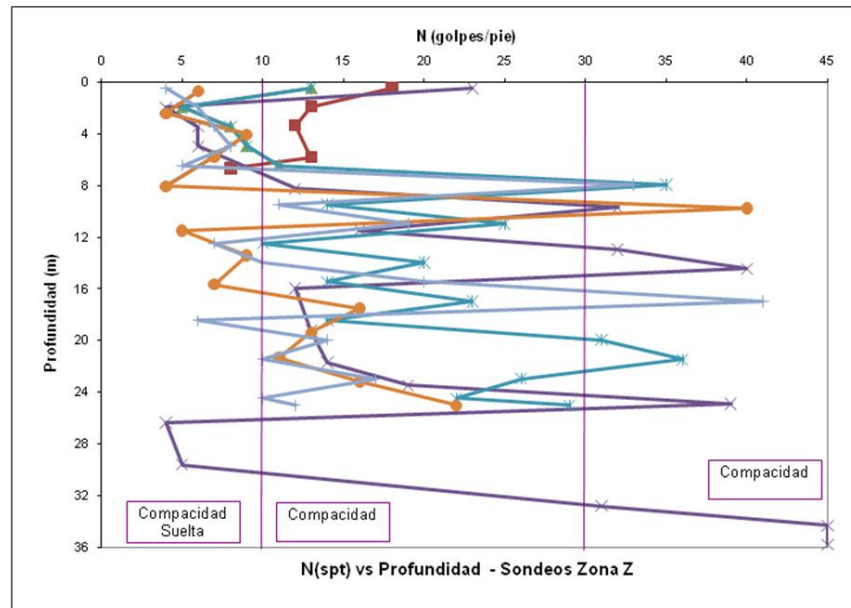
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 36. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) – Unificación de Sondeos Zona Y.



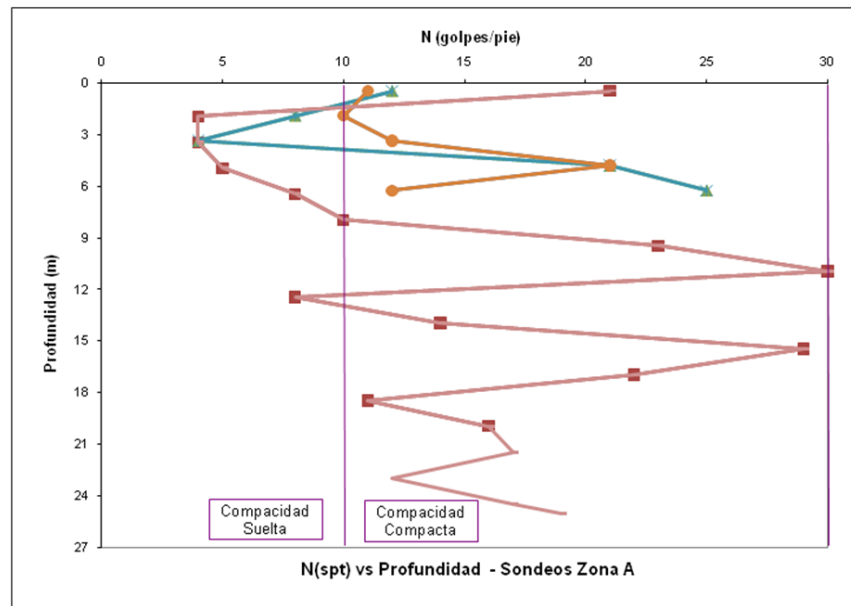
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 37. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) – Unificación de Sondeos Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 38. N (golpes/pie) vs. Profundidad (m) – Unificación de Sondeos Zona A.



Fuente: Elaboración Propia.

Las gráficas unificadas evidencian que priman los suelos de compactidad compacta ($10 \leq N_{SPT} \leq 30$), seguidos por suelos de compactidad suelta ($N_{SPT} \leq 10$) y en muy baja proporción suelos de compactidad densa ($30 \leq N_{SPT} \leq 50$).

Para sintetizar la información anterior, a continuación ésta se presenta de manera tabulada a efectos de diferenciar los parámetros de resistencia de cada estrato de interés. Ver tabla No. 28.

Tabla 28. Resumen de los parámetros de interés.

Estrato No.	Tipo de Suelo	Espesor Capa (m)	C (T/m ²)	ϕ (°)	γ (t/m ³)	E (t/m ²)
3	MS	1,4	2,4	10	1,6	500
4	SM	2,4	1,6	15	1,6	700
5	S	3,3	1,6	15	1,6	700
6	SM	6,9	3,2	19	1,7	1200
7	MC	4,9	2,8	18	1,7	1100
8	PT	2,1	3,9	0	1,5	780
9	MS	1,7	3,4	20	1,6	1300
10	M - CS	0,9	3,6	20	1,6	1300
Promedio Ponderado		23,6	2,78	15,71	1,64	990,59

Fuente: Estudio Geotécnico Geotecnia y Cimentaciones

En relación al nivel freático, luego de llevadas a cabo las perforaciones, éste se encontró entre los 1.20m y los 4.0m de profundidad, respecto a la superficie del terreno. Como su posición depende del régimen de lluvias y aún más por la cercanía del Río Tunjuelito, se adoptó una profundidad de 1.50m, como la más crítica.

Un nivel freático tan superficial llama la atención toda vez que por el tipo de suelo hallado en los sondeos, para el estudio de suelos del proyecto, el fenómeno de licuación es inminente, de ocurrir un sismo intenso, trayendo consigo la reducción de los esfuerzos efectivos por el incremento en la presión de poros y/o un excesivo asentamiento; hechos que originarán asentamientos diferenciales. Gracias a los sondeos X1, X2, Y1 y Y2, y a la frontera entre los sondeos X2 y X3 y Y2 y Y3 se logró establecer un sector con alto potencial de licuación.

4.4. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SITIO

En el informe del estudio geotécnico, realizado por la firma consultora Geotecnia y Cimentaciones, se hace mención al Decreto No. 193 de 2006, por medio del cual se establece la zonificación sísmica de Bogotá. De acuerdo a este acto administrativo, la localidad de Bosa y el sector donde se implantarán las Torres de Lucerna se halla en la zona de transición de las Zonas 5A y 1A, terrazas y conos occidentales potencialmente licuables y cerros orientales y suroccidentales, respectivamente.

El estudio de suelos recomienda tomar para el cálculo estructural la aceleración media resultante de la aplicación de los espectros de las zonas adyacentes. Del mismo modo, en función de la norma sismo resistente NSR-98 y del Decreto citado, el perfil de suelo es S2 y el coeficiente de Sitio S es 1.2.

Al realizarse la consulta del Decreto 523 del 16 de diciembre de 2010, por el cual se adopta la Microzonificación sísmica de Bogotá, emanado de la alcaldía Mayor de la Ciudad, se tiene:

El Mapa de Microzonificación Sísmica indica que el sector de interés está situado en la *Zona de Rondas de Ríos y Humedales y en la Zona 5A de Terrazas y Conos Orientales Potencialmente Licuables*. El predominio de esta sectorización es en el sur de la ciudad, conformada por suelos arcillosos secos y pre-consolidados de gran espesor, arenas o limos o combinaciones de ellos, pero con capacidad portante mayor en comparación con los depósitos de las zonas lacustres vecinas.

Los coeficientes espectrales para diseño se muestran en la siguiente tabla:

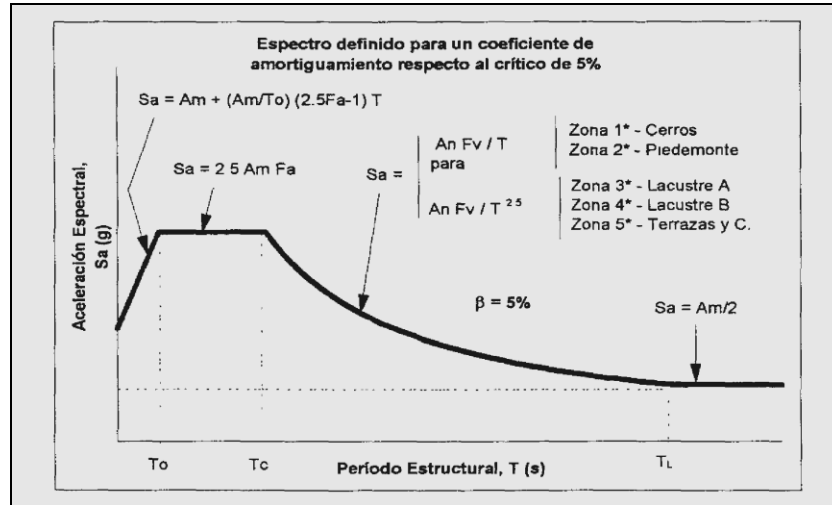
Tabla 29. Coeficientes espectrales para diseño de la Zona 5A.

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN DEL PARÁMETRO	VALOR
T_0	Período Inicial	0.50
T_C	Período Corto	3.00
T_L	Período Largo	5.71
A_m	Aceleración Máxima	0.20
A_n	Aceleración Nominal	0.30
F_a	Factor de Amplificación de la Aceleración	1.00
F_v	Factor de Amplificación de la Aceleración en el intervalo de velocidades constantes	25.98

Fuente: Decreto 193 de 2006.

En función de los parámetros A_m , T_0 , F_a , T e I , se estima la aceleración espectral S_a . I es el coeficiente de importancia de la edificación.

Gráfica 39. Espectro definido para un coeficiente de amortiguamiento respecto al crítico del 5%.



Fuente: Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá – Agosto de 1997 –.

Según la consulta realizada al documento Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá, de agosto de 1997, allí se comenta sobre la ocurrencia de un sismo importante el 16 de marzo de 1644 en el área del Río Tunjuelo, en sus orillas se evidenciaron sendos fenómenos típicos de licuación, como formación de cráteres de arena y la eyección de agua y arena a lo largo de fisuras.

En relación a las fallas geológicas, según el estudio de microzonificación sísmica de Bogotá, son tres las más representativas y son: Bogotá, Tunjuelito y la Cajita. Tienen en común que se trata de fallas de tipo inverso, con una actividad entre moderado y alto.

La falla de Bogotá, al oriente, es del tipo inversa, tiene una longitud de 50Km, de actividad incierta, la tasa de actividad semi-cuantitativa es Baja, el azimut del

buzamiento es 10°E y la magnitud máxima probable se estima en 6.4 grados en la escala de Richter. Por su parte la Falla de La Cajita, al sur, es del tipo Inversa Dextral, tiene una longitud de 35Km, es una falla activa, la tasa de actividad semi-cuantitativa es Intermedia, el azimut del buzamiento es 10°E y la magnitud máxima probable se estima en 6.4 grados en la escala de Richter. La Falla del Río Tunjuelito, al sur, es del tipo Inversa, tiene una longitud de 35Km, es una falla potencialmente activa, la tasa de actividad semi-cuantitativa es Intermedia, el azimut del buzamiento es 5°W y la magnitud máxima probable se estima en 6.4 grados en la escala de Richter. Desde el punto de vista regional, tiene incidencia en la ciudad las fallas de Ibagué y el piedemonte llanero

De acuerdo al Mapa de Zonas Geotécnicas y al Decreto 523-2010, en el sector del proyecto Lucerna se presentan las Zonas de Llanura A y Llanura B, la Zona de Cauces y la Zona Aluvial.

De acuerdo a la norma NSR-10, el perfil del terreno es Tipo F1 (Tabla A.2.4-1 – Clasificación de los perfiles de suelos). En el Anexo 4 se presenta el mapa de microzonificación sísmica de Bogotá.

4.4.1. Análisis de Licuación. Como ya se anotó, la zona donde se implanta el proyecto posee suelos de características especiales de mucho interés desde el punto de vista de susceptibilidad a la licuación (arenas de baja densidad relativa, bajos números (N_{SPT}) en la prueba de campo, baja profundidad del nivel freático,

presencia de fallas geológicas e historial de sismos de magnitudes importantes, entre otras).

Los aspectos enunciados ameritan que se efectúe un análisis del potencial de licuación, en un sector del proyecto, muy cercano al cauce del Río Tunjuelito, que evidencia capas de arenas muy superficiales, con valores de N_{SPT} comprendidos entre 2 y 3, con valores significativos de pasa tamiz 200 (entre 20% y 60%) carentes por completo de finos cohesivos. Este hecho se detectó en cinco (5) de las diecisiete (17) perforaciones, que son las que corresponden al sector sur-oriental del proyecto, las zonas X y Y.

Para evaluar objetivamente el potencial de licuación, se acude a emplear la metodología semiempírica de Seed & Idriss (1971 y 1982), la que se basa en los resultados de ensayos in situ, principalmente la Prueba de Penetración Estándar (SPT). El método plantea que la resistencia de los suelos al fenómeno está en función de dos variables básicas: la primera es la demanda sísmica de la capa de suelo, que es expresada en términos de la relación de tensiones cíclicas (CSR) y la segunda es la capacidad del suelo de resistir la licuación, que se expresa en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR), luego de desarrollar las expresiones de cada una de las dos se establece un factor de seguridad, que es la relación entre la segunda y la primera $FS = CRR / CSR$.

Para establecer la relación de tensiones cíclicas (CSR), los autores de la metodología estableció la siguiente expresión:

$$CSR = \tau_{av} / \sigma'_{vo} = 0.65 * (a_{m\acute{a}x} / g) * (\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) * r_d \text{ Ecuaci3n 4.4.1.1}$$

En donde, τ_{av} es la resistencia promedio al corte, σ_{vo} y σ'_{vo} son los esfuerzos verticales totales y efectivos, respectivamente, $a_{m\acute{a}x}$ es la aceleraci3n pico horizontal en la superficie del terreno causada por el sismo, g es la aceleraci3n de la gravedad y r_d es el coeficiente de reducci3n de tensiones que est3 en funci3n de la profundidad (z); a continuaci3n en la tabla 30 se muestran las expresiones a emplear seg3n la profundidad de an3lisis.

Tabla 30. Valores de r_d en funci3n de la profundidad z .

$r_d = 1,0 - 0,00765 * z$	$z \leq 9,15m$
$r_d = 1,174 - 0,0267 * z$	$9,15m < z \leq 23m$
$r_d = 0,774 - 0,08 * z$	$23m < z \leq 30m$
$r_d = 0,5$	$z > 30m$

Fuente: Tesis Doctoral: An3lisis Comparativo del Fen3meno de Licuaci3n en Arenas. Aplicaci3n a Tumaco (Colombia) - Jes3s R. Garc3a N3ñez 2007-.

La definici3n de la relaci3n de resistencia c3clica (CRR) en funci3n de ensayos in situ como el SPT, es la propuesta por Rauch de la Universidad de Texas:

$$CRR = [1 / (34 - (N_1)_{60})] + [(N_1)_{60} / 135] + [50 / (10 * (N_1)_{60} + 45)^2] - [1 / 200] \text{ Ecuaci3n}$$

4.4.1.2

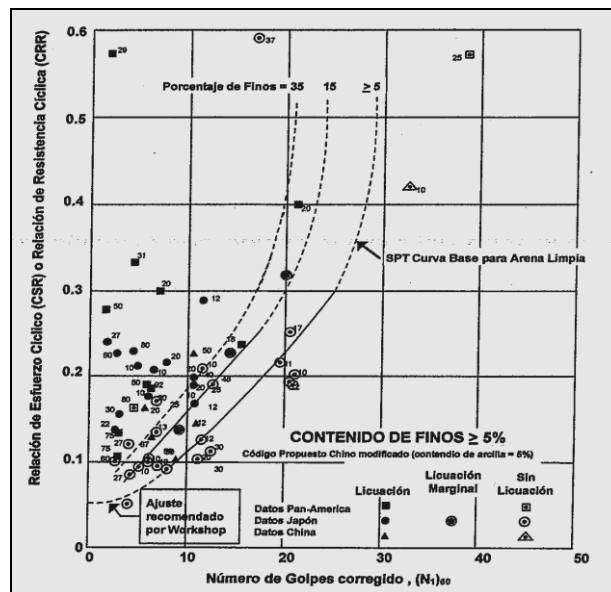
Donde $(N_1)_{60}$ es el n3mero de golpes del ensayo SPT para una energ3a del 60%. Tambi3n 3sta resistencia se denota como $CRR_{7.5}$ cuando es definida para un sismo de magnitud 7.5. La ecuaci3n 4.4.1.2 aplica siempre y cuando $(N_1)_{60}$ sea

menor a 30, si es mayor o igual a 30 se entiende que se trata de una arena limpia muy densa, que por ende no es licuable.

En el Workshop de 1997 (Youd y otros) proponen refinar la curva propuesta por los autores iniciales (Seed & Idriss) con el fin de que las curvas para arenas limpias tengan una mejor consistencia con las curvas desarrolladas a partir de ensayos de CPT (Penetrómetro Dinámico de Cono) y la velocidad de ondas de corte.

La gráfica 40 permite evaluar la licuación en arenas limpias a partir del ensayo de SPT, recomendada por el Workshop de 1997.

Gráfica 40. Curva base recomendada por el Workshop de 1997, para evaluar la licuación en arenas limpias en función de los ensayos de SPT (Youd y otros 2001).



Fuente: Tesis Doctoral: Análisis Comparativo del Fenómeno de Licuación en Arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia) - Jesús R. García Núñez 2007-.

En el mismo evento de 1997, los autores proponen una fórmula para corregir el valor de $(N_1)_{60}$, para el caso de arenas con ciertos contenidos de finos, la cual es:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta * (N_1)_{60} \text{ Ecuación 4.4.1.3}$$

Donde α y β son coeficientes que dependen del contenido de finos, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 31. Valores de los coeficientes en función del contenido de finos.

Contenido de Finos (FC)	α	β
$\leq 5\%$	0	1
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$\exp [1.76 - 190/FC^2]$	$0,99+(FC^{1,5}/1000)$
$FC \geq 35\%$	5	1,2

Fuente: Tesis Doctoral: Análisis Comparativo del Fenómeno de Licuación en Arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia) - Jesús R. García Núñez 2007-.

Interesa saber que también existe otra forma de obtener el valor del número de golpes del ensayo SPT para una energía del 60% $(N_1)_{60}$ cuya expresión es:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \text{ Ecuación 4.4.1.4}$$

Donde N_m es la medida de la resistencia a la penetración estándar, C_N es el factor para normalizar N_m a una tensión efectiva de sobrecarga, C_E es el factor de corrección por la relación de energía del martillo (ER), C_B es el factor de corrección por el diámetro de la tubería, C_R es el factor de corrección por la

longitud del varillaje y C_S es el factor de corrección para muestras con o sin revestimiento.

A continuación se tabulan los factores para diferentes situaciones:

Tabla 32. Valores de los factores de corrección.

Factor	Equipo Disponible	Término	Corrección
Presión de Sobrecarga		C_N	$(P_a / \sigma'_{vo})^{1/2}$
Presión de Sobrecarga		C_N	$C_N \leq 1,7$
Relación de Energía	Donut Hammer	C_E	0,5 - 1,0
Relación de Energía	Safety Hammer	C_E	0,7 - 1,2
Relación de Energía	Automatic trip Donut type Hammer	C_E	0,8 - 1,3
Diámetro de la Tubería	65 - 115	C_B	1
Diámetro de la Tubería	150mm	C_B	1,05
Diámetro de la Tubería	200mm	C_B	1,15
Longitud del Varillaje	< 3m	C_R	0,75
Longitud del Varillaje	3m - 4m	C_R	0,8
Longitud del Varillaje	4m - 6m	C_R	0,85
Longitud del Varillaje	6m - 10m	C_R	0,95
Longitud del Varillaje	10m - 30m	C_R	1,0
Método de Muestreo	Muestra Estándar	C_S	1,0
Método de Muestreo	Muestra con Revestimiento	C_S	1,1 - 1,3

Fuente: Tesis Doctoral: Análisis Comparativo del Fenómeno de Licuación en Arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia) - Jesús R. García Núñez 2007-.

En cuanto al factor C_N se recomienda emplear la fórmula de Kayen y otros 1992.

$$C_N = 2.2 / (1.2 + (\sigma'_{vo} / P_a)) \text{ Ecuación 4.4.1.5}$$

Habiéndose descrito teóricamente el fundamento para el análisis del fenómeno de la licuación en arenas, a continuación se presentan los parámetros básicos que

servieron para realizar el análisis pertinente para el caso que nos ocupa y producto del análisis por el método comentado (Seed & Idriss) sí existe potencial de licuación en un sector del proyecto habitacional que ha de ser tenido en cuenta en la interacción suelo - estructura.

Se asume un sismo de magnitud 6.0, la aceleración máxima esperada es $a_{\text{máx.}} = 0.15g$ y el peso unitario del suelo es de $1.8T/m^3$. Se evalúan los esfuerzos totales y efectivos (σ_{v0} y σ'_{v0}) y los esfuerzos de corte máximo y promedio, $\tau_{\text{máx}}$ y τ_{ave} , respectivamente. El escenario más crítico ocurre entre los 7m y los 11m de profundidad, toda vez que la relación CRR/CSR es menor a la unidad. En este escenario los esfuerzos verticales totales oscilan entre $12,6t/m^2$ y $19,80t/m^2$, en tanto que los esfuerzos verticales efectivos están comprendidos entre $7,10t/m^2$ y $10,30t/m^2$, los esfuerzos cortantes máximos están entre $1,79 t/m^2$ y $2,62t/m^2$ y el esfuerzo cortante medio oscila entre $1,17 t/m^2$ y $1,70 t/m^2$, el factor r_d entre 0,949 y 0,883.

Como resultado de lo anterior, considerando un sismo de magnitud 7.5, los valores de las relaciones de tensiones cíclicas (CSR) son del orden de 0.164 y 0.168, por su parte las relaciones de resistencia cíclica (CRR) son de 0.093. Al conjugar estos dos parámetros se encuentra que el factor de seguridad ($FS = CRR / CSR$) es menor a la unidad, lo cual indica que en este escenario de sismo la licuación es inminente en toda la zona identificada. Ahora bien para un sismo de magnitud 6.0, el más probable, la relación de resistencia cíclica ($CRR_{6.0}$) es de 0.164, en tanto

que la relación de tensiones cíclicas (CSR) permanece constante, de ahí que la zona aferente a los sondeos uno (1) y tres (3) no es susceptible a licuación, en el entendido que el factor de seguridad supera la unidad. Caso contrario ocurre con la zona aferente al sondeo dos (2) donde el factor de seguridad oscila entre 0.97 y 0.99. Así las cosas, sí existe un sector, bien definido en el proyecto, cuyo suelo es susceptible a reducir el esfuerzo vertical efectivo e incrementar la presión intersticial de poros, en el evento de sismo de magnitud 6.0, hecho este preconcebido como licuación.

Como ya se describió en el marco teórico, sección 3.1, las pilas de agregado compacto Geopier Impact, contribuyen ampliamente a mitigar fenómenos de ésta índole. Es por ello que esta ventaja se suma a otras que más adelante se enunciarán, para elegir este método de cimentación y de mejora del terreno como el más idóneo y eficaz.

4.5. ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

Los factores condicionantes para considerar el tipo de cimentación son la capacidad portante del suelo de fundación y los asentamientos. Bajo estas premisas se propusieron tres (3) alternativas.

4.5.1. Cimentación con Pilotes Pre-excavados. Producto del estudio geotécnico, se consideraron seis (6) posibilidades de geometría de pilotes, con diámetros entre 0.50m y 1.20m y longitud efectiva común para todas de 35m; las capacidades de trabajo oscilan entre 135.4ton y 440.5ton. En el escenario crítico

de surgimiento del fenómeno de licuación, como se verá más adelante, es notoria la reducción de la capacidad portante que decrece entre 108.32ton y 352.4ton, es decir esta pérdida de resistencia es del orden del 20%. También se establecieron los módulos de reacción tanto vertical como horizontal, K_v y K_h , respectivamente, para cada propuesta de geometría. El factor de seguridad es en todo caso del orden de 2.5.

Llama la atención que para efectos de estimar la resistencia a carga lateral de los pilotes se recomendó no considerar la interacción suelo – estructura en los primeros 9.0m, toda vez que allí por la presencia de arenas y la injerencia del nivel freático, la resistencia por fricción de los pilotes es nula.

En todos los escenarios de diámetros considerados, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 100 y 120cm, el mayor aporte a la capacidad portante está del lado de la resistencia por fricción. Para cada alternativa de diámetro se analizó la correspondiente resistencia a carga lateral.

La separación mínima entre centros de pilotes es de tres (3) diámetros.

Los asentamientos esperados son del orden de 1.5cm.

4.5.2. Cimentación con Sistema Placa - Pilotes Pre-excavados. Se prevé una placa aligerada de 0.50m de espesor apoyada en el estrato ubicado en la cota - 1.50m, soportada en pilotes pre-excavados de 35m de longitud. La capacidad portante estimada es de $10.89t/m^2$. La hipótesis en cuanto a asumir la carga para

la placa es que ésta asumirá el 20% en tanto que los pilotes lo harán con el 80% de ésta. Los asentamientos esperados son del orden de los 7cm. El módulo de reacción de la placa es de 100ton/m³. Se consideran también seis posibles escenarios de sección transversal de los pilotes, entre 0.50 y 1.20m, la capacidad de trabajo está comprendida entre 120ton y 485.9ton. Se considera una carga de sub-presión de 2ton/m² como quiera que la presencia del nivel freático coincide con el fondo de la placa, no obstante la recomendación de construir un mato drenante en gravilla que conectado al sistema de recolección de aguas lluvias permitirá evacuar los excesos de agua cuando el nivel tienda a incrementarse.

4.5.3. Cimentación con Pilas de Agregado Compacto – Geopier Impact –. Se utilizan pilas de agregado compacto (P.A.C.) como la alternativa más viable, no solo desde el punto de vista de desempeño en términos de capacidad portante, control de asentamientos y como sistema de mejoramiento del suelo ante fenómenos de licuación, sino por la versatilidad de su proceso constructivo, reducción de sobrantes de excavación, nulo requerimiento de concreto y de lodos bentoníticos y ahorros de tiempo y recursos económicos, entre otros.

Conocidas las bondades de las P.A.C., este sistema se ha constituido en la alternativa elegida para cimentar las torres de apartamentos. La fundación puede ser nombrada como un sistema Placa – Pilas de Agregado Compacto (Geopier Impact).

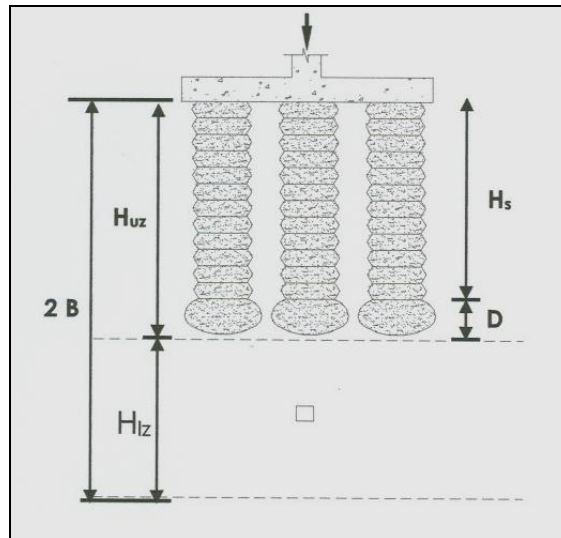
Retomando lo descrito en la sección 3.7, los propósitos de diseñar este sistema de cimentación y mejora del suelo, es apoyar la losa y controlar los asentamientos. No obstante ello, también se pretende prevenir los efectos nocivos de un fenómeno de licuación por sismo, que como ya se comentó, existe el riesgo de su ocurrencia en un sector del proyecto, y densificar el suelo circundante. La presencia de suelos orgánicos tipo turba a profundidades del orden de 20m es también motivo de elección de esta opción.

Las pilas de agregado compacto, por tratarse de una inclusión rígida en el suelo, contribuye a una mejor distribución de las cargas de la superestructura, la que consiste en muros estructurales que transmiten a su vez las cargas a la losa de cimentación.

Los asentamientos totales (S_{tot}) bajo la cimentación se calculan al sumar el asentamiento en la zona de suelo reforzado con los elementos Geopier (S_{uz}) y el asentamiento de la zona bajo el fondo de dichos elementos (S_{lz}).

En la figura 31 se muestra el detalle de cimentación, consistente en una losa apoyada en elementos Geopier (Pilas de Agregado Compacto – P.A.C. –).

Figura 31. Detalle de Fundación para el estimativo de asentamientos.



Fuente: Geopier Foundation Co. Inc. Technical Bulletin No. 6.

Se realiza la siguiente presunción: Si se comparan las pilas con resortes, éstas actúan como resortes rígidos, en tanto que el suelo natural actúa como resortes blandos. Los esfuerzos aplicados a los suelos reforzados se distribuyen en función de la rigidez relativa existente entre el elemento (pila) y el suelo (R_s) y la relación de áreas de reemplazo ó área de cobertura de las pilas (R_a). Una carga puntual Q que se aplica a la cimentación equivale al producto de entre el esfuerzo de contacto (q) y el área de la cimentación (A), que es resistida por los elementos Geopier (Q_g) y por la matriz del suelo (Q_m). Esto aritméticamente hablando es:

$$Q = q * A = (Q_g + Q_m) = (q_g * A_g) + (q_m * A_m) \text{ Ecuación 4.5.3.1}$$

En donde q_g es el esfuerzo aplicado en la parte superior de las pilas, A_g es el área de la sección transversal de la pila y A_m es el área de la matriz de suelo en contacto con el fondo de la cimentación.

Se parte de la hipótesis que la cimentación es rígida, en comparación con el suelo natural; así las cosas, el asentamiento (deformación) de la pila es igual al mismo del suelo. El asentamiento de la cimentación (S) se expresa en términos de la rigidez del elemento (K_g) y de la matriz del suelo (K_m), así:

$$S = (q_g/K_g) = (q /K_m) \text{ Ecuación 4.5.3.2}$$

La expresión que define el valor de q_g es:

$$q_g = q [R_s / (R_a *R_s - R_a+1)] \text{ Ecuación 4.5.3.3}$$

Por su parte,

$$R_s = K_g / K_m \text{ Ecuación 4.5.3.4}$$

El asentamiento en la zona superior (δ_{uz}) entendida como una deformación equivale a:

$$S_{uz} = (\delta_{uz}) = q_g / K_g \text{ Ecuación 4.5.3.5}$$

En cuanto al asentamiento de la parte inferior de la pila, aplican los postulados de Terzaghi y Peck en relación con la teoría de la elasticidad. Los valores de módulos de elasticidad empleados son los logrados mediante ensayos de campo y de laboratorio.

Se asume la hipótesis conservadora según la cual los esfuerzos inducidos en la zona inferior de la pila se estiman empleando las soluciones propias de una cimentación apoyada en un medio elástico semi-infinito.

En los Anexos E y F se presentan los planos de cimentación que detallan las dimensiones y distribución superficial en planta de las pilas de agregado compacto para las torres Z y A, respectivamente, toda vez que son estas las que se han construido.

Es de resaltar que en la zona exterior de las torres se ha previsto construir elementos Geopier para mitigar el probable efecto de licuación. El propósito de estas pilas es la de constituirse en la primera línea de defensa de la cimentación ante esta situación manifiesta.

En la siguiente tabla se resume la cantidad y tipología y dimensiones de las pilas:

Tabla 33. Resumen de la cantidad, tipología y distribución de las pilas en las zonas Z y A.

Zona	Cantidad de Pilas Según la Tipología		Ubicación	Distribución	Separación entre centros - Vertical	Separación entre centros - Horizontal
Z	Compresión	708	En todo el interior de la zona y en los costados occidental y oriental alternadas con las de tracción.	En filas	1,695	1,4645
	Tracción	64	En los bordes externos de los costados oriental y occidental alternadas con las de compresión.	En una sola fila	No aplica	De 2,84m, 2,72m y 2,24m.
	Licuación	144	En los cuatro costados.	Al tres-bolillo	De 1,20m, 1,50m y 3,00m.	De 1,20m, 1,50m y 3,00m.
A	Compresión	288	En todo el interior de la zona y en los costados occidental y oriental alternadas con las de tracción.	En filas	1,695	1,4891
	Tracción	26	En los bordes externos de los costados oriental y occidental alternadas con las de compresión.	En una sola fila	No aplica	De 2,88m, 2,535m y 2,72m.
	Licuación	77	En tres costados.	Al tres-bolillo	De 1,84m, 1,20m y 3,00m.	De 3,00m, 2,40m y 2,70m.

Fuente: Elaboración propia

En relación a las cargas a asumir se tiene:

La presión de contacto en la losa de piso es estimada en 14ton/m^2 (2870psi), en las torres A y Z. La profundidad de desplante de las pilas en la zona A es de 9m y su asentamiento total se estima en 10cm y para los primeros 30 días, tiempo que tarda la construcción de la estructura, es de 3cm.

En el caso de la zona Z, la profundidad de las pilas es de 13m y el asentamiento total será de 12.5cm y en los primeros treinta días se espera un asentamiento del orden de 7.5cm.

4.5.3.1. Factores Condicionantes y Relevantes. A continuación se discuten los principales aspectos que incidieron en la elección de éste novedoso sistema de cimentación y de mejoramiento de suelos.

En primer lugar está el respaldo técnico ofrecido por la firma norteamericana que lo ha patentado (Geopier Foundation Company), quien lo ha desarrollado exitosamente en muchos proyectos (cimentaciones para edificaciones, puentes, tanques de almacenamiento de hidrocarburos, plataformas industriales, plantas de tratamiento de aguas, en parques eólicos para cimentar torres de hélices para la generación de energía eólica, además en situaciones de estabilidad de taludes). Las obras construidas son el indicador más fehaciente del tiempo del cual data la implementación de la técnica, por ello, son más de veinte (20) años de trayectoria lo que asegura su idoneidad y sus bondades. La constante investigación es

gracias a que en cada proyecto se refinan los modelos matemáticos, mediante las pruebas de carga, tanto de compresión como de tracción y el monitoreo de los asentamientos.

El rendimiento constructivo, en términos de metros lineales de pilas por día, supera ampliamente a un sistema de pilotaje pre-excavado. Esto también se traduce en economía, al no requerir concreto, acero de refuerzo, lodos bentoníticos, como tampoco el descabece de pilotes, dados de cimentación, solamente la placa de piso, previo alistamiento de la superficie del terreno, que es común. Así mismo, en cuanto a equipos se requiere el empleo de una retroexcavadora de oruga a la cual se le desmonta el cucharón y se le ensambla el dispositivo de disposición de la grava y el pisón compactador y en el mismo brazo se incorpora la tolva la que a su vez se conecta con el vástago que conduce el agregado hasta la profundidad deseada. El personal operativo, como obreros y ayudantes, es escaso.

Un hecho muy importante lo constituye la mejora del terreno. El perfil estratigráfico no es favorable para las condiciones del proyecto, pero la técnica contribuye a incrementar el grado de compacidad de suelos arenosos muy sueltos y evitar el tener que llegar a estratos inferiores cuya calidad no es la ideal, como el caso de las turbas (Pt). Es por ello que el aporte en la mitigación de la susceptibilidad a la licuación se constituye en un factor preponderante, como quiera que es un sistema de fundación que mejora las propiedades del suelo.

Así las cosas, es la economía, como las bondades de orden técnico, las que incidieron en su implementación, sustentadas gracias a la investigación permanente y el apego fiel a la teoría geotécnica.

4.5.3.2. Diseño de la Alternativa Elementos Geopier Impact. A continuación se enuncian los parámetros de diseño para las zonas A y Z toda vez que son las torres de estas de las que se posee datos, además son las que actualmente están construidas.

Zona A:

Ancho efectivo (B) = 82ft (25m).

Presión de Contacto = 1680 psf (8.2T/m²)

Posición del Nivel Freático = 4.8ft (1.5m)

Peso específico del suelo $\gamma = 120\text{pcf}$ (1.92T/m³)

Módulo de rigidez de los elementos Geopier (K_g) = 275pci (7612T/m²/m)

Módulo de elasticidad de los elementos Geopier (E_g) = 1900.8ksf (9280T/m²)

Módulo de rigidez del suelo (K_m) = 27.5pci (761T/m²/m)

Módulo de elasticidad del suelo (E_m) = 100ksf (448T/m²)

Diámetro de los elementos Geopier = 1.67ft (0.50m)

Área de la sección transversal de los elementos Geopier = 2.19ft² (0.203m²)

Para la zona Superior: Q = 90Kips (90000lb), q = 5ksf (34.72psi), $K_g = 275\text{pci}$, $K_m = 27.5\text{pci}$, $q_g = 20\text{ksf}$ (138.9psi).

Para la zona Inferior: $\phi' = 26^\circ$, $\gamma = 120\text{pcf}$ y profundidad del nivel freático = 4.8' (1.46m).

Tabla 34. Diseño de Elementos Geopier - Zona A.

Espaciamiento centro a centro	Espesor (ft)	Ra	Em (ksf)	Eg (ksf)	Ecomp (ksf)	ΔP (ksf)	S (pulg)
6,5 (ft)	5	0,052	10000	10000	10000	1,41	0,01
	14,8	0,052	200	2000	293	1,22	0,74
	6,5	0,052	150	1500	220	1,04	0,37
1,98 (m)	3,3	0,052	450	2500	556	0,96	0,07
		0,052	0	2000	104	0,94	0
Profundidad (ft)	29,6					Suz (plg)	1,19
Profundidad (m)	9,0					Suz (cm)	3,0

Capa	Espesor (ft)	z (ft)	$\sigma'v$ (psf)	z/B	I_σ	ΔP (ksf)	Em (ksf)	S (pulg)
Impact (D)	31,6	15,8	-	-	-	-	-	-
SM	10	36,6	2408	0,45	0,49	0,82	500	0,2
SM	10	46,6	2984	0,57	0,44	0,74	200	0,44
CL	6,5	54,85	3495	0,67	0,37	0,62	500	0,1
CL-SM-OL	26	71,1	4395	0,87	0,27	0,45	350	0,4
Profundidad (ft)	84,1						Siz (plg)	1,14
Profundidad (m)	25,7						Siz (cm)	2,9

Fuente: Geotecnia y Cimentaciones.

El asentamiento total es: $S_{uz} + S_{iz} = 1.19'' + 1.14'' = 2.33'' = 5.9\text{cm}$

Zona Z:

Ancho efectivo (B) = 82ft (25m).

Presión de Contacto = 1680 psf (8.2T/m^2)

Posición del Nivel Freático = 3.3ft (1.0m)

Peso específico del suelo $\gamma = 120\text{pcf}$ (1.92T/m^3)

Módulo de rigidez de los elementos Geopier (K_g) = 275pci (7612T/m²/m)

Módulo de elasticidad de los elementos Geopier (E_g) = 1900.8ksf (9280T/m²)

Módulo de rigidez del suelo (K_m) = 27.5pci (761T/m²/m)

Módulo de elasticidad del suelo (E_m) = 100ksf (448T/m²)

Diámetro de los elementos Geopier = 1.67ft (0.50m)

Área de la sección transversal de los elementos Geopier = 2.19ft² (0.203m²)

Para la zona Superior: Q = 90Kips (90000lb), q = 5ksf (34.72psi), K_g = 275pci, K_m = 27.5pci, q_g = 20ksf (138.9psi).

Para la zona Inferior: $\phi' = 26^\circ$, $\gamma = 120$ pcf y profundidad del nivel freático = 4.8' (1.46m).

Tabla 35. Diseño de Elementos Geopier - Zona Z.

Espaciamiento centro a centro	Espesor (ft)	Ra	Em (ksf)	Eg (ksf)	Ecomp (ksf)	ΔP (ksf)	S (pulg)
7,0 (ft)	3,3	0,045	10000	10000	10000	1,43	0,01
	16,4	0,045	250	2000	328	1,23	0,74
	19,7	0,045	400	2500	494	0,94	0,45
2,13 (m)	0	0,045	0	2500	112	0,81	0
	0	0,045	0	2000	89	0,81	0
Profundidad (ft)	39,4					Suz (plg)	1,2
Profundidad (m)	12,0					Suz (cm)	3,0

Capa	Espesor (ft)	z (ft)	σ'_v (psf)	z/B	I_σ	ΔP (ksf)	Em (ksf)	S (pulg)
Impact (D)	41,4	20,7	-	-	-	-	-	-
SM	13,3	48,05	2974	0,59	0,42	0,71	250	0,45
CL	10	59,7	3645	0,73	0,34	0,57	600	0,11
CL-OL	16,5	72,95	4408	0,89	0,26	0,44	300	0,29
CL	3,3	82,85	4978	1,01	0,22	0,37	500	0,03
Profundidad (ft)	84,5						Slz (plg)	0,88
Profundidad (m)	25,8						Slz (cm)	2,2

Fuente: Geotecnia y Cimentaciones.

El asentamiento total es: $S_{uz} + S_{lz} = 1.2'' + 0.88'' = 2.08'' = 5.2\text{cm}$

Para garantizar el módulo de rigidez (k_g) y el módulo de elasticidad (E_g) de los elementos Geopier, el agregado para construirlas es triturado limpio de gradación abierta y de tamaño máximo $\frac{3}{4}''$ (19.05mm).

Para estimar la capacidad portante de la losa de cimentación, se asume la hipótesis de una zapata rectangular de ancho $B = 82\text{ft}$ (25m). Los parámetros para establecer dicha capacidad de soporte son:

$$C = 2.4\text{Ton/m}^2$$

$$\phi = 10^\circ$$

$$\gamma = 1.6\text{Ton/m}^2$$

$$Z = 1.50\text{m}$$

$$NF = 1.50\text{m}$$

$$B/L = 0.5$$

$$FS = 3.0$$

$$q = 2.4\text{Ton/m}^2$$

$$q_0 = CN_c + qN_q + \gamma BN_\gamma/2$$

$$q_a = q_0 / FS$$

Hansen: $N_c = 8.34$. $N_q = 2.47$. $N_\gamma = 0.39$. $q_0 = 33.23\text{Ton/m}^2$. $q_a = 11.08\text{Ton/m}^2$.

Vesic: $N_c = 8.34$. $N_q = 2.47$. $N_\gamma = 1.22$. $q_0 = 39.98\text{Ton/m}^2$. $q_a = 13.33\text{Ton/m}^2$.

4.6. COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS.

4.6.1. Comparación Técnica. A continuación se realiza el paralelo entre los tres sistemas de fundación concebidos para el proyecto. Son notables las ventajas que oferta el sistema Geopier, entre otras, posee un sustento técnico producto de la vasta experiencia en obras de todo tipo.

Tabla 36. Análisis técnico comparativo entre alternativas de cimentación.

Comparación Técnica entre Alternativas de Cimentación		
Pilas de Agregado Compacto Geopier Impact	Pilotes Pre-excavados	Sistema Placa - Pilote
Incrementan la densidad relativa del suelo natural circundante. Además es un sistema de fundación, por tratarse de una inclusión rígida.	Es un sistema de fundación, pero no de mejoramiento del terreno.	
Requieren menor longitud en profundidad, entre 9m y 13m.	La profundidad mínima es de 30m.	La profundidad mínima de los pilotes es también 30m. El espesor de la placa es de 0.50m.
Están concebidas para trabajar mejor a fricción, más que de punta.	Trabajan por fricción y por punta.	Trabajan por fricción y por punta. No hay certeza de la fracción de carga asumida por cada elemento estructural.
La magnitud de los asentamientos es baja.	La magnitud de los asentamientos es importante.	
Contribuyen a mitigar fenómenos de licuación por sismo.	Su contribución ante fenómenos de licuación por sismo es limitada.	
Resisten cargas laterales y de tensión. Esta última cuando se les provee de barras de acero unidas en el fondo de la pila por un plato; las barras se integran al acero de la losa.	Resisten cargas laterales y de tensión.	
Las pilas que trabajan a compresión no requieren acero de refuerzo.	Requieren acero de refuerzo cuya configuración es en canastilla, integrado a los dados.	Requieren acero de refuerzo cuya configuración es en canastilla, integrado a la placa.
No requieren de grandes profundidades, por su reducida longitud, pero sí se requiere un gran número de ellas en toda la superficie del lote.	Si se requieren de grandes profundidades, por su gran longitud, pero no es necesario un gran número de ellos en toda la superficie del lote.	Los pilotes si requieren de grandes profundidades, por su gran longitud, también es necesario un gran número de ellos en toda la superficie del lote.
Es viable realizar pruebas de compresión, tracción y resistencia al arranque, pero no de resistencia lateral.	Es viable realizar pruebas de compresión, tracción y resistencia al arranque y de resistencia lateral.	
Se constituyen en un mecanismo de drenaje vertical que acelera la consolidación.	No son un mecanismo de drenaje ni de disipación de presiones de poros. El proceso de consolidación requiere de más tiempo.	

Fuente: Elaboración Propia.

4.6.2. Comparación Constructiva. Otro aspecto que vale la pena equiparar es relación al proceso constructivo, donde también son evidentes las ventajas del nuevo sistema.

Tabla 37. Análisis constructivo comparativo entre alternativas de cimentación.

Comparación Constructiva entre Alternativas de Cimentación		
Pilas de Agregado Compacto Geopier Impact	Pilotes Pre-excavados	Sistema Placa - Pilote
No requiere perforación previa. A medida que avanza el dispositivo, mediante vibrado, desplaza el suelo lateralmente y el orificio lo sostiene el vástago.	Necesita excavación previa y sostenimiento de la perforación con lodos bentoníticos.	Necesita excavación previa y sostenimiento de la perforación con lodos bentoníticos.
No hay desalojo de material por ende no hay disposición final en botaderos.	Si hay desalojo de material, por tanto hay necesidad de disponer sobrantes de excavación en botaderos.	Si hay desalojo de material, por tanto hay necesidad de disponer sobrantes de excavación en botaderos.
En cuanto a maquinaria y equipos se necesita: retroexcavadora de orugas a la que se le acopla la tolva de alimentación, el balde de deposición provisto del pisón compactador; un minicargador y volquetas y formaletas.	En cuanto a maquinaria y equipos se necesita: piloteadora, camión mezclador, minicargador, volquetas, depósitos para lodos, bomba de lodos y formaletas para los dados. Equipo neumático de demolición (martillo)	En cuanto a maquinaria y equipos se necesita: piloteadora, camión mezclador, minicargador, volquetas, depósitos para lodos, bomba de lodos y formaletas para la placa. Equipo neumático de demolición (martillo).
Es necesario el alistamiento del terreno y una capa en material granular seleccionado entre las pilas y la losa.	Solo se necesita el descapote.	Es necesario el alistamiento del terreno y una capa en material granular seleccionado entre las pilas y la losa.
No es necesario acondicionar la parte superior de las pilas. En el caso de pilas de tracción el acero se lleva hasta la superficie y luego se corta para dejarse embebido en la losa de cimentación.	Los pilotes deben ser descabezados para retirar la parte superior contaminada y descubrir el refuerzo para su conexión con el acero de los dados.	Los pilotes deben ser descabezados para retirar la parte superior contaminada y descubrir el refuerzo para su conexión con el acero de la placa.
Su proceso constructivo es rápido, los rendimientos son mayores.	Su proceso constructivo demanda mucho tiempo, los rendimientos son menores.	

Fuente: Elaboración Propia.

4.6.3. Comparación Ambiental. Este aspecto es muy relevante toda vez que la depositación de sobrantes de excavación siempre es compleja por la no admisión de estos materiales en los botaderos y/o escombreras.

Tabla 38. Análisis ambiental comparativo entre alternativas de cimentación.

Comparación Ambiental entre Alternativas de Cimentación		
Pilas de Agregado Compacto Geopier Impact	Pilotes Pre-excavados	Sistema Placa - Pilote
No se emplean lodos bentoníticos ni poliméricos.	Si se emplean lodos bentoníticos y poliméricos para el sostenimiento de las paredes de las excavaciones.	
No hay sobrantes de excavación, salvo los que son productos del descapote.	Si hay sobrantes de excavación. Es necesario el acopio, cargue, transporte y disposición final en botaderos autorizados.	
El sitio de las obras es más limpio y ordenado.	En el sitio de las obras se aprecia suciedad por la extracción de suelo y el arrojado de líquidos y la necesidad de muchos equipos de construcción.	
No hay requerimientos de cemento y muy poco de acero.	Hay más requerimientos de cemento y de acero.	
Si necesita de agregados pétreos (triturado) pero no de arenas.	Si necesita de agregados pétreos (triturado) y además arenas para la mezcla de concreto.	
No requiere el consumo de agua, todo el proceso es en seco.	Si es necesario el consumo de agua, para la mezcla de concreto y para activar los lodos.	
Se pueden emplear agregados pétreos reciclados.	No permiten el empleo de materiales pétreos reciclados.	
Los niveles de ruido son bajos	Los niveles de ruido son muy altos	
El consumo de combustible de las máquinas y equipos es reducido.	El consumo de combustible de las máquinas y equipos es alto, por requerirse más tiempo de empleo de estos.	

Fuente: Elaboración Propia.

4.6.4. Comparación Económica. Este aspecto cobra vital importancia en un proyecto de vivienda de interés social, en el entendido que cualquier ahorro de dinero se reinvierte en mejorar cualitativamente los acabados para un mejor confort de los propietarios. Esta comparación se hace solamente entre dos alternativas, en razón a que la cimentación con pilotes no se evaluó. El ahorro por

cada torre es de \$712.600.000, en total como son cinco torres el ahorro es de \$3.563.000.000.

Tabla 39. Análisis económico comparativo entre alternativas de cimentación.

Comparación Económica entre Alternativas de Cimentación	
Pilas de Agregado Compacto Geopier Impact	Sistema Placa – Pilote
El costo de la cimentación por cada torre típica es de \$2.731.400.000	El costo de la cimentación por cada torre típica es de \$3.444.000.000

Fuente: Elaboración Propia.

Los ítems que cuentan para esta deducción tan significativa son: materiales (concretos y aceros de refuerzo), transportes, mano de obra, equipos y rendimientos.

4.6.5. Recursos Humanos y Técnicos. No se requiere para esta novedosa alternativa, personal obrero y operarios muy adiestrados, como tampoco equipos sofisticados. La única salvedad es requerir los aditamentos básicos para la retroexcavadora (vástago, tolva, balde de carga y pisón compactador).

4.6.6. Ventajas. Se pueden enunciar como ventajas de ésta tecnología las siguientes:

- Elementos de mayor resistencia y rigidez, por tratarse de una inclusión rígida; no comparable con la técnica de columnas de grava.
- Se logran mejores controles de asentamientos.

- Se incrementa la capacidad portante del suelo de fundación por efecto de la compresión que genera la pila a su alrededor.
- Las condiciones de apoyo de la estructura son más estables.
- La tecnología aplica para una variedad amplia de estructuras.
- Las Pilas de Agregado Compactado resisten cargas a tensión y compresión.

4.6.7. Desventajas. Un aspecto desfavorable es posiblemente que por el probable fenómeno de licuación, desde el punto de vista estructural, se plantea la hipótesis de no reconocer la interacción suelo – estructura en los primeros nueve (9) metros de profundidad. Por otra parte se requiere de agregados pétreos provenientes de trituración, lo cual hace muy selectiva su aceptación.

4.7. EL PROCESO CONSTRUCTIVO

A continuación se describe el procedimiento constructivo secuencialmente:

- Luego de realizar las labores de desmote y limpieza y hallar un suelo aceptable, se extiende el material granular de base, similar a una sub-base granular, se conforma y compacta a la densidad mínima establecida (95% del P.M.) para establecer la capa en el espesor de diseño.
- Sobre la capa nivelada se cimbran los ejes y bordes de cada torre y en función de la separación entre pilas, se lleva a cabo la perforación de manera similar como si se tratara de un pilote pre-excavado. La perforación permite auscultar

el suelo extraído; de éste modo se garantiza que las pilas estabilizan el suelo inestable.

- Se compacta una primera capa de agregado en el fondo de la excavación para conformar la primera sección de la pila.
- Se disponen y compactan capas sucesivas de material granular hasta llegar a la superficie. El agregado se dispone en capas de espesor pequeño, del orden de 0.50m y se compacta con energía suministrada por el apisonador que a su vez es accionado por una máquina retroexcavadora a la que se acopla el mecanismo. El efecto de la compactación es la alta densificación del agregado que produce un elemento de alta resistencia y rigidez. El diámetro de la pila oscila entre 0.40m y 0.60m. La longitud de la pila está en función de las necesidades del proyecto en cuanto a las cargas a disipar en profundidad.
- El efecto de la compactación del agregado en cada capa, obliga al suelo a replegarse lateralmente y por ende mejora su densidad relativa, su resistencia y sus características de deformabilidad. El efecto logrado es el acoplamiento suelo – agregado.

En relación a la Maquinaria y el Equipo de instalación, en primera instancia se emplea una máquina de perforación que provea suficiente torque para perforar la cavidad de diámetro de diseño hasta la profundidad prevista. Posteriormente, para las labores de vertimiento y compactación del agregado, se emplea una retroexcavadora acondicionada para el fin, dotada de un pisón un también puede

emplearse un martillo hidráulico. También se requiere el empleo de minicargadores para el cargue y vertido del agregado dentro de la perforación o en la tolva adosada a la retroexcavadora. El uso de volquetas es solamente para el transporte del agregado pétreo desde la planta de trituración hasta la obra.

Los rendimientos diarios se estimaron en 80ml de pila, es decir, diez pilas por jornada de trabajo.

5. RESULTADOS DE PRUEBAS DE CAMPO

5.1. PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA (COMPRESIÓN)

El día nueve de septiembre del año 2012 se llevó a cabo la prueba de carga en una de las pilas de la zona A. El esfuerzo de diseño es de 10200psf (70.83psi). El montaje para el ensayo es el que se emplea para los mismos propósitos en el caso de pilotes de concreto reforzado. En la fotografías 5.3.11 y 5.3.12 se aprecia la estructura, el sistema de carga y los dispositivos de registro de carga y deformación.

5.1.1. Análisis de Resultados. En la tabla 40 se registran los valores incrementales de carga aplicada hasta el 150% de la carga de diseño y luego ésta decrece (proceso de descarga). Para cada valor de carga es registrada su deformación correspondiente. En función del esfuerzo aplicado y la deformación causada, es medido el módulo de reacción de la pila.

Al graficar los valores Stress Applied (esfuerzo aplicado) versus Deflection (deflexión) en las etapas de carga y descarga, la curva obtenida es similar a una de consolidación, hecho que demuestra el comportamiento elasto-plástico de las pilas de agregado compacto (ver gráfica 41).

5.1.2. Validez de las Hipótesis de Diseño. Para una pila de agregado compacto de 20" (50.8cm) de diámetro y 24.61pie (7.50m) de longitud, según el diseño,

deberá soportar una presión de contacto de 10200psf (70.83psi) y una carga puntual de 22252lb (10.1ton), evidencia con esta prueba que puede soportar una presión de 15300psf (106.25psi) y una carga puntual de 33379lb (15.14ton). En relación a las deformaciones, éstas muestran un material que acumula deformación directamente proporcional a la carga impuesta, pero cuando ésta carga decrece el material se recupera, pero no por la misma ruta, por tanto su comportamiento es plástico. Por otra parte al analizar lo ocurrente con el módulo de reacción de la pila, según el diseño, éste es de 275pci, pero en función del esfuerzo máximo aplicado y su correspondiente deformación, este es de 266pci. Es claro que interesa conocer cuál es el módulo de reacción real para las condiciones de carga mínima, que es de 10200psf y este valor es de 356pci, que es 129.5% más que el de diseño.

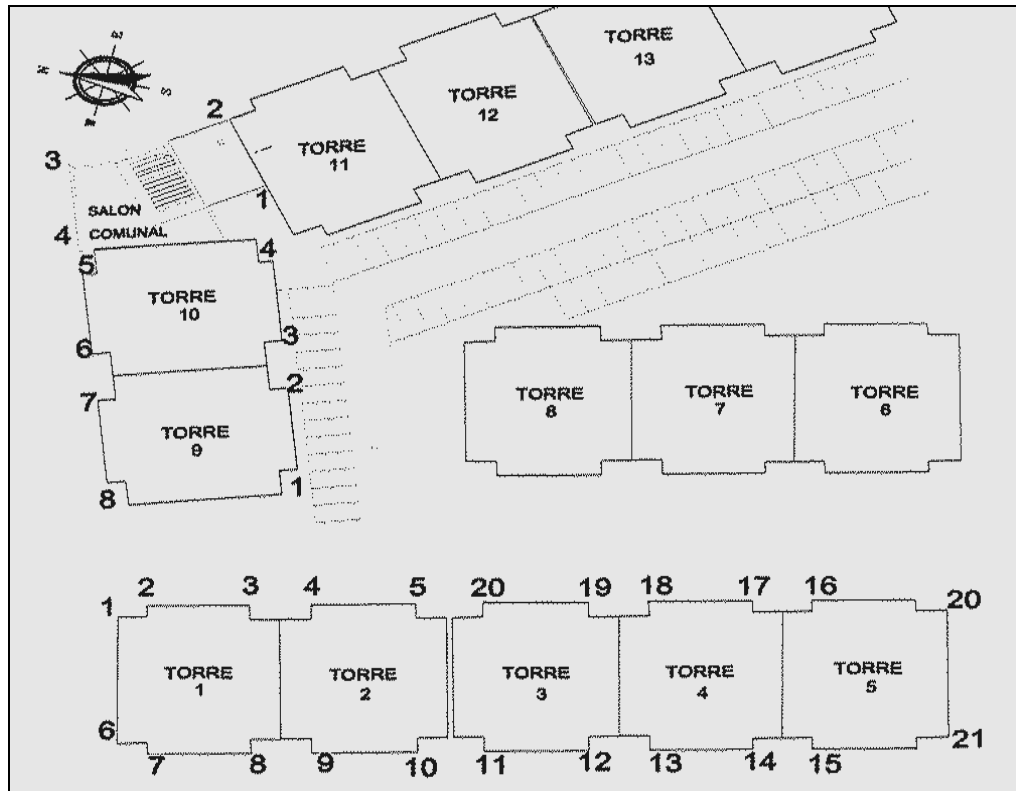
5.2. CONTROL DE LOS ASENTAMIENTOS

5.2.1. Análisis de Resultados de Registros en Campo. En la zona Z (Torres No. 1, 2, 3, 4 y 5) se analizan trece (13) puntos a saber (1, 3, 4, 6, 9, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17 y 18), toda vez que son los que poseen los registros de asentamiento más consistentes y completos desde el inicio del seguimiento.

El sistema de medición es topográfico, empleándose nivel de precisión y mira.

En la figura 32 se aprecia la localización de los puntos de control en las torres de los sectores A y Z.

Figura 32. Localización de los puntos de control topográfico.



Fuente: Geotecnia y Cimentaciones.

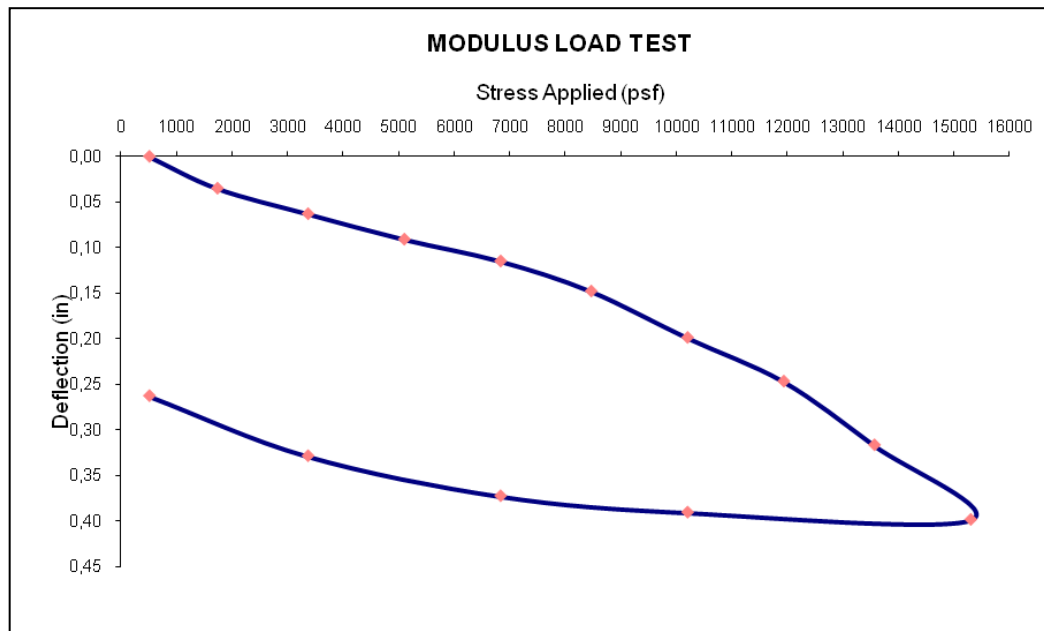
En las tablas 41 a 60 se registran los valores de asentamiento en función del tiempo y la velocidad expresada en cm/mes. Así mismo, son presentadas las gráficas Asentamiento (cm) versus Tiempo (meses) en las que se aprecia la tendencia de estabilidad del asentamiento luego de varios meses de seguimiento al comportamiento de los puntos de control establecidos para las torres de las zonas A y Z, la primera en proceso constructivo y la segunda ya habitada, ver gráficas 41 a 73.

Tabla 40. Resultados de la prueba de carga.

Ram Load (Kips)	Applied Stress (psf)	Percent Design Stress (%)	Total Deflection (in)	Geopier Modulus (pci)
1,1	510	5	0,000	0
3,8	1734	17	0,035	344
7,4	3366	33	0,063	371
11,2	5100	50	0,091	389
15	6834	67	0,115	413
18,6	8466	83	0,148	397
22,4	10200	100	0,199	356
26,2	11934	117	0,247	336
29,7	13566	133	0,317	297
33,5	15300	150	0,399	266
22,4	10200	100	0,391	181
15	6834	67	0,373	127
7,4	3366	33	0,329	71
1,1	510	5	0,263	13

Fuente: Equipos y Cimentaciones

Gráfica 41. Esfuerzo vs Deformación de la prueba de carga



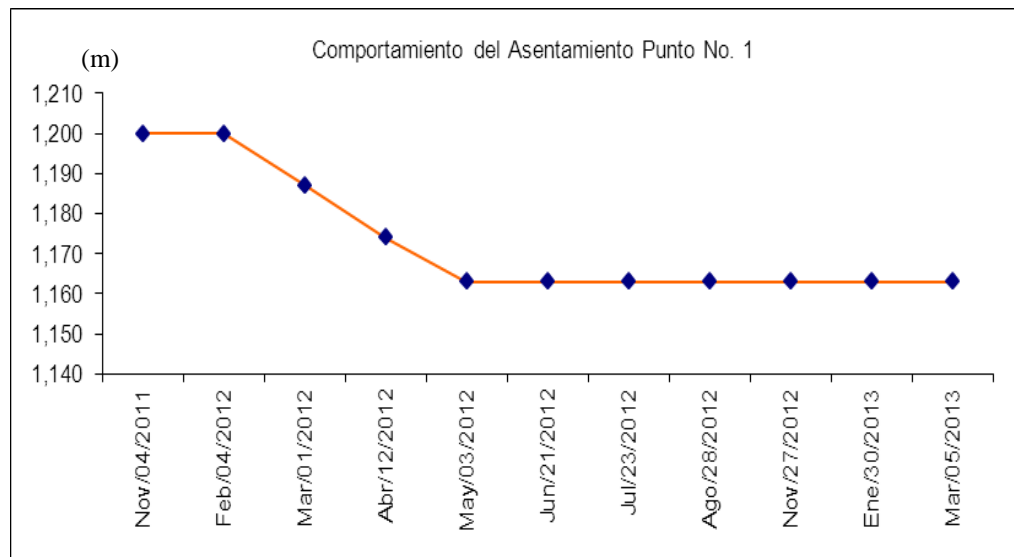
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 41. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 1 - Zona Z.

PUNTO No. 1: - Torre 1 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Nov/04/2011	1,200	0,0	-3,70	0,00	0,23
	Feb/04/2012	1,200	-1,3		1,30	
	Mar/01/2012	1,187	-1,3		1,30	
	Abr/12/2012	1,174	-1,1		1,10	
	May/03/2012	1,163	0,0		0,00	
	Jun/21/2012	1,163	0,0		0,00	
	Jul/23/2012	1,163	0,0		0,00	
	Ago/28/2012	1,163	0,0		0,00	
	Nov/27/2012	1,163	0,0		0,00	
	Ene/30/2013	1,163	0,0		0,00	
	Mar/05/2013	1,163				

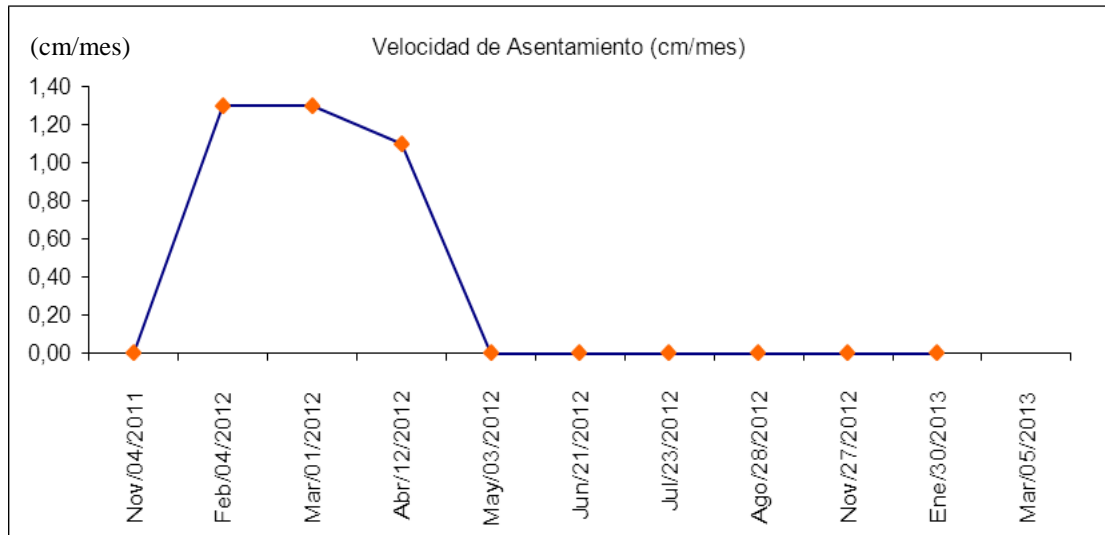
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 42. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 1 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 43. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 1 - Zona Z.



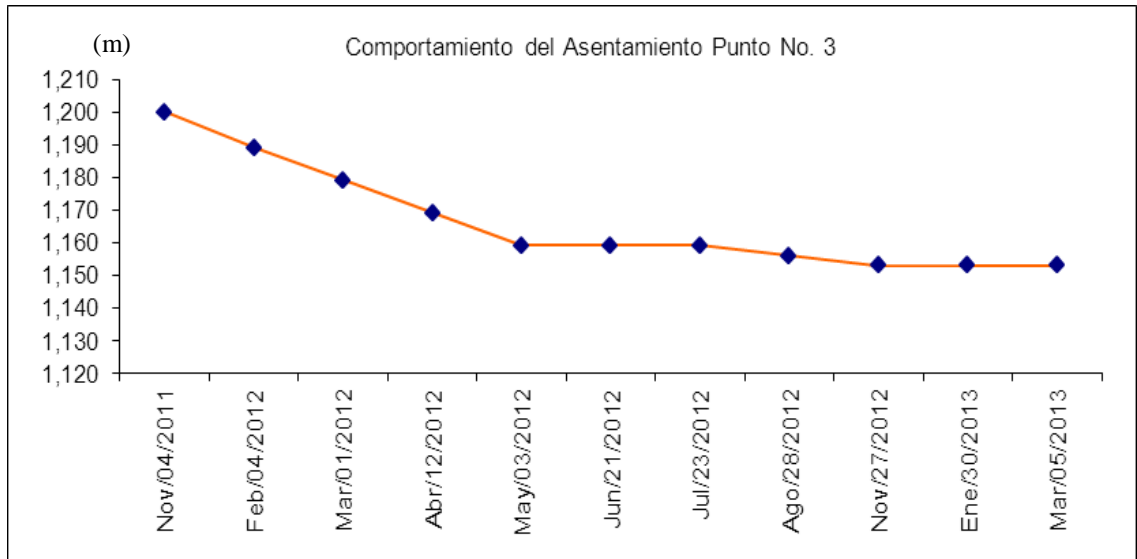
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 42. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 3 - Zona Z.

PUNTO No. 3 - Torre 1 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Nov/04/2011	1,200	-1,1	-4,70	0,37	0,29
	Feb/04/2012	1,189	-1,0		1,00	
	Mar/01/2012	1,179	-1,0		1,00	
	Abr/12/2012	1,169	-1,0		1,00	
	May/03/2012	1,159	0,0		0,00	
	Jun/21/2012	1,159	0,0		0,00	
	Jul/23/2012	1,159	-0,3		0,30	
	Ago/28/2012	1,156	-0,3		0,10	
	Nov/27/2012	1,153	0,0		0,00	
	Ene/30/2013	1,153	0,0		0,00	
	Mar/05/2013	1,153				

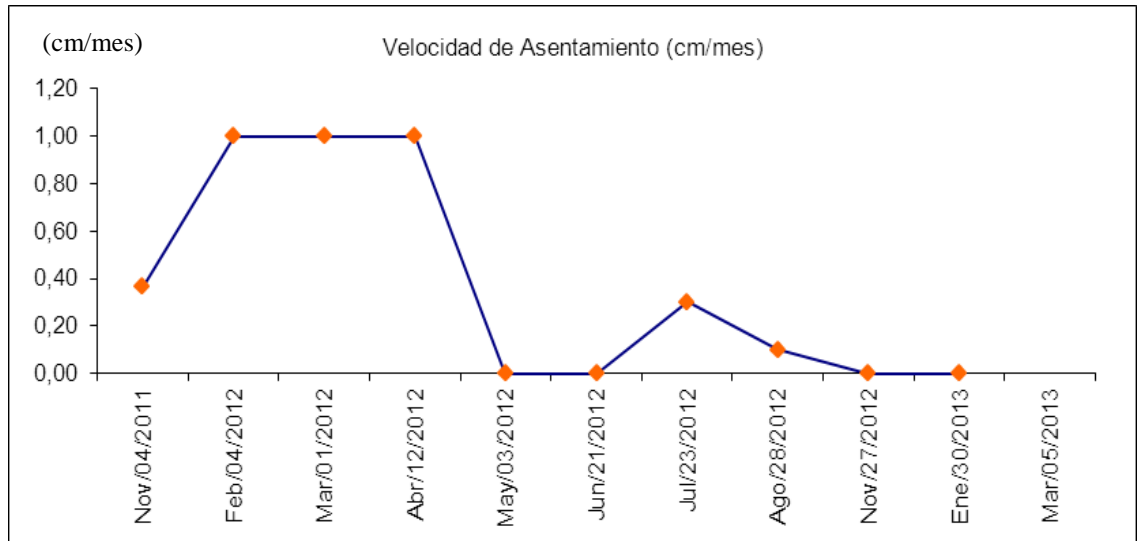
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 44. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 3 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 45. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 3 - Zona Z.



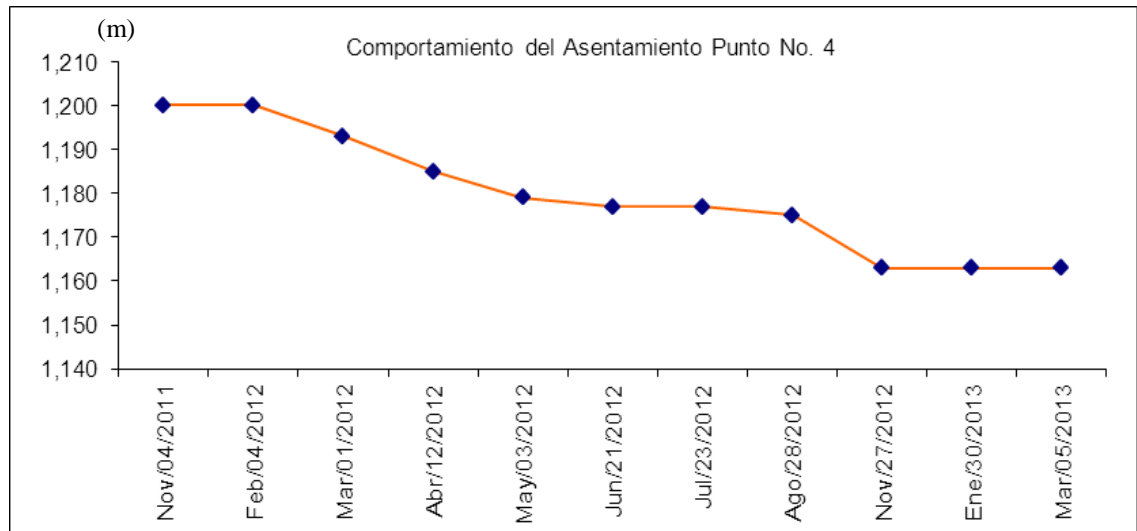
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 43. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 4 - Zona Z.

PUNTO No. 4 - Torre 1 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
<i>Marca Inicial</i>	Nov/04/2011	1,200	0,0	-3,70	0,00	0,23
	Feb/04/2012	1,200	-0,7		0,70	
	Mar/01/2012	1,193	-0,8		0,80	
	Abr/12/2012	1,185	-0,6		0,60	
	May/03/2012	1,179	-0,2		0,20	
	Jun/21/2012	1,177	0,0		0,00	
	Jul/23/2012	1,177	-0,2		0,20	
	Ago/28/2012	1,175	-1,2		0,40	
	Nov/27/2012	1,163	0,0		0,00	
	Ene/30/2013	1,163	0,0		0,00	
	Mar/05/2013	1,163				

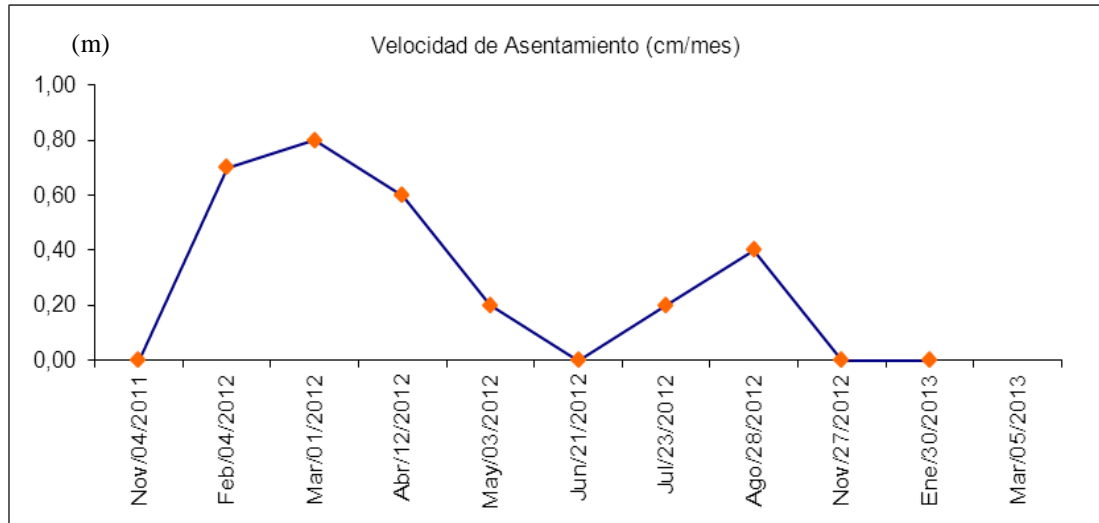
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 46. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 4 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 47. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 4 - Zona Z.



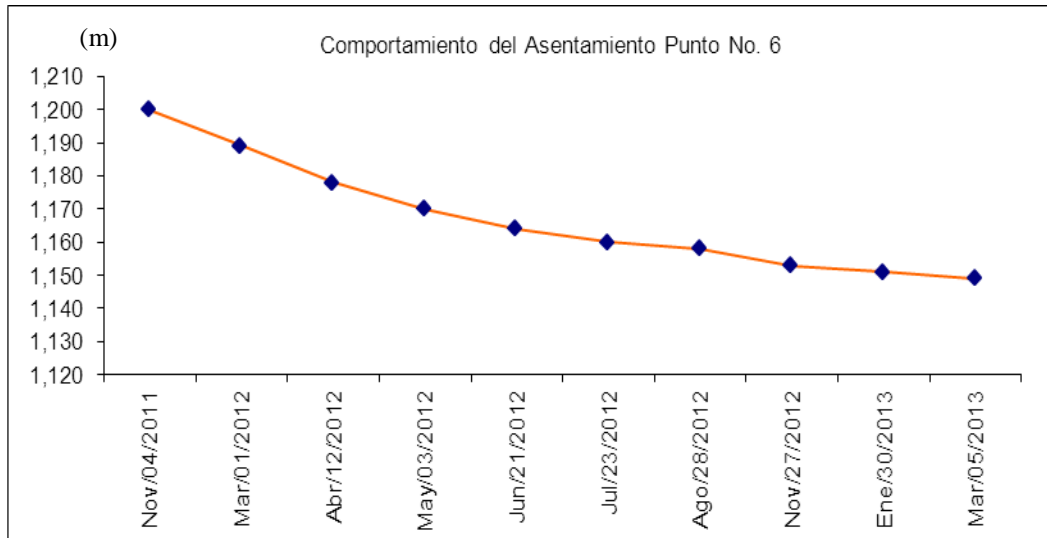
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 44. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 6 - Zona Z.

PUNTO No. 6 - Torre 1 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Nov/04/2011	1,200	-1,1	-5,10	0,27	0,32
	Mar/01/2012	1,189	-1,1		1,10	
	Abr/12/2012	1,178	-0,8		0,80	
	May/03/2012	1,170	-0,6		0,60	
	Jun/21/2012	1,164	-0,4		0,40	
	Jul/23/2012	1,160	-0,2		0,20	
	Ago/28/2012	1,158	-0,5		0,17	
	Nov/27/2012	1,153	-0,2		0,10	
	Ene/30/2013	1,151	-0,2		0,10	
	Mar/05/2013	1,149				

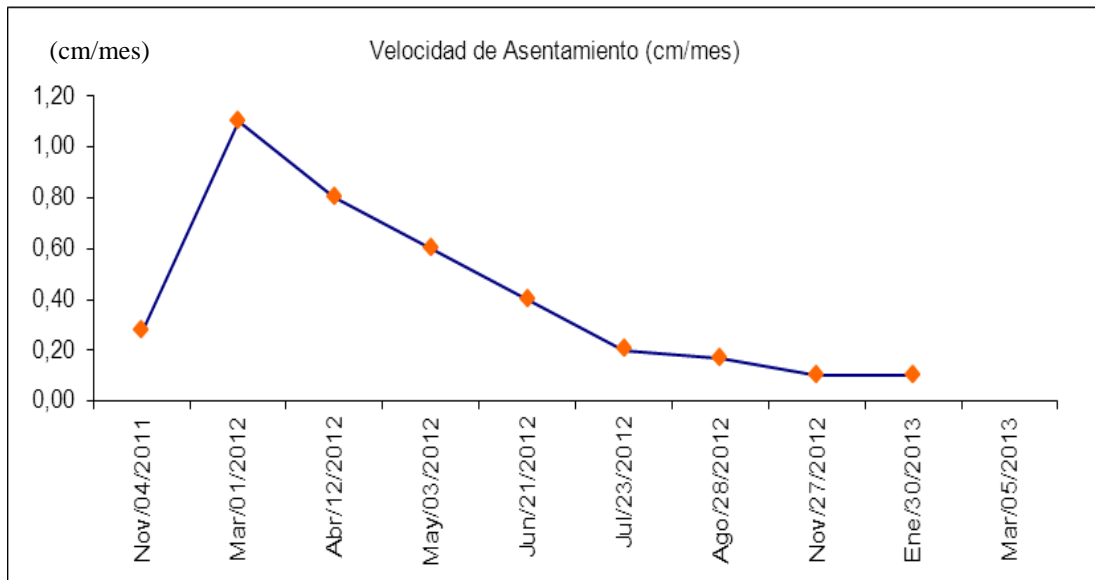
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 48. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 6 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 49. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 6 - Zona Z.



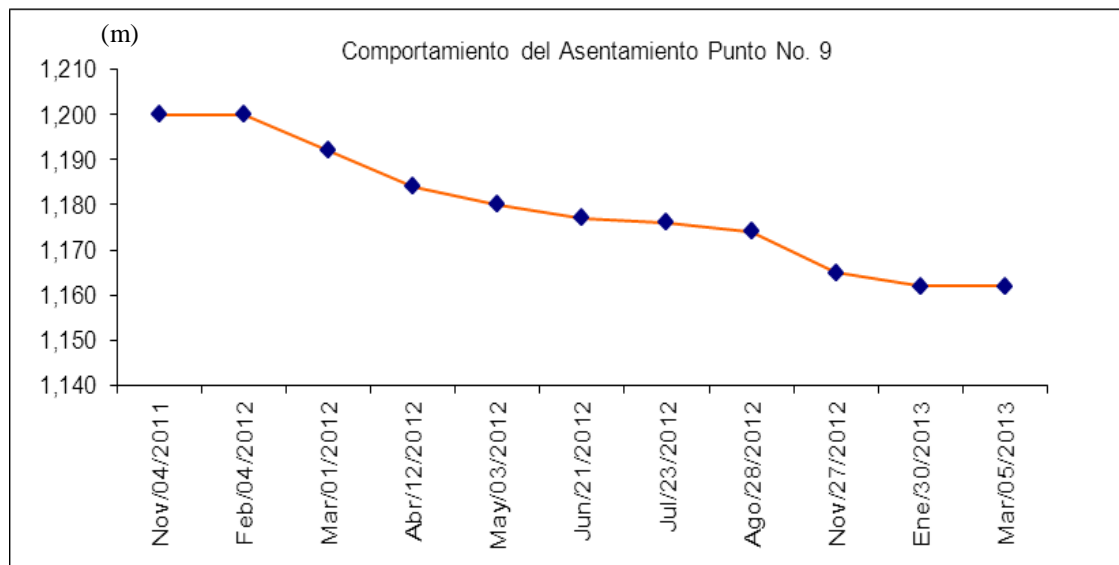
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 45. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 9 - Zona Z.

Punto No. 9 - Torre 2 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Nov/04/2011	1,200	0,0	-3,80	0,00	0,24
	Feb/04/2012	1,200	-0,8		0,80	
	Mar/01/2012	1,192	-0,8		0,80	
	Abr/12/2012	1,184	-0,4		0,40	
	May/03/2012	1,180	-0,3		0,30	
	Jun/21/2012	1,177	-0,1		0,10	
	Jul/23/2012	1,176	-0,2		0,20	
	Ago/28/2012	1,174	-0,9		0,30	
	Nov/27/2012	1,165	-0,3		0,15	
	Ene/30/2013	1,162	0,0		0,00	
	Mar/05/2013	1,162				

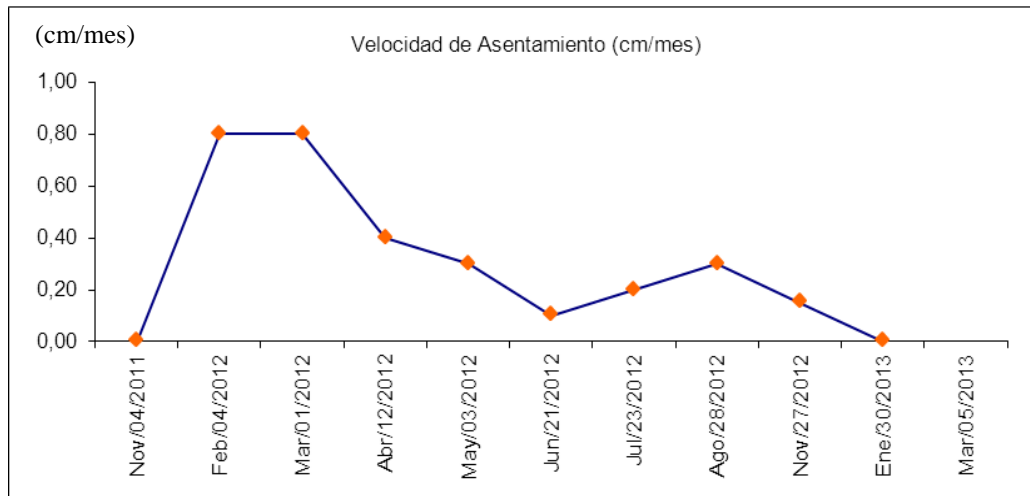
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 50. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 9 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 51. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 9 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

A continuación se presentan los datos de magnitud de los asentamientos y las velocidades, para cada punto citado.

Al analizar estadísticamente los datos de asentamiento y velocidad del mismo, los resultados son:

Para los Asentamientos: De acuerdo a las medidas estadísticas de posición (Media Aritmética, Rango, Mediana y Moda) se tiene: El asentamiento medio es de 4.12cm, el rango de magnitudes oscila entre 3.7cm y 5.1cm, valores mínimo y máximo, respectivamente; la mediana es 3.9cm y la moda la comparten dos valores, 3.7cm y 3.9cm.

Por otra parte, según las medidas de dispersión (Recorrido, Desviación Estándar, Varianza y Coeficiente de Variación) sus valores son: El recorrido, entendido como

la diferencia entre los valores máximo y mínimo es 1.4cm; la desviación estándar es de 0.46cm; la varianza es 0.23cm y el coeficiente de variación es 9.0.

Para la Velocidad de Asentamiento: De acuerdo a las medidas estadísticas de posición (Media Aritmética, Rango, Mediana y Moda) se tiene: la velocidad media de asentamiento es de 0.29cm/mes, el rango de magnitudes oscila entre 0.23cm/mes y 0.38cm/mes, valores mínimo y máximo, respectivamente; la mediana es 0.30cm/mes y la moda es también 0.30cm/mes.

Por otra parte, según las medidas de dispersión (Recorrido, Desviación Estándar, Varianza y Coeficiente de Variación) sus valores son: El recorrido, entendido como la diferencia entre los valores máximo y mínimo es 0.15cm/mes; la desviación estándar es de 0.04cm/mes; la varianza es 0.002cm/mes y el coeficiente de variación es 7.35.

Las gráficas *Asentamiento versus Tiempo*, muestran una tendencia a estabilizarse con el paso de los meses, como quiera que las unidades de vivienda de este bloque de torres han sido habitadas. La curvas *Velocidad de Asentamiento versus Tiempo* indican velocidades iniciales altas entre los meses uno y cuatro, generalmente, pero estas decaen con tendencia a cero.

En la zona A (Torres No. 9 y 10) se analizan siete (7) puntos a saber (1, 2, 3, 4, 6, 7 y 8), toda vez que son los que poseen los registros de asentamiento más consistentes y completos desde el inicio del seguimiento.

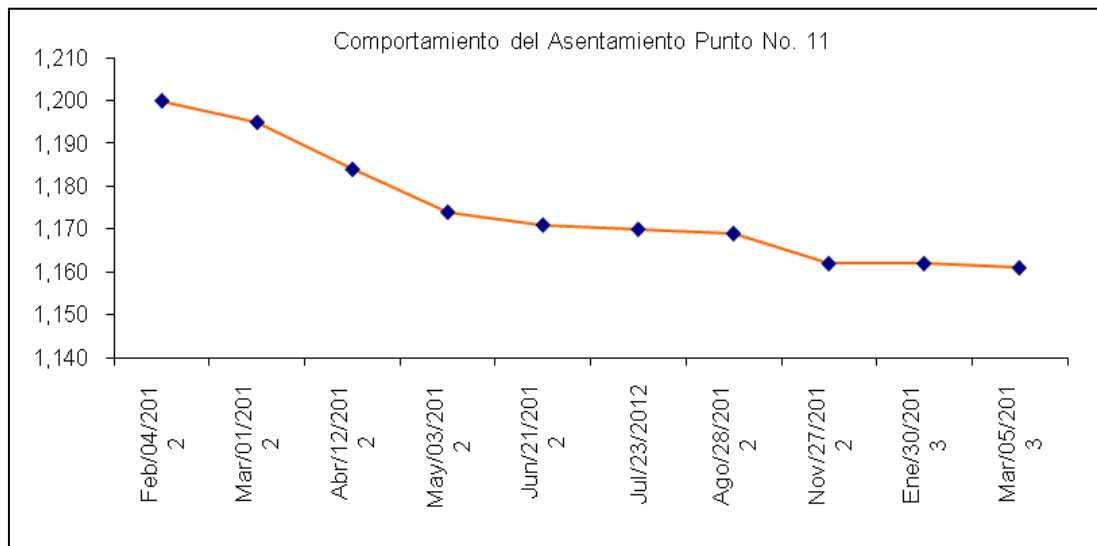
A continuación se presentan los datos de magnitud de los asentamientos y las velocidades, para cada punto citado.

Tabla 46. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 11 - Zona Z.

Punto No. 11 - Torre 3 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
<i>Marca Inicial</i>	Feb/04/2012	1,200	-0,5	-3,90	0,50	0,30
	Mar/01/2012	1,195	-1,1		1,10	
	Abr/12/2012	1,184	-1,0		1,00	
	May/03/2012	1,174	-0,3		0,30	
	Jun/21/2012	1,171	-0,1		0,10	
	Jul/23/2012	1,170	-0,1		0,10	
	Ago/28/2012	1,169	-0,7		0,23	
	Nov/27/2012	1,162	0,0		0,00	
	Ene/30/2013	1,162	-0,1		0,05	
	Mar/05/2013	1,161				

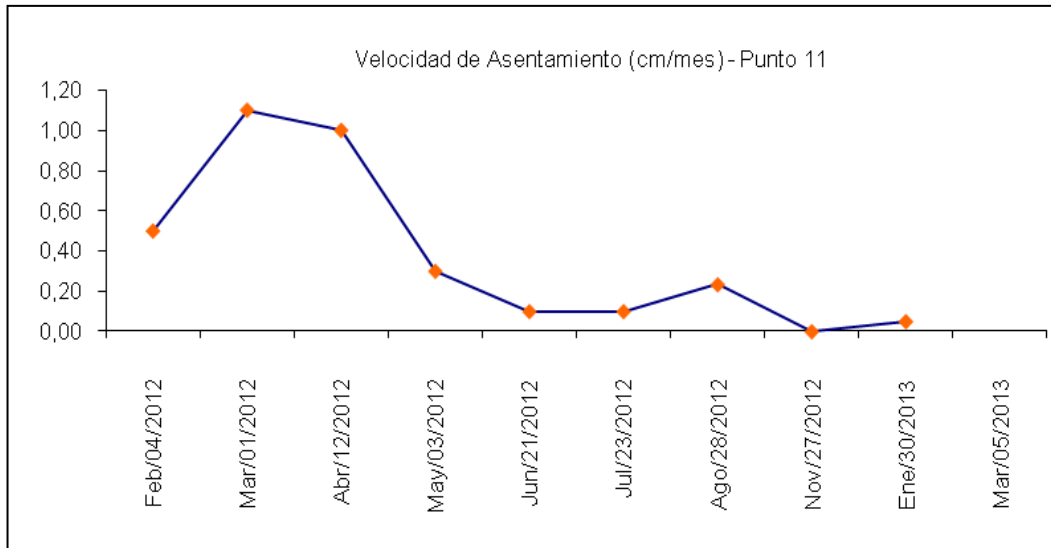
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 52. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 11 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 53. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 11 - Zona Z.



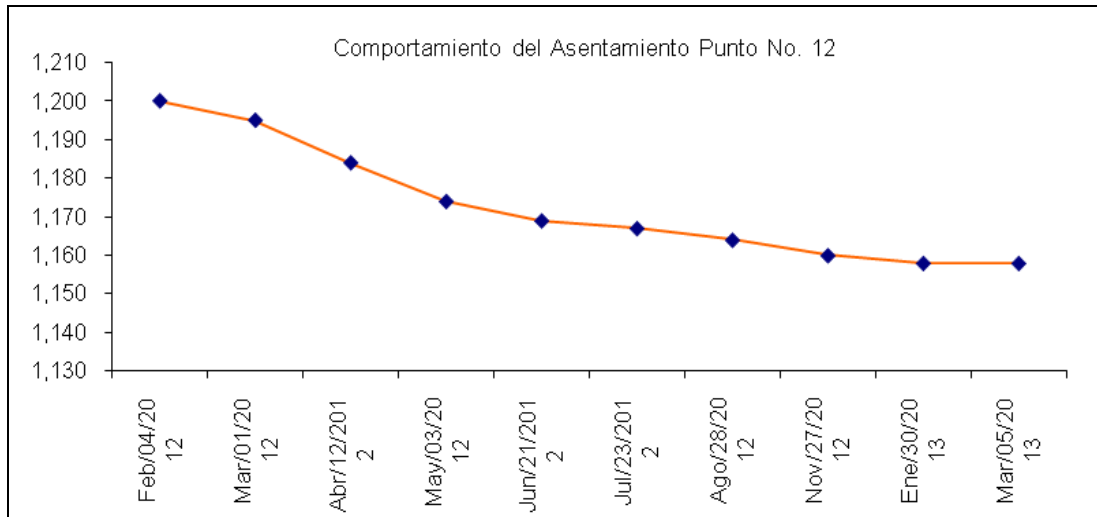
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 47. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 12 - Zona Z.

Punto No. 12 - Torre 3 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
<i>Marca Inicial</i>	Feb/04/2012	1,200	-0,5	-4,20	0,50	0,32
	Mar/01/2012	1,195	-1,1		1,10	
	Abr/12/2012	1,184	-1,0		1,00	
	May/03/2012	1,174	-0,5		0,50	
	Jun/21/2012	1,169	-0,2		0,20	
	Jul/23/2012	1,167	-0,3		0,30	
	Ago/28/2012	1,164	-0,4		0,13	
	Nov/27/2012	1,160	-0,2		0,10	
	Ene/30/2013	1,158	0,0		0,00	
	Mar/05/2013	1,158				

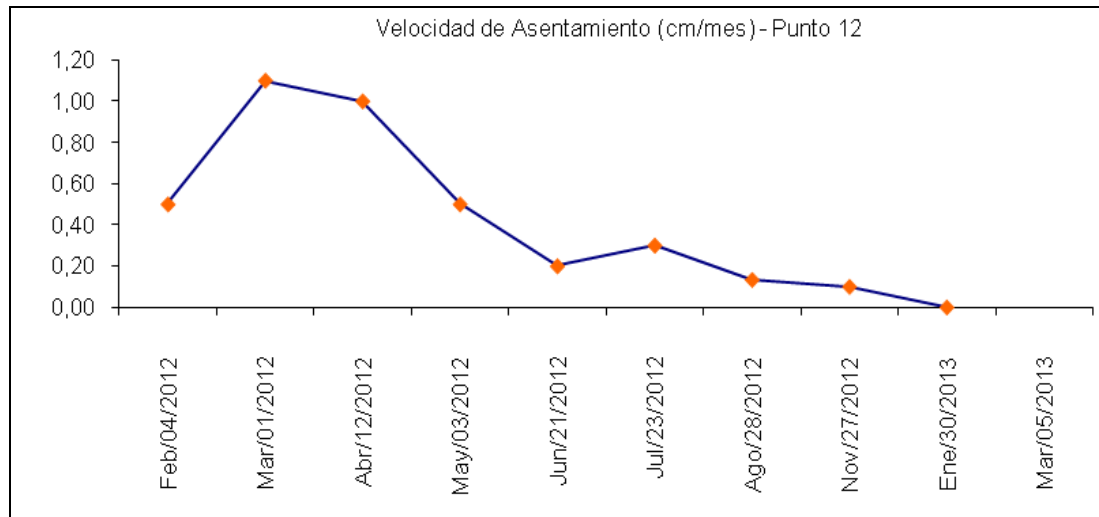
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 54. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 12 - Zona Z



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 55. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 12 - Zona Z.



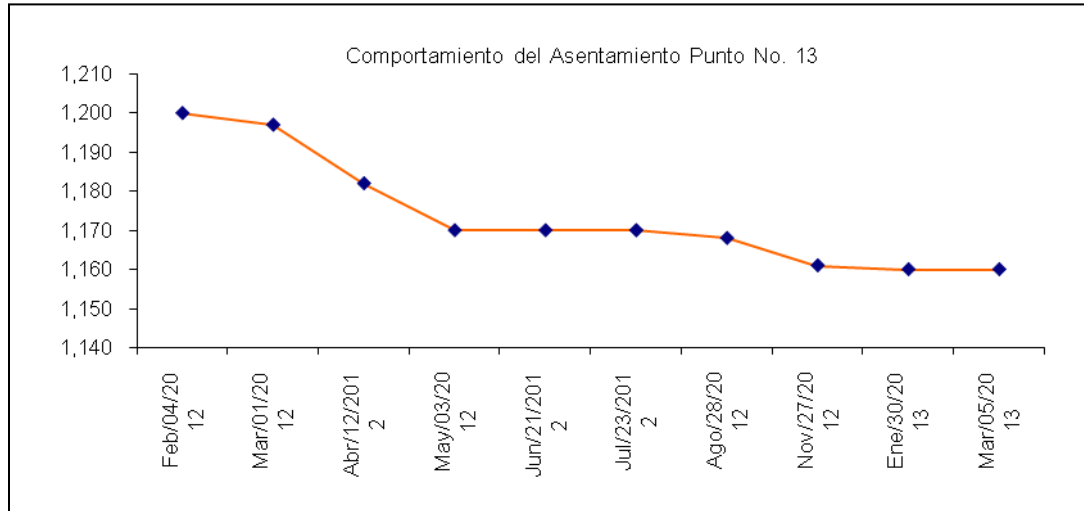
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 48. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 13 - Zona Z.

Punto No. 13 - Torre 4 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
<i>Marca Inicial</i>	Feb/04/2012	1,200	-0,3	-4,00	0,30	0,31
	Mar/01/2012	1,197	-1,5		1,50	
	Abr/12/2012	1,182	-1,2		1,20	
	May/03/2012	1,170	0,0		0,00	
	Jun/21/2012	1,170	0,0		0,00	
	Jul/23/2012	1,170	-0,2		0,20	
	Ago/28/2012	1,168	-0,7		0,23	
	Nov/27/2012	1,161	-0,1		0,05	
	Ene/30/2013	1,160	0,0		0,00	
	Mar/05/2013	1,160				

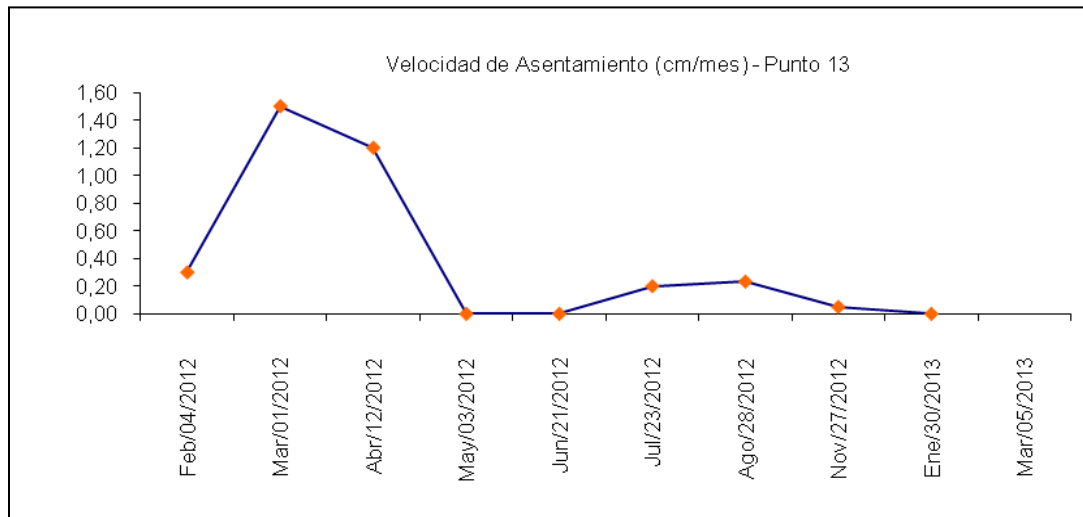
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 56. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 13 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 57. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 13 - Zona Z.



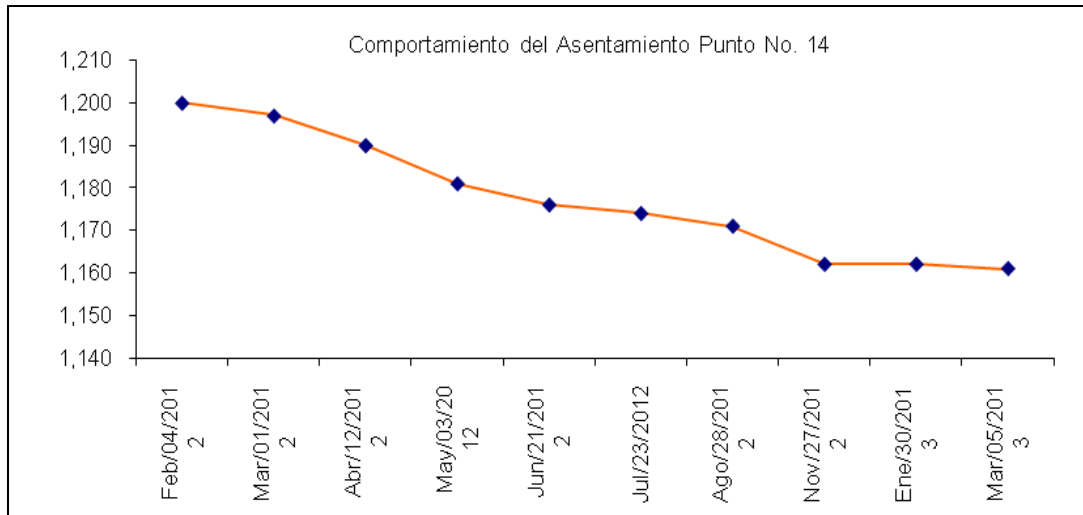
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 49. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 14 - Zona Z.

Punto No. 14 - Torre 4 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Feb/04/2012	1,200	-0,3	-3,90	0,30	0,30
	Mar/01/2012	1,197	-0,7		0,70	
	Abr/12/2012	1,190	-0,9		0,90	
	May/03/2012	1,181	-0,5		0,50	
	Jun/21/2012	1,176	-0,2		0,20	
	Jul/23/2012	1,174	-0,3		0,30	
	Ago/28/2012	1,171	-0,9		0,90	
	Nov/27/2012	1,162	0,0		0,00	
	Ene/30/2013	1,162	-0,1		0,05	
	Mar/05/2013	1,161				

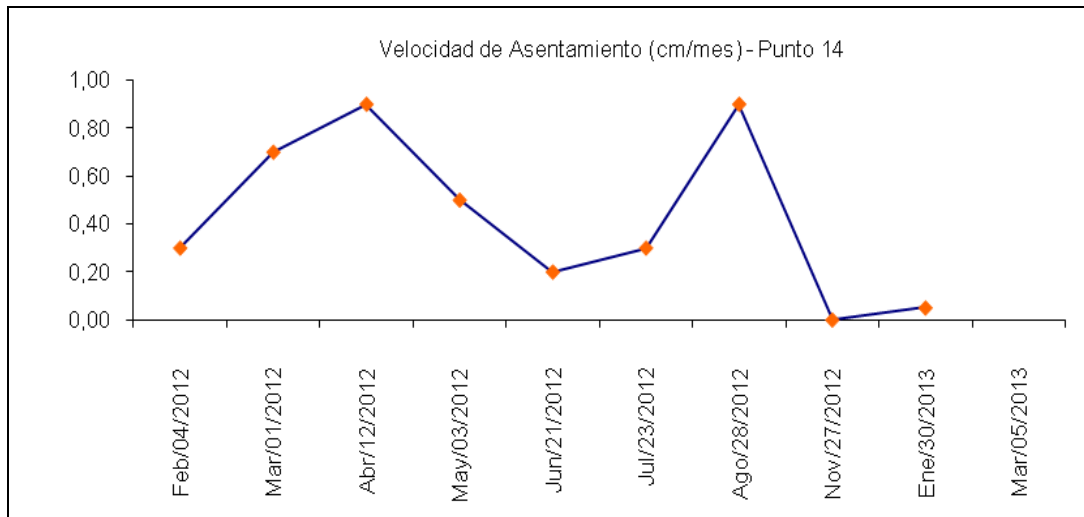
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 58. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 14 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 59. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 14 - Zona Z.



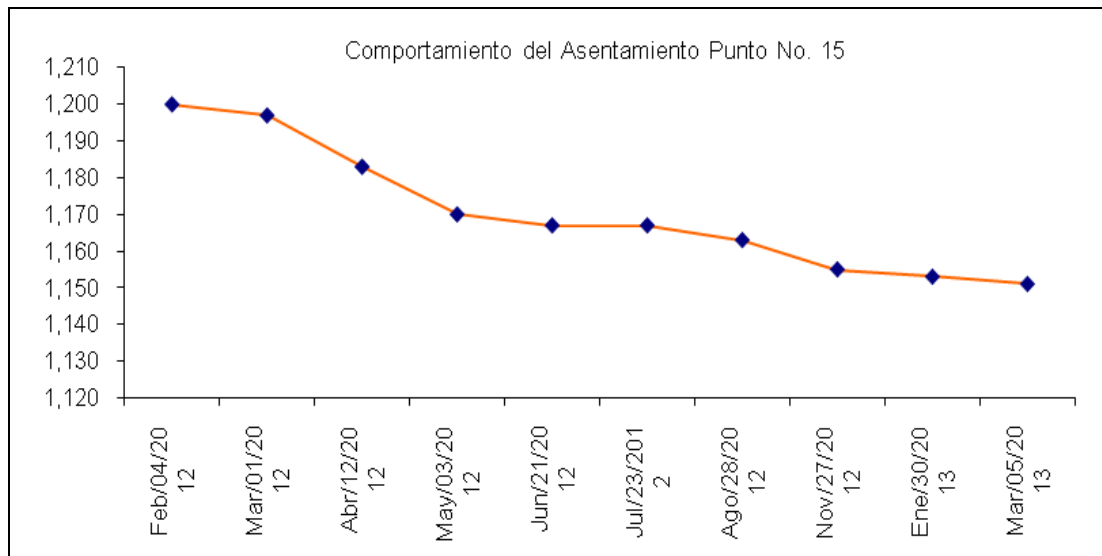
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 50. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 15 - Zona Z.

Punto No. 15 - Torre 5 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
<i>Marca Inicial</i>	Feb/04/2012	1,200	-0,3	-4,90	0,30	0,38
	Mar/01/2012	1,197	-1,4		1,40	
	Abr/12/2012	1,183	-1,3		1,30	
	May/03/2012	1,170	-0,3		0,30	
	Jun/21/2012	1,167	0,0		0,00	
	Jul/23/2012	1,167	-0,4		0,40	
	Ago/28/2012	1,163	-0,8		0,27	
	Nov/27/2012	1,155	-0,2		0,10	
	Ene/30/2013	1,153	-0,2		0,10	
	Mar/05/2013	1,151				

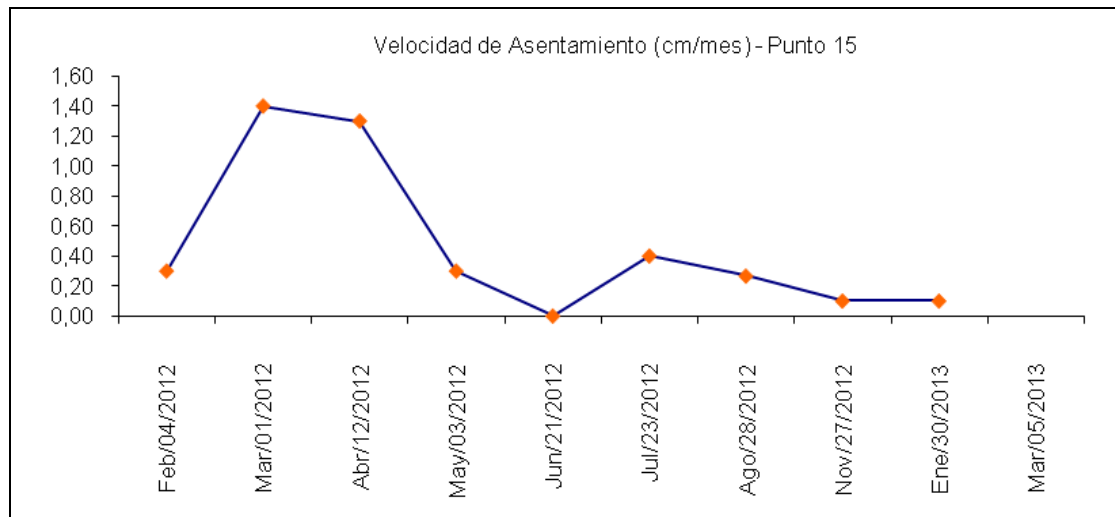
Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 60. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 15 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 61. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 15 - Zona Z



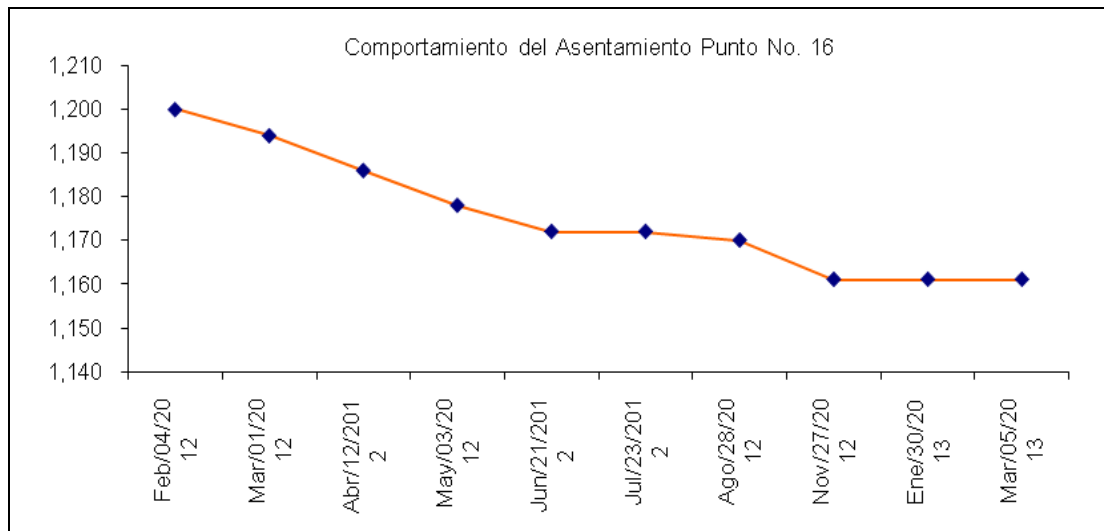
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 51. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 16 - Zona Z.

Punto No. 16 - Torre 5 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Feb/04/2012	1,200	-0,6	-3,90	0,60	0,30
	Mar/01/2012	1,194	-0,8		0,80	
	Abr/12/2012	1,186	-0,8		0,80	
	May/03/2012	1,178	-0,6		0,60	
	Jun/21/2012	1,172	0,0		0,00	
	Jul/23/2012	1,172	-0,2		0,20	
	Ago/28/2012	1,170	-0,9		0,30	
	Nov/27/2012	1,161	0,0		0,00	
	Ene/30/2013	1,161	0,0		0,00	
	Mar/05/2013	1,161				

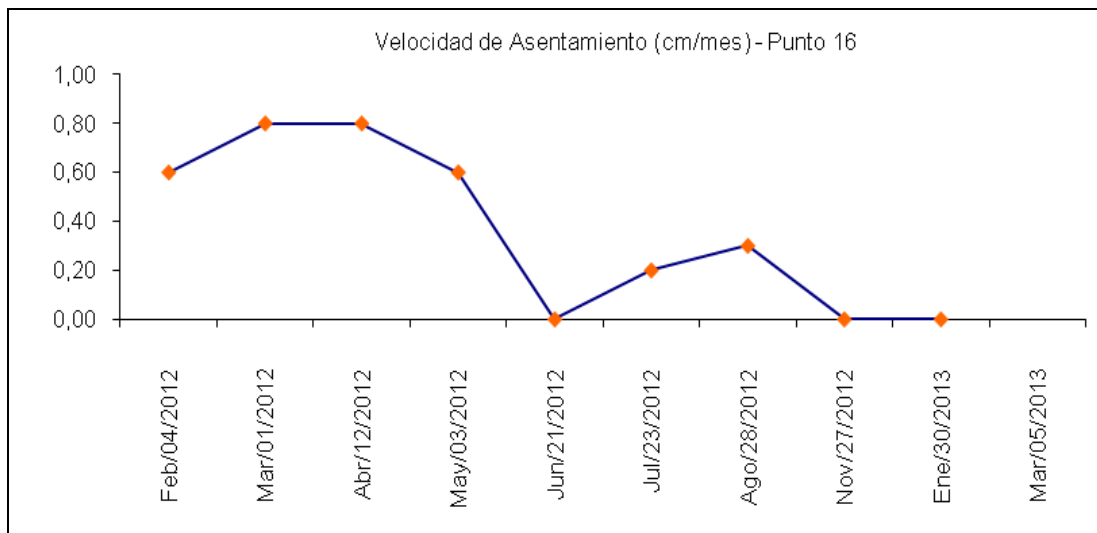
Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 62. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 16 - Zona Z



Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 63. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 16 - Zona Z.



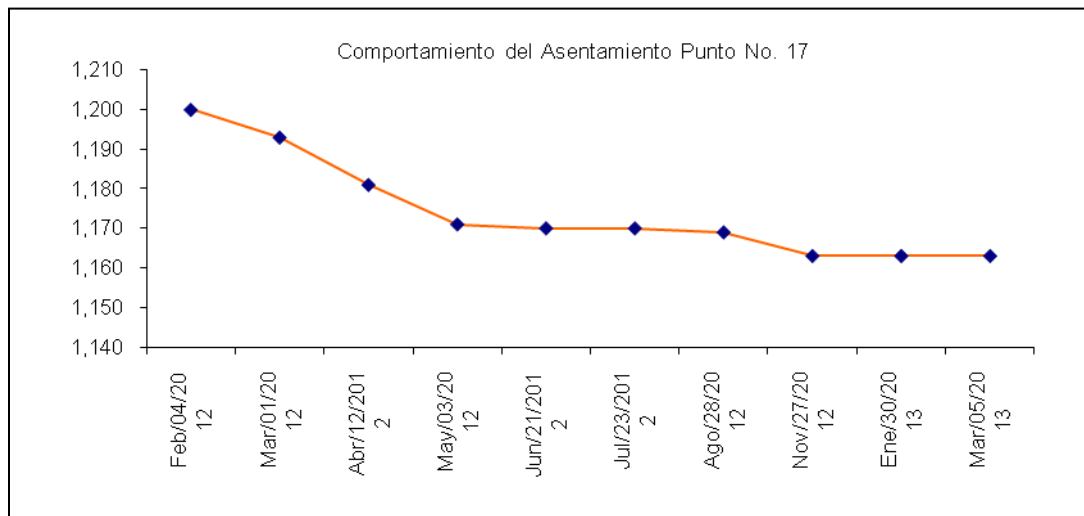
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 52. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 17 - Zona Z

Punto No. 17 - Torre 4 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Feb/04/2012	1,200	-0,7	-3,70	0,70	0,28
	Mar/01/2012	1,193	-1,2		1,20	
	Abr/12/2012	1,181	-1,0		1,00	
	May/03/2012	1,171	-0,1		0,10	
	Jun/21/2012	1,170	0,0		0,00	
	Jul/23/2012	1,170	-0,1		0,10	
	Ago/28/2012	1,169	-0,6		0,20	
	Nov/27/2012	1,163	0,0		0,00	
	Ene/30/2013	1,163	0,0		0,00	
	Mar/05/2013	1,163				

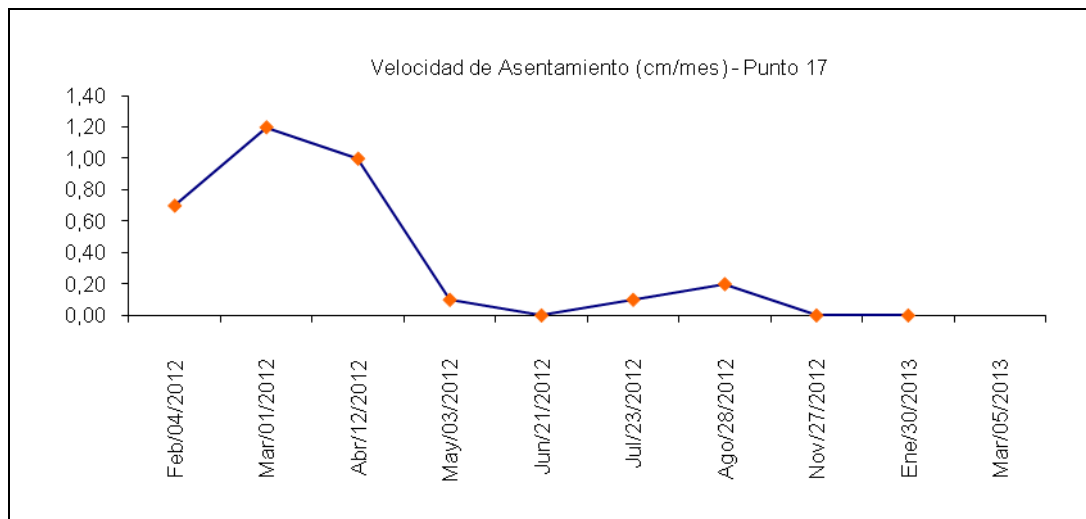
Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 64. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 17 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 65. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 17 - Zona Z.



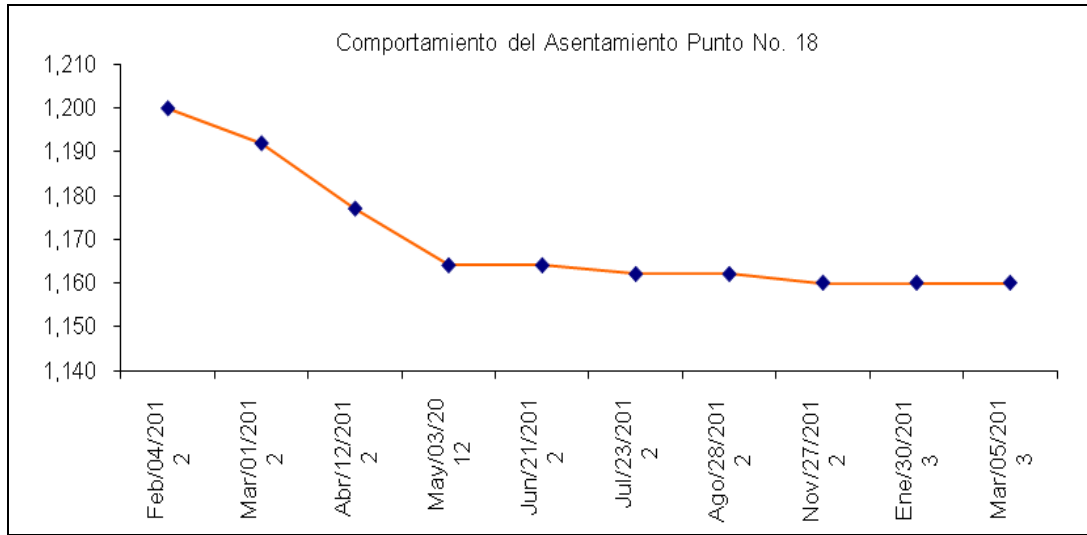
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 53. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 18 - Zona Z.

Punto No. 18 - Torre 4 - Zona Z -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Feb/04/2012	1,200	-0,8	-4,00	0,8	0,31
	Mar/01/2012	1,192	-1,5		1,5	
	Abr/12/2012	1,177	-1,3		1,3	
	May/03/2012	1,164	0,0		0,0	
	Jun/21/2012	1,164	-0,2		0,2	
	Jul/23/2012	1,162	0,0		0,0	
	Ago/28/2012	1,162	-0,2		0,07	
	Nov/27/2012	1,160	0,0		0,0	
	Ene/30/2013	1,160	0,0		0,0	
	Mar/05/2013	1,160				

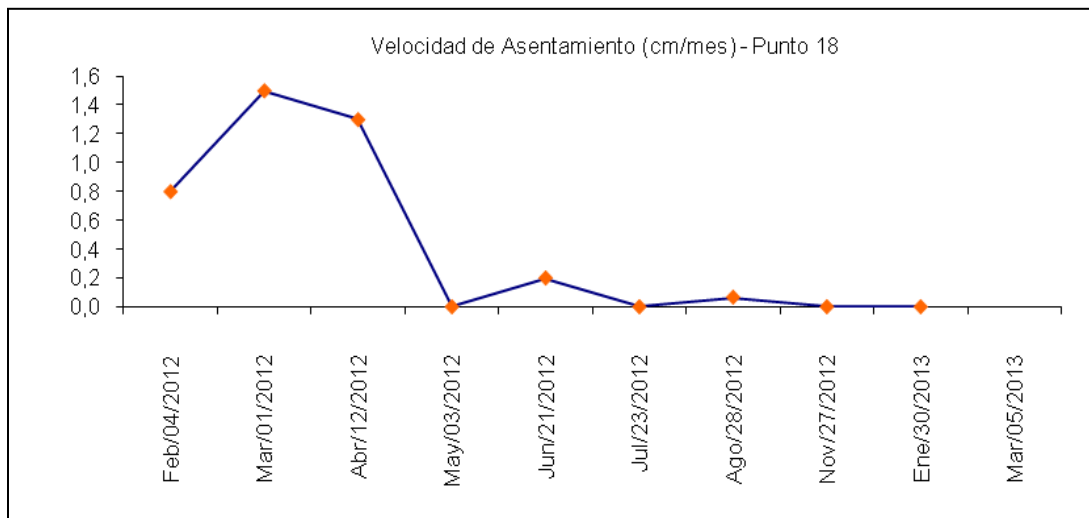
Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 66. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 18 - Zona Z



Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 67. Comportamiento de la Velocidad de Asentamiento. Punto 18 - Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia

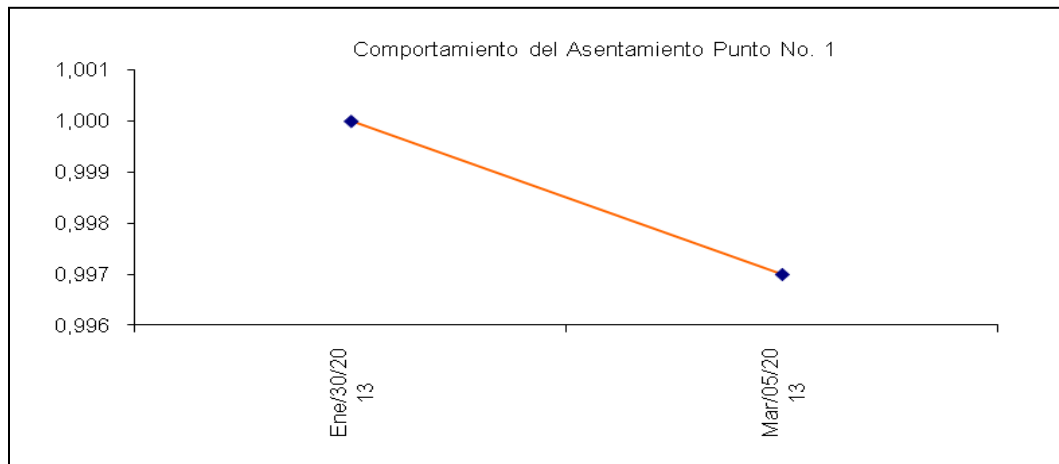
Al analizar estadísticamente los datos de asentamiento y velocidad del mismo, los resultados son:

Tabla 54. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 1 - Zona A.

Punto No. 1 - Torre 9 - Zona A -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
<i>Marca Inicial</i>	Ene/30/2013	1,000	-0,3	-0,30	0,15	0,15
	Mar/05/2013	0,997				

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 68. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 1 - Zona A.



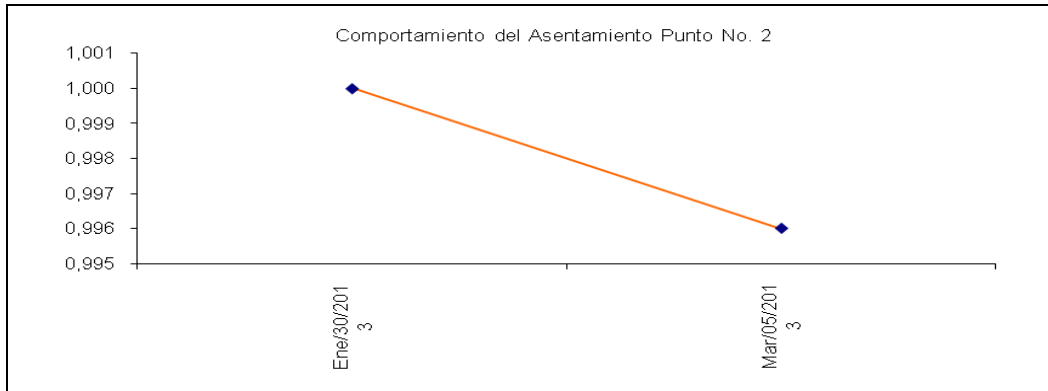
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 55. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 2 - Zona A.

Punto No. 2 - Torre 9 - Zona A -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
<i>Marca Inicial</i>	Ene/30/2013	1,000	-0,4	-0,40	-0,20	0,20
	Mar/05/2013	0,996				

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 69. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 2 - Zona A.



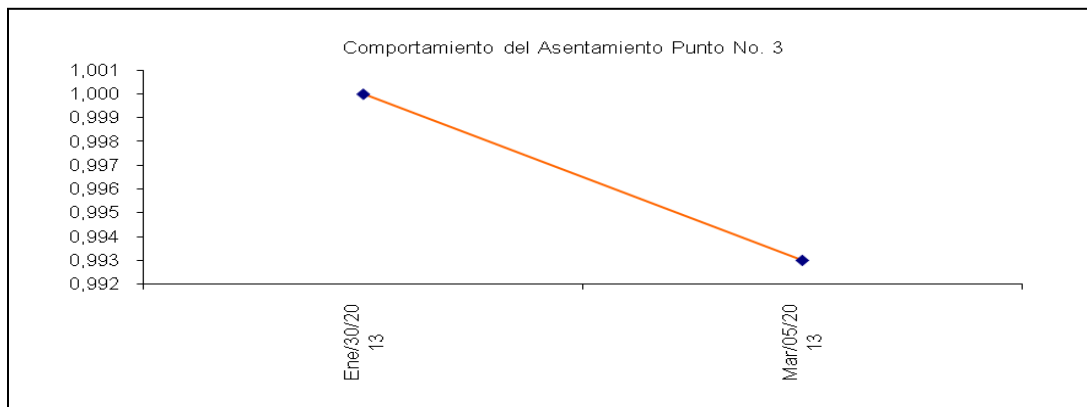
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 56. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 3 - Zona A

Punto No. 3 - Torre 10 - Zona A -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Ene/30/2013	1,000	-0,7	-0,70	-0,35	0,35
	Mar/05/2013	0,993				

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 70. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 3 - Zona A



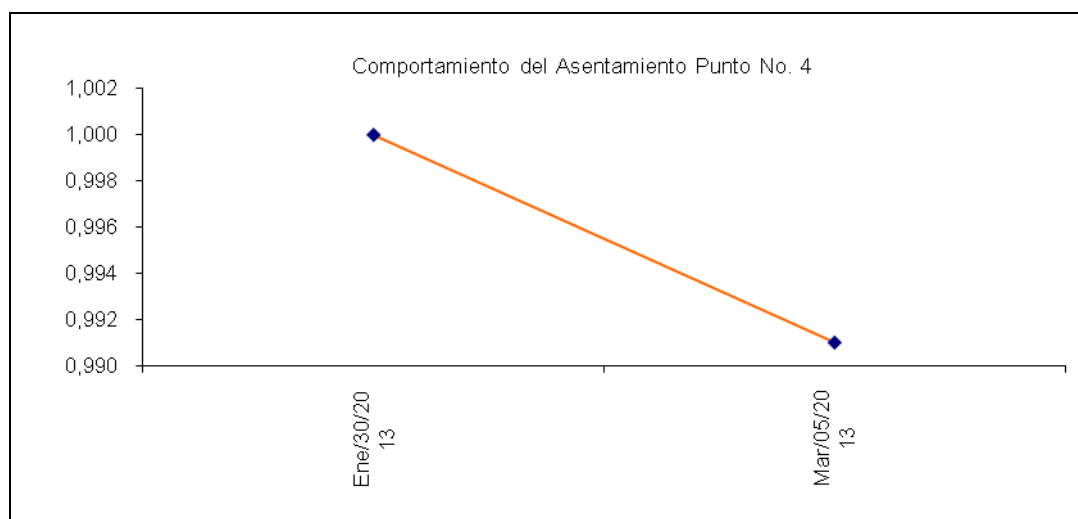
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 57. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 4 - Zona A.

Punto No. 4 - Torre 10 - Zona A -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
<i>Marca Inicial</i>	Ene/30/2013	1,000	-0,9	-0,90	-0,45	0,45
	Mar/05/2013	0,991				

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 71. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 4 - Zona A.



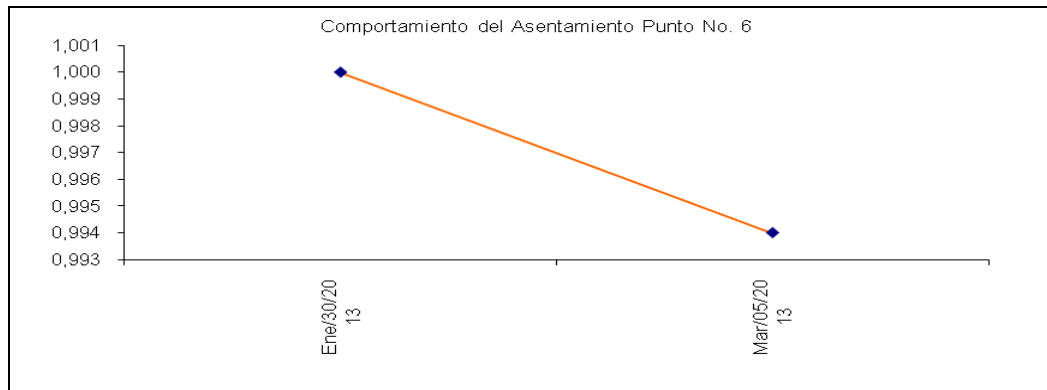
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 58. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 6 - Zona A.

Punto No. 6 - Torre 10 - Zona A -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
<i>Marca Inicial</i>	Ene/30/2013	1,000	-0,6	-0,60	-0,30	0,30
	Mar/05/2013	0,994				

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 72. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 6 - Zona A.



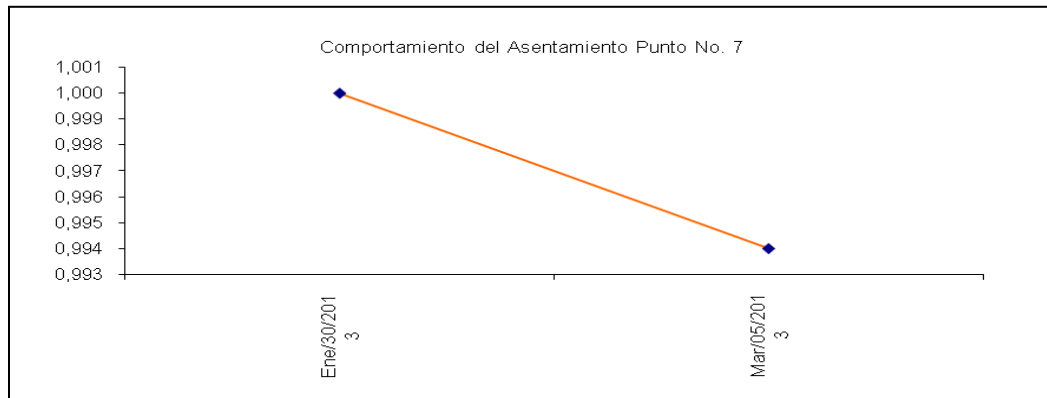
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 59. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 7 - Zona A.

Punto No. 7 - Torre 9 - Zona A -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Ene/30/2013	1,000	-0,6	-0,60	-0,30	0,30
	Mar/05/2013	0,994				

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 73. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 7 - Zona A.



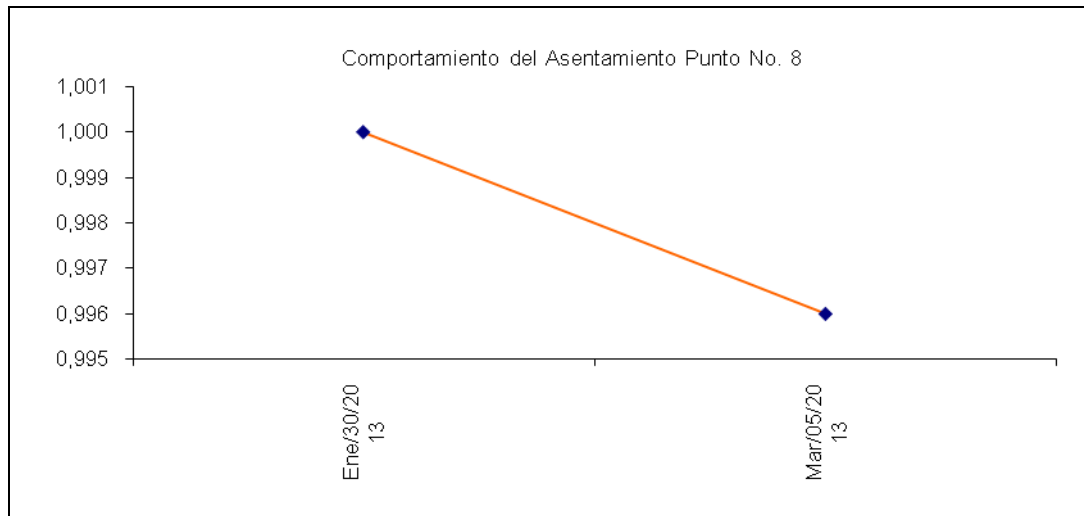
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 60. Magnitudes y Velocidad de Asentamiento. Punto 8 - Zona A

Punto No. 8 - Torre 9 - Zona A -						
	Fecha	Cota (m)	Diferencia Mensual (cm)	Diferencia Último Mes y Marca Inicial (cm)	Velocidad (cm/mes)	Velocidad Media Mensual (cm/mes)
Marca Inicial	Ene/30/2013	1,000	-0,4	-0,40	-0,20	0,20
	Mar/05/2013	0,996				

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica 74. Comportamiento del Asentamiento en el Tiempo. Punto 8 - Zona A



Fuente: Elaboración Propia

Para los Asentamientos: De acuerdo a las medidas estadísticas de posición (Media Aritmética, Rango, Mediana y Moda) se tiene: El asentamiento medio es de 0.56cm, el rango de magnitudes oscila entre 0.30cm y 0.90cm, valores mínimo y máximo, respectivamente; la mediana es 0.60cm y la moda la comparten dos datos 0.40cm y 0.60cm.

Por otra parte, según las medidas de dispersión (Recorrido, Desviación Estándar, Varianza y Coeficiente de Variación) sus valores son: El recorrido, entendido como la diferencia entre los valores máximo y mínimo es 0.60cm; la desviación estándar es de 0.19cm; la varianza es 0.04cm y el coeficiente de variación es 2.91.

Para la Velocidad de Asentamiento: De acuerdo a las medidas estadísticas de posición (Media Aritmética, Rango, Mediana y Moda) se tiene: la velocidad media de asentamiento es de 0.28cm/mes, el rango de magnitudes oscila entre 0.15cm/mes y 0.45cm/mes, valores mínimo y máximo, respectivamente; la mediana es 0.30cm/mes y la moda la comparten dos datos 0.20cm/mes y 0.30cm/mes.

Por otra parte, según las medidas de dispersión (Recorrido, Desviación Estándar, Varianza y Coeficiente de Variación) sus valores son: El recorrido, entendido como la diferencia entre los valores máximo y mínimo es 0.30cm/mes; la desviación estándar es de 0.10cm/mes; la varianza es 0.011cm/mes y el coeficiente de variación es 2.91.

Las gráficas *Asentamiento versus Tiempo*, en el sector A, muestran una tendencia de variación de cotas, por descenso, toda vez que la construcción de la estructura y sus acabados está en curso. Es de esperar un comportamiento similar al de la zona Z, donde la variación tiende a estabilizarse con el tiempo de construcción y se acentuará más cuando se ocupen los inmuebles. No se elaboran gráficas de

velocidad versus tiempo, en razón a que los datos corresponden únicamente a dos lecturas, y la velocidad calculada es un solo dato.

5.2.2. Validez de las Hipótesis de Diseño. Son los datos de asentamiento de la zona Z (Torres 1, 2, 3, 4 y 5) los que permiten apreciar la tendencia a estabilizarse con el tiempo y por ende a reducir su velocidad. Para este sector del proyecto donde se han ocupado por completo las torres, es decir, tanto la carga viva como la carga muerta están plena y uniformemente transmitidas al terreno mediante el sistema placa – pilas de agregado compacto, lo evidenciado demuestra que el asentamiento medio es de 4.12cm cuando lo esperado, según diseño, es de 5.20cm.

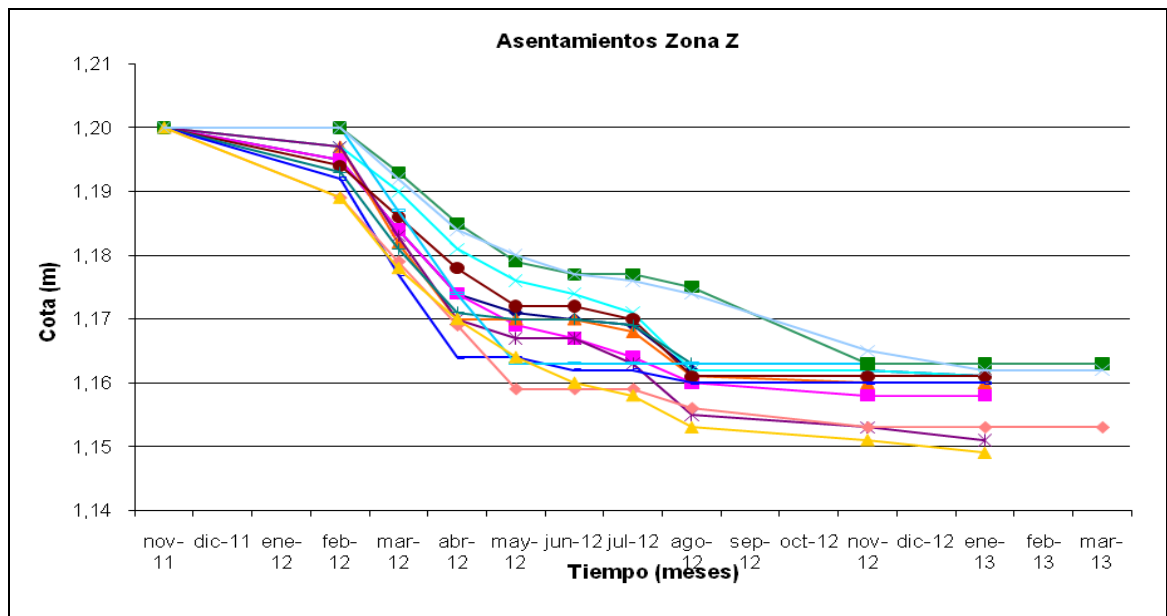
Si bien se registraron datos de asentamientos comprendidos entre 3.7cm y 5.1cm, el análisis de asentamiento máximo diferencial resulta ser mucho menor a la relación 1/300 de la luz, que se acepta como deformación máxima admisible.

En función de la velocidad media de asentamiento (0.29cm/mes) y de mantenerse esta tendencia, el asentamiento máximo previsto en el diseño ocurriría en un tiempo de 24.5 meses más. Sin embargo, por tratarse de arenas saturadas, el asentamiento es elástico e inmediato, corroborado ello por la reducción de la velocidad y la tendencia de las curvas a horizontalizarse con el paso del tiempo.

En la siguiente gráfica se puede apreciar cómo al integrar todas las curvas (Asentamiento vs Tiempo) de los puntos evaluados en la zona Z, es posible

determinar que el asentamiento mínimo es 3.7cm, el máximo es 5.2cm el asentamiento medio es 4.2cm.

Gráfica 75. Comportamiento Integrado de los Asentamientos en la Zona Z.



Fuente: Elaboración Propia.

5.3. REGISTRO FOTOGRÁFICO

A continuación se presenta un recuento fotográfico de los aspectos más representativos del proyecto y cada registro es comentado y analizado técnicamente.



Fotografía No. 5.3.1: Presentación de las torres que constituyen el proyecto Lucerna.



Fotografía No. 5.3.2: Proceso constructivo de las Torres 9 y 10 de la Zona A. Nótese la máquina empleada para la construcción de las pilas.



Fotografía No. 5.3.3: Vista general del predio. Se aprecian las torres construidas 1, 2, 3, 4, y 5 de la Zona Z.



Fotografía No. 5.3.4: Cauce del Río Tunjuelito que dista aproximadamente 100m del proyecto.



Fotografía No. 5.3. 5: Se aprecian las torres construidas y las que están ya en proceso de acabados.



Fotografía No. 5.3.6: Sistema estructural de las torres, muros portantes en concreto reforzado, propios del sistema outinord.



Fotografía No. 5.3.7: Zona Z. Capa de relleno granular y cimbrado para la localización de las pilas de agregado compacto.



Fotografía No. 5.3.8: Vertido del agregado en el balde con minicargador para su vaciado en la tolva.



Fotografía No. 5.3.9: Proceso de izaje del balde para su vaciado en la tolva acoplada al equipo.



Fotografía No. 5.3.10: Agregado empleado para las pilas. Nótese el balde y el volumen de material que descarga para configurar una sección de pila de 30cm de altura.



Fotografía No. 5.3.11: Montaje para la prueba de carga sobre una pila en la zona Z.



Fotografía No. 5.3.12: Gato hidráulico que ejerce la presión requerida y deformímetros para el registro del comportamiento de las deformaciones tanto en carga como en descarga.



Fotografía No. 5.3.13: Barras de refuerzo de las pilas a tensión que se integran al refuerzo principal de la losa.



Fotografía No. 5.3.14: Platina de acero del sistema a tensión, a la que acoplan las barras de $d=1''$ y se ubica en el fondo de la pila.



Fotografía No. 5.3.15: Sistema de barras a tensión que abarca toda la longitud de la pila y la longitud de traslape para su integración con el refuerzo principal de la losa de piso.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES GENERALES

Las Pilas de Agregado Compacto, como sistema de cimentación profunda, poseen ventajas muy sobresalientes en comparación con sistemas ídem de uso común, en términos de economía, mayor rendimiento en el proceso constructivo, reducción de asentamientos y desempeño estructural.

Las Pilas de Agregado Compacto, como método de mejoramiento masivo de suelos, ofrecen mejores resultados, en términos de incremento de la rigidez del suelo circundante, aumento en la densidad relativa en arenas saturadas y mitigación del fenómeno de licuación por sismo, en comparación con su similar que son las columnas de grava.

La tecnología tiene su sustento ingenieril producto de la aplicación específica de los preceptos de la geotecnia aplicada y por la permanente realización de pruebas de campo a gran escala, para el refinamiento de los diseños.

CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

El estudio de un caso específico, como lo es el Proyecto Torres de Lucerna, evidencia las bondades del empleo de las Pilas de Agregado Compacto, para atender dos situaciones en particular: servir como soporte a una losa de piso para

cimentar torres de doce pisos y mitigar la inminente licuación por sismo del suelo fino-granular subyacente.

Las pruebas de campo efectuadas, tanto de carga y deformación como el seguimiento topográfico a los asentamientos, sus resultados evidencian comportamientos satisfactorios, en comparación con lo previsto en el diseño, con lo cual se puede asegurar que las hipótesis de diseño se han cumplido cabalmente.

En la prueba de compresión se puede establecer que la carga máxima, a la que es sometida la pila, es el 150% más respecto a la de diseño y en relación al módulo de reacción de la misma, éste es el 129.5% más que el correspondiente de diseño. La curva esfuerzo – deformación es típica de un material que se consolida por efecto de la carga pero al decrecer ésta tiende a recuperarse pero conservando alguna deformación.

El seguimiento a los asentamientos muestran para las torres de la zona Z una tendencia a estabilizarse en el tiempo y como es típico en las arenas, estas deformaciones demandan poco tiempo. Es común, en buena parte de los registros, que a partir del tercer mes ocurre el cambio de pendiente de la curva, donde tiende a hacerse cuasi horizontal, toda vez que le antecede una pendiente fuerte, es decir que es cuando ocurre la mayor magnitud del asentamiento.

Las velocidades de los asentamientos guardan una estrecha relación con la magnitud de éstos; en los primeros tres meses ésta es alta pero a partir del mes tercero tiende a cero (0).

A pesar de no realizarse, si interesa saber cuál sería la variación del número de golpes/pie en el ensayo de penetración estándar, en el suelo natural, con posterioridad a la construcción de las pilas, para cotejarlo con los datos respectivos en la exploración inicial y de este modo encontrar la variación del N_{SPT} de campo y por ende estimar el orden de magnitud de la densidad relativa.

Son evidentes las ventajas que tienen las pilas de agregado compacto, en comparación con los pilotes pre-excavados, toda vez que la obra es más limpia, no se requieren lodos bentoníticos ni poliméricos, no hay extracción de suelo que amerite su acopio, cargue, transporte y disposición final, los asentamientos son mucho menores, sí hay contribución para contrarrestar fenómenos altamente nocivos como la licuación, no se requieren equipos sofisticados y la economía es apreciable por la reducción de costos y los altos rendimientos.

Construir una pila de agregado compacto demanda en promedio una hora, en tanto que para construir un pilote, guardadas las proporciones de longitud, un poco más de tres horas, sin contar con las actividades posteriores como el descabece y alistamiento para la incorporación del refuerzo a la losa o dado.

Solo se presenta información de las zonas Z y A, toda vez que es allí donde se han construido las pilas de agregado compacto y por ende los edificios, en el entendido que el proyecto de vivienda es por etapas.

El ahorro de recursos económicos, por concepto del sistema de cimentación y a la vez método de mejoramiento del suelo, se destinó a la inversión en los acabados de las unidades de vivienda. De este modo se les ha brindado a los propietarios de éstas una obra decorosa.

BIBLIOGRAFÍA

Geopier Foundation Company, Technical Bulletin No. 1. “Behavior of Geopier Supported Foundation Systems During Seismic Events”.

Geopier Foundation Company, Technical Bulletin No. 2. “Bearing Capacity of Geopier Supported Foundation Systems”.

Geopier Foundation Company, Technical Bulletin No. 3. “Geopier Uplift Resistance”.

Geopier Foundation Company, Technical Bulletin No. 4. “Geopier Lateral Resistance”.

Geopier Foundation Company, Technical Bulletin No. 5. “Geopier Shear Reinforcement for Global Stability and Slope Stability”.

Geopier Foundation Company, Technical Bulletin No. 6. “Geopier Settlement Control for Embankments and Transportation – Related Structures Using Geopier Soil Reinforcement”.

Geopier Foundation Company, Technical Bulletin No. 7. “Seismic Site Classifications”.

Geopier Foundation Company, Technical Bulletin No. 10. “Structural Considerations for Uniformly – Loaded Floor Slabs Supported by Rammed Aggregate Piers”.

DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Quinta Edición. México 2006.

SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, Reunión Técnica, Noviembre de 1979, México D.F. “Mejoramiento Masivo de Suelos”.

BIELZA FELIU, Ana. Manual de Técnicas de Mejora del Terreno. Madrid. España 1999.

Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá. Convenio Interadministrativo No. 01-93 Ingeominas – Unidad de Prevención y Atención de Emergencias de Santa Fe de Bogotá D.C. – Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Emergencias – Universidad de los Andes

Diagnóstico Ambiental de la Localidad de Bosa. Unidad Ejecutiva de Localidades UEL - DAMA. Alcaldía Local de Bosa, Corporación Suna Hisca. Contrato No. 07-23-2003 UEL – DAMA.

PÉREZ RESTREPO, Jaime Enrique. Probabilidad y Estadística Con Aplicación Al Tránsito y A Las Vías. Cali. Colombia 2000.

DURAN GUTIÉRREZ, Jorge Enrique. Apuntes sobre Investigación del Suelo. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Bogotá D.C. 2008.

LALOUM, Xavier. Notas de Clase Curso Mejoramiento de Suelos. Especialización en Ingeniería de Fundaciones - Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Bogotá D.C. 2011.

Alcaldía Mayor de Bogotá. Decreto 523 del 16 de diciembre de 2010, por medio del cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Bogotá.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Decreto Número 926 de 2010, por el cual se establecen los requisitos de carácter técnico y científico para la construcción sismo resistente. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogotá, Colombia, Enero de 2010.

ANEXOS

ANEXO A. Mapa Geológico de Bogotá.

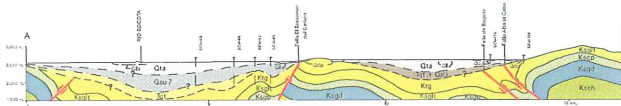
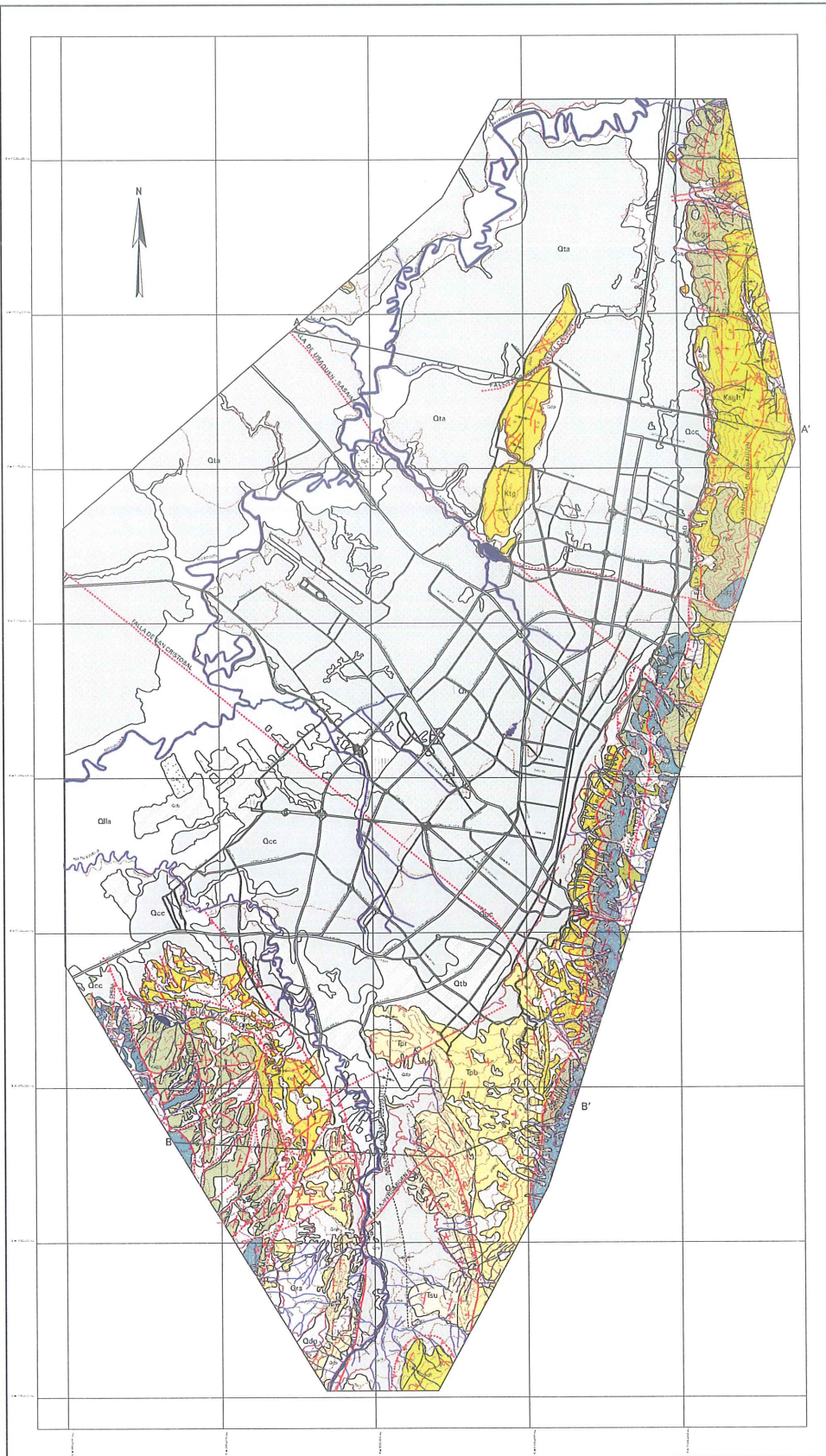
MAPA GEOLOGICO DE SANTAFE DE BOGOTA

LEYENDA

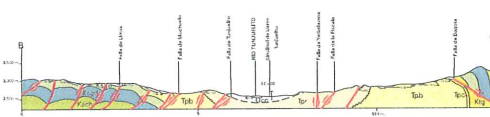
- RELLENOS DE BASURAS**
Desechos sólidos que produce la ciudad.
- RELLENOS DE EXCAVACION**
Materiales producto de excavaciones para urbanizaciones.
- SUELO RESIDUAL**
Producto de la meteorización de las rocas, que no ha tenido transporte.
- LLANURA DE INUNDACION**
Depósitos aluviales mas jóvenes de las dos Rios Bogotá, Tunjuelito y afluentes cercanos definidos por arroyos y ríos.
- COLLUVION**
Materiales producto del fracturamiento de las rocas y segregación de las lateritas, de composición heterogénea.
- DEPOSITOS FLUVIO-LACUSTRES (TERRAZA BAJA)**
Depósitos de arenas, gravas, arenas y limos, con granularidad plana a moderada, con estratificación horizontal.
- DEPOSITOS FLUVIO-LACUSTRES (TERRAZA ALTA)**
Depósitos de arcillas, con horizontales importantes de arenas y gravas, usualmente delgadas capas de corte verticales y raras.
- COMPLEJO DE CONOS**
Depósitos de filzas torreadas de diferentes orientaciones y conos del Tunjuelito y de Yanina.
- FORMACION SUBACUOQUE**
Complejo fluvio-lacustre de arcillas con intercalaciones de arenas y gravas.
- TILATA Y SUBACUOQUE (sin diferenciar)**
Complejo de arcillas, arenas y gravas.
- FORMACION TILATA**
Arenas y gravas, localmente intercalaciones de arcillas y turbas.
- FORMACION USME**
Arcillas y limos, con intercalaciones esporádicas de arenas de grano fino a medio.
- FORMACION REGADERA**
Arenas de grano fino a conglomerático, con estratificación cruzada e intercalaciones de arcillas.
- FORMACION BOGOTA**
Parte superior predominantemente arcillosa; alternancia de arenosas y arcillosas en la parte inferior.
- FORMACION CACHO**
Arenas de grano grueso a conglomerático, feldes, con intercalaciones esporádicas de arcillas.
- FORMACION GUADUAS**
En la parte superior predominan las arcillas, con esporádicas intercalaciones de arenas y gravas; arenosas con intercalaciones de arcillas en la base; arcillosas con intercalaciones de arenas y gravas en la parte inferior.
- FORMACION LABOR - TIERRA**
Arenas de color gris claro, grano fino a grueso, con esporádicas intercalaciones de arcillas y limos blancos.
- FORMACION PLANERS**
En la parte superior predominan las arcillas y arcillosas blancas; parte inferior, alternancia de arcillosas, limos y arenosas en la base; arcillosas blancas y limos.
- FORMACION ARENISCA DURA**
Arenas de color gris claro a blanco, grano muy fino a fino, con delgadas intercalaciones de limos y arcillas blancas.
- FORMACION CHAPAQUE**
Limas negras, carbonosas, diamantadas, con intercalaciones esporádicas de arenas de grano fino.

CONVENCIONES

- Contacto litológico definido
- Falla definida
- Falla con desplazamiento lateral
- Falla de cabalgamiento
- Falla cubierta
- Anticlinal
- Sinclinal
- Sinclinal cubierto
- Rumbado y buzamiento
- Buzamiento invertido
- Curva de nivel
- Sondeo eléctrico vertical
- Corte geológico
- Discordancia



CORTE A - A'



CORTE B-B'

CONVENIO 01 - 93

UPES

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE SANTAFÉ DE BOGOTÁ

PROYECTO MICROZONIFICACION SISMICA DE SANTAFÉ DE BOGOTÁ

EJECUTOR

INGEOMINAS

INSTITUTO NACIONAL DE GEOMINERÍA

ESCALA 1: 50.000

BOGOTÁ, JUNIO DE 1993
EVALUACIÓN SISMICA
BOGOTÁ

MAPA No. 1

ANEXO B. Mapa de Zonas Geotécnicas de Bogotá.

ZONAS GEOTÉCNICAS

Mapa No 1
ZONAS GEOTÉCNICAS

REPÚBLICA DE COLOMBIA



ALCALDÍA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.

SECRETARÍA DISTRITAL DE
PLANEACIÓN

ESCALA 1:40.000



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Sistema Proyección Cartesiana Datum MAGNA BOGOTÁ
Proyección Transversa de Mercator
Coordenadas planas definidas para Bogotá con origen cartesiano Fontibón
Coordenadas planas: Norte 109.320.965 metros y
Este 92.334.873 metros.
Origen en la intersección del meridiano -74,146592 con
el paralelo 4,680486
Plano de proyección 2.550 metros sobre el nivel medio del mar.

Fuentes: Cartografía:
Fondo de Prevención y Atención de Emergencias
Secretaría Distrital de Planeación
Unidad Administrativa Especial de Catastro Distrital
Temática:
Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el
diseño sísmico resistente de edificaciones - POPAE 2010
Coordinación de Investigación y Desarrollo - POPAE 2010
NOTA: Los niveles de información geográficos externos al Distrito Capital, son meramente descriptivos, y
no sugieren competencia territorial.

Fecha:
DICIEMBRE DE 2010

CONVENCIONES

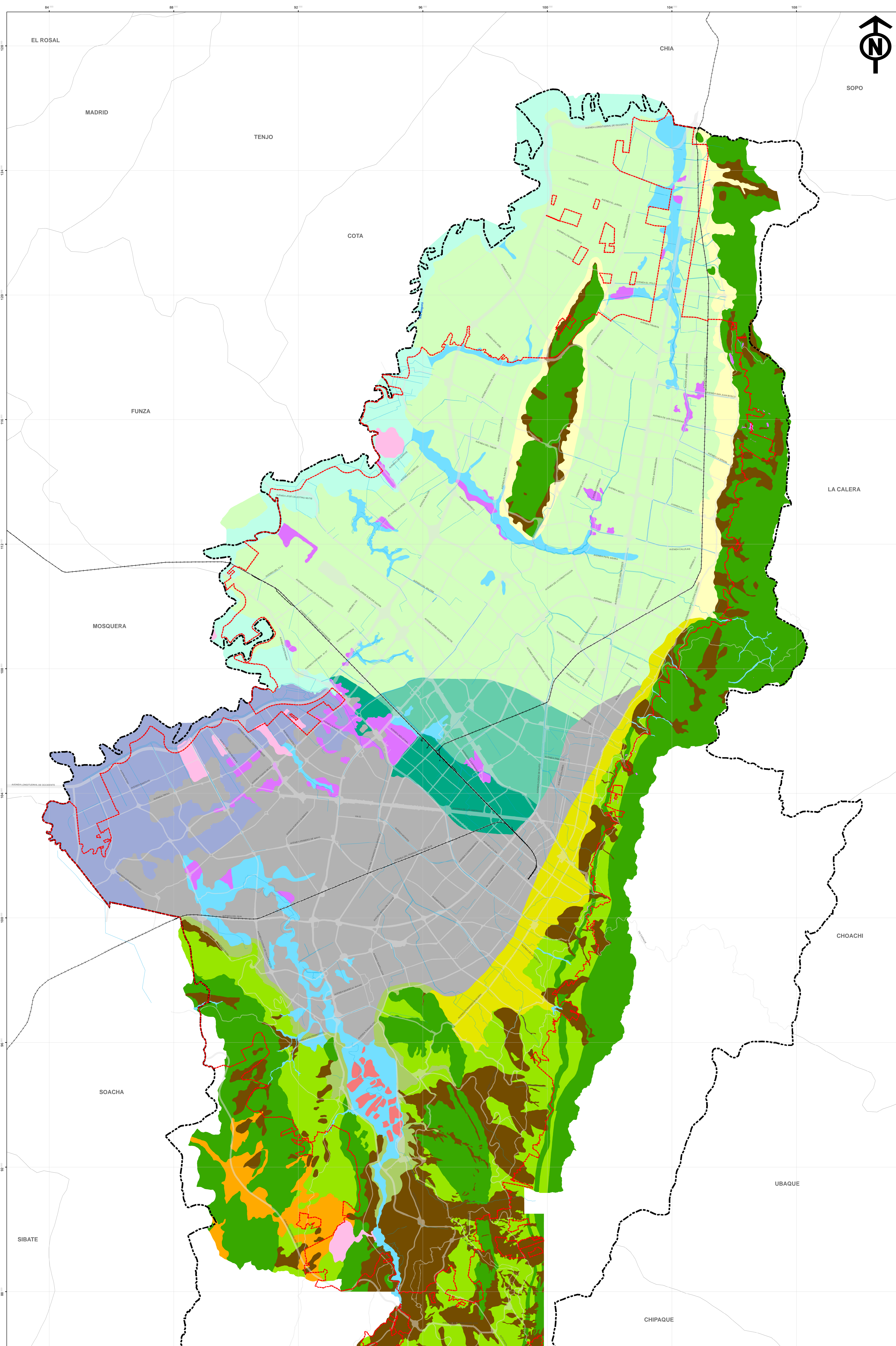
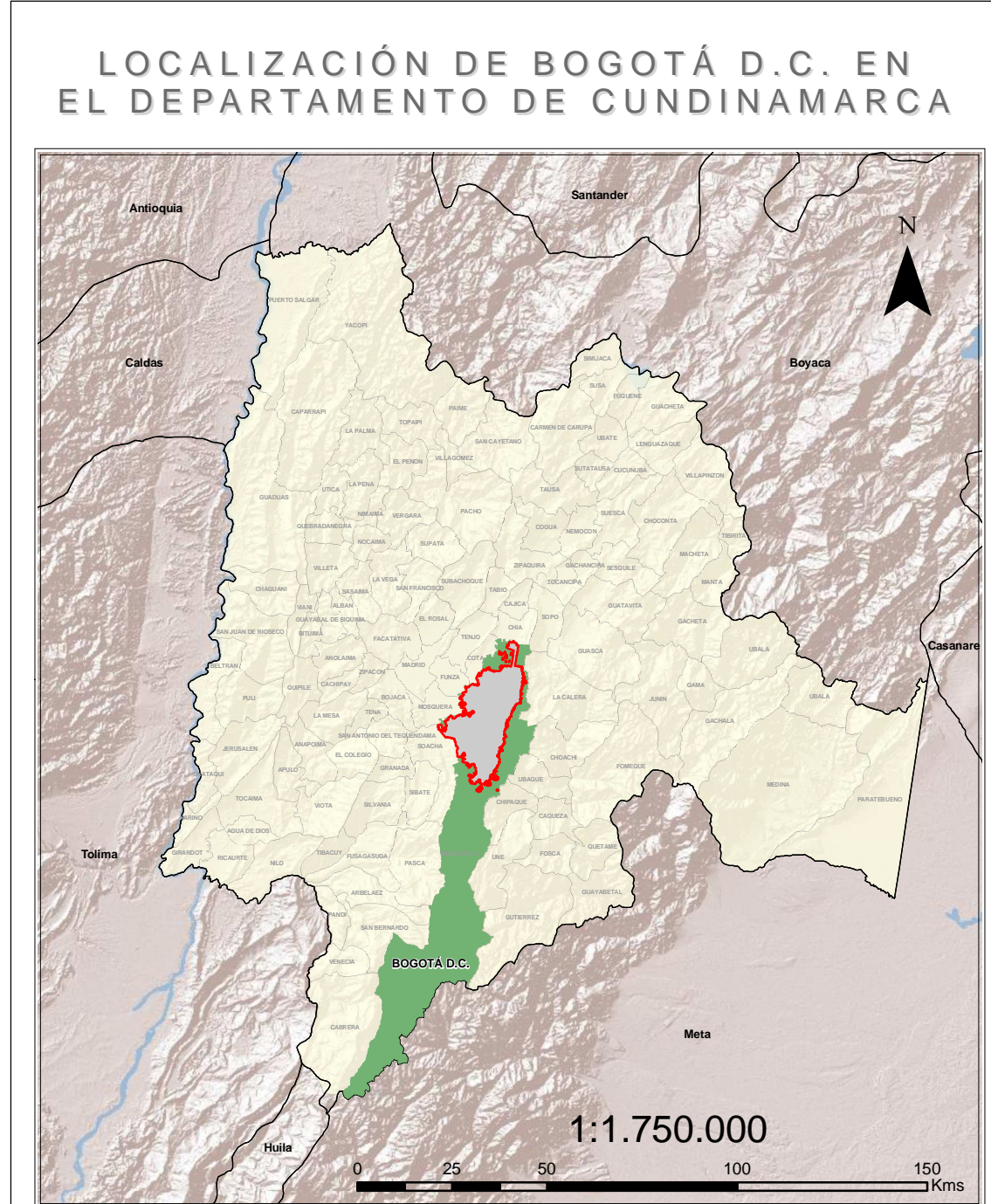
- Límite Distrito Capital
- Perímetro Urbano
- Límite municipio
- Vías arterias
- Línea Férrea

LEYENDA

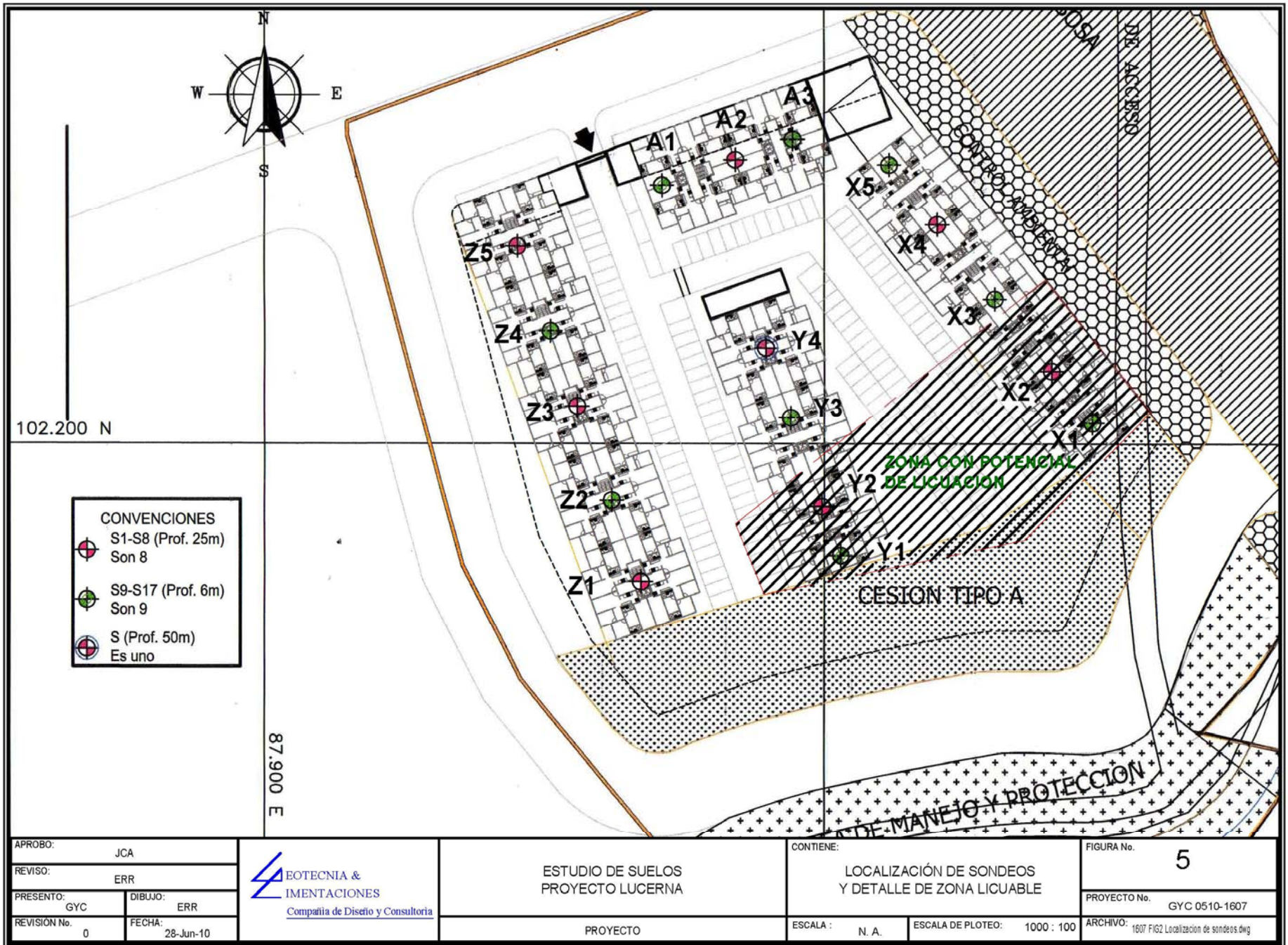
- Cerros A
- Cerros B
- Piedemonte A
- Piedemonte B
- Piedemonte C
- Lacustre A
- Lacustre B
- Lacustre C
- Aluvial
- Llanura A
- Llanura B
- Cauce
- Depósito ladera
- Suelo residual
- Basura
- Relleno
- Excavación

SAMUEL MORENO ROJAS
ALCALDE MAYOR DE BOGOTÁ D.C.

MARÍA CAMILA URIBE SÁNCHEZ
SECRETARÍA DISTRITAL DE PLANEACIÓN



ANEXO C. Registros de Perforación y Estratigrafía.



CONVENCIONES	
	S1-S8 (Prof. 25m) Son 8
	S9-S17 (Prof. 6m) Son 9
	S (Prof. 50m) Es uno

APROBO:	JCA
REVISO:	ERR
PRESENTO:	DIBUJO: ERR
REVISION No. 0	FECHA: 28-Jun-10

GEOTECNIA & INGENIERIAS
Compañía de Diseño y Consultoría

ESTUDIO DE SUELOS
PROYECTO LUCERNA

PROYECTO

CONTIENE:
LOCALIZACIÓN DE SONDEOS
Y DETALLE DE ZONA LICUABLE

ESCALA : N. A. ESCALA DE PLOTEO: 1000 : 100

FIGURA No. **5**
PROYECTO No. GYC 0510-1607
ARCHIVO: 1607 FIG2 Localización de sondeos.dwg

PROYECTO: 0510-1607 ES Catorce Torres de 12 pisos, Bosa
 UBICACION: X1
 COTA TERRENO:
 TIPO DE PERFORACION: Percusión
 PERFORADOR: OSCAR PEREZ

FECHA INICIACION: 17-Jun-10
 FECHA TERMINACION: 17-Jun-10
 EQUIPO: ALCKER

NIVEL FREATICO:






FECHA	HORA	PROF.
17-Jun-10	AM	1.20
17-Jun-10	AM	1.20
17-Jun-10	AM	1.20

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
								0.00-0.10 : CAPA VEGETAL
1.00	M-1 SS	0.10 - 0.70	6/6" 7/6" 7/6"	75				0.10-2.80 : ARENA DE COLOR MARRON CONTAMINADO
2.00	M-2 SS	1.90 - 2.35	3/6" 3/6" 2/6"	100				
3.00								
4.00	M-3 SS	3.60 - 4.05	2/6" 1/6" 2/6"	44				2.80-6.90 : ARENA DE GRANO MEDIO DE COLOR BLANCO CONTAMINADO
5.00	M-4 SS	5.00 - 5.50	1/6" 1/6" 2/6"	80				
6.00								
7.00	M-5 SS	6.40 - 6.90	1/6" 1/6" 1/6"	80				Fin Sondeo a 6.90m
8.00								
9.00								
10.00								

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1607 ES Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: X2		12-Jun-10	AM	1.20
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 11-Jun-10	14-Jun-10	AM	1.30
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 16-Jun-10	17-Jun-10	AM	1.50
PERFORADOR: OSCAR PEREZ	EQUIPO: ACKER			

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ³)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
										0.00-0.10 : CAPA-VEGETAL
	M-1 SS	0.10 - 0.70	4/6"	6/6"	7/6"	75				0.10-0.90 : RELLENO GRANULAR CONTAMINADO CON MATERIAL ORGANICO
1.00										
	M-2 SS	1.85 - 2.30	2/6"	2/6"	1/6"	100				0.90-5.20 : ARENA DE GRANO MEDIO DE COLOR MARRON CONTAMINADO
2.00										
	M-3 SS	3.40 - 3.85	1/6"	1/6"	1/6"	100				
3.00										
	M-4 SS	5.20 - 5.65	2/6"	1/6"	1/6"	100				5.20-8.60 : ARCILLA DE COLOR GRIS CLARA CON TRAZAS DE COLOR CAFE OSCURO
4.00										
	M-5 SH	6.80 - 7.30				100				
5.00										
	M-6 SS	8.50 - 8.95	8/6"	9/6"	10/6"	100				8.60-9.80 : ARCILLA DE COLOR GRIS CALRO CON LENTES DE ARENA COLOR MARRON
6.00										
										9.80-13.80 : ARENA DE COLOR MARRON DE GRANO
7.00										
8.00										
9.00										
10.00										

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1607 ES Catorce Torres de 12 pisos, Bosa
 UBICACION: X2
 COTA TERRENO:
 TIPO DE PERFORACION: Percusión
 PERFORADOR: OSCAR PEREZ

NIVEL FREATICO:
 FECHA INICIACION: 11-Jun-10
 FECHA TERMINACION: 16-Jun-10
 EQUIPO: ACKER

FECHA	HORA	PROF.
12-Jun-10	AM	1.20
14-Jun-10	AM	1.30
17-Jun-10	AM	1.50

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
11.00	M-7 SS	10.00 - 10.45	7/6"	8/6"	7/6"	100				9.80-13.80 : ARENA DE COLOR MARRON DE GRANO FINO
12.00	M-8 SS	12.00 - 12.45	8/6"	14/6"	8/6"	100				
14.00	M-9 SS	13.90 - 14.35	10/6"	14/6"	13/6"	100				13.80-15.90 : ARENA DE COLOR MARRON CON ALGO DE PLASTICIDAD
15.00										
16.00	M-10 SS	16.10 - 16.55	5/6"	6/6"	7/6"	100				15.90-19.80 : ARCILLA DE COLOR CAFE CLARO CON ALGO DE LIMO
17.00										
18.00	M-11 SS	18.20 - 18.65	2/6"	2/6"	2/6"	88				19.80-22.30 : TURBA DE COLOR CAFE OSCURO
19.00										
20.00										



OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
 PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1607 ES Catorce Torres de 12 pisos, Bosa
 UBICACION: X2
 COTA TERRENO:
 TIPO DE PERFORACION: Percusión
 PERFORADOR: OSCAR PEREZ

NIVEL FREATICO:
 FECHA INICIACION: 11-Jun-10
 FECHA TERMINACION: 16-Jun-10
 EQUIPO: ACKER

FECHA	HORA	PROF.
12-Jun-10	AM	1.20
14-Jun-10	AM	1.30
17-Jun-10	AM	1.50

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
21.00	M-12 SH	20.00 - 20.50				60				19.80-22.30 : TURBA DE COLOR CAFE OSCURO CON ALGO DE ARCILLA
22.00	M-13 SS	21.80 - 22.25	7/6"	6/6"	6/6"	100				
23.00										22.30-24.85 : ARCILLA LIMOSA DE COLOR GRIS CLARO CON LENTES DE ARENA
24.00	M-14 SS	24.40 - 24.85	7/6"	6/6"	9/6"	100				
25.00										Fin Sondeo a 24.85m
26.00										
27.00										
28.00										
29.00										
30.00										

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
 PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: X3		11-Jun-10	PM	2.20
COTA TERRENO:		11-Jun-10	AM	2.50
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA INICIACION: 10-Jun-10			
PERFORADOR: OSCAR PEREZ	FECHA TERMINACION: 11-Jun-10			
	EQUIPO: ALCKER			

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
										0.00-0.10 : CAPA VEGETAL
1.00	M-1 SS	0.10 - 0.70	4/6"	5/6"	6/6"	75				0.10-1.20 : RELLENO GRANULAR CON MATERIAL ORGANICO COLOR MARRON
2.00	M-2 SS	1.80 - 2.25	6/6"	7/6"	7/6"	100				1.20-6.40 : ARENA COLOR MARRON CONTAMINADO O RELLENO CON HUMEDAD ALTA
3.00										
4.00	M-3 SS	3.50 - 3.95	2/6"	1/6"	2/6"	88				
5.00	M-4 SS	5.10 - 5.55	9/6"	6/6"	5/6"	100				
6.00										
7.00	M-5 SS	6.30 - 6.75	2/6"	2/6"	5/6"	100				6.40-6.75 : ARCILLA LIMOSA DE COLOR GRIS CLARO CON TRAZAS NEGRAS
										Fin Sondeo a 6.75m
8.00										
9.00										
10.00										

OBSERVACIONES:



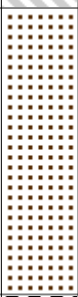


SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: X4		06-Jun-10	AM	3.50
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 10-Jun-10	07-Jun-10	AM	3.20
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 11-Jun-10	08-Jun-10	AM	3.50
PERFORADOR: ORCAR PEREZ	EQUIPO: ALCKER	06-Jun-10	AM	3.50
		07-Jun-10	AM	3.20

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ³)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
							▼▼▼	0.00-0.10 : CAPA VEGETAL
1.00	M-1 SS	0.10 - 0.90	2/6" 2/6" 2/6"	56				0.10-1.20 : RELLENO CON MATERIAL ORGANICO DE COLOR GRIS CLARO
2.00	M-2 SS	1.90 - 2.35	3/6" 3/6" 2/6"	100				1.20-11.10 : RELLENO GRANULAR CON ARENA FINA DE COLOR BLANCA
3.00								
4.00	M-3 SS	3.70 - 4.15	2/6" 2/6" 2/6"	100				
5.00								
6.00	M-4 SS	5.40 - 5.85	2/6" 3/6" 2/6"	100				
7.00								
8.00	M-5 SS	7.20 - 7.65	4/6" 4/6" 7/6"	100				
9.00								
10.00	M-6 SS	9.00 - 9.45	6/6" 7/6" 9/6"	100				

OBSERVACIONES:
 SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
 PS=PortaShelby


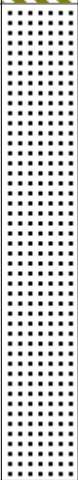

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREÁTICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: X4		06-Jun-10	AM	3.50
COTA TERRENO:		07-Jun-10	AM	3.20
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA INICIACION: 10-Jun-10	08-Jun-10	AM	3.50
PERFORADOR: ORCAR PEREZ	FECHA TERMINACION: 11-Jun-10	06-Jun-10	AM	3.50
	EQUIPO: ALCKER	07-Jun-10	AM	3.20

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
11.00	M-7 SS	10.80 - 11.25	4/6" 4/6" 4/6"	100				1.20-11.10 : RELLENO GRANULAR CON ARENA FINA DE COLOR BLANCA
12.00	M-8 SH	12.60 - 13.10		80				11.10-14.70 : ARCILLA LIMOSA CON ARENA COLOR BLANCA Y MARRON HUMEDAD ALTA
15.00	M-9 SS	14.50 - 14.95	6/6" 10/6" 13/6"	88				14.70-16.80 : ARENA DE COLOR MARRON CON HUMEDAD ALTA
17.00	M-10 SS	16.60 - 17.05	7/6" 8/6" 7/6"	100	N.R.			16.80-19.80 : ARCILLA LIMOSA COLOR OCRE CON ALGO DE TURBA Y UN LENTE DE ARENA
19.00	M-11 SS	18.50 - 18.95	4/6" 3/6" 3/6"	100				19.80-21.00 : ARCILLA COLOR OCRE

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: X4		06-Jun-10	AM	3.50
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 10-Jun-10	07-Jun-10	AM	3.20
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 11-Jun-10	08-Jun-10	AM	3.50
PERFORADOR: ORCAR PEREZ	EQUIPO: ALCKER	06-Jun-10	AM	3.50
		07-Jun-10	AM	3.20

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
19.80	M-12 SH	20.30 - 20.80		80				19.80-21.00 : ARCILLA COLOR OCRE
21.00								
22.00	M-13 SS	22.10 - 22.60	8/6" 8/6" 8/6"	90				21.00-24.50 : LENTE DE ARENA COLOR BLANCO CON MATRIZ DE ARCILLA Y TURBA COLOR NEGRO
23.00								
24.00	M-14 SS	23.80 - 24.25	10/6" 13/6" 16/6"	88				
25.00								
25.00	M-15 SS	25.20 - 25.70	15/6" 20/6" 25/6"	90				24.50-25.70 : ARCILLA COLOR OCRE
26.00								Fin Sondeo a 25.70m
27.00								
28.00								
29.00								
30.00								

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: X5				
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 21-Jun-10			
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 22-Jun-10			
PERFORADOR: REMIGIO A	EQUIPO: BM			

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
0.00	M-1 SS	0.00 - 0.45	2/6"	2/6"	2/6"			0.00-2.90 : LIMO ALGO ARENOSO COLOR CAFE CON ALGO DE RAICES
1.00								
2.00	M-2 SS	1.45 - 1.90	3/6"	4/6"	4/6"			
3.00	M-3 SS	2.90 - 3.35	17/6"	20/6"	24/6"			2.90-6.25 : ARENA FINA COLOR CAFE
4.00								
5.00	M-4 SS	4.35 - 4.80	8/6"	9/6"	14/6"			
6.00	M-5 SS	5.80 - 6.25	12/6"	8/6"	6/6"			
7.00								Fin Sondeo a 6.25m
8.00								
9.00								
10.00								

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:				
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 17-Jun-10			
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 17-Jun-10			
PERFORADOR: OSCAR PAEZ	EQUIPO: ACKER			

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ³)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
										0.00-0.10 : CAPA-VEGETAL
1.00	M-1 SS	0.10 - 0.70	6/6"	6/6"	7/6"	75				0.10-2.80 : ARENA DE COLOR MARRON CONTAMINADO CON RELLENO Y ALGO DE PLASTICIDAD
2.00	M-2 SS	1.90 - 2.35	3/6"	3/6"	2/6"	100				
3.00	M-3 SS	3.60 - 4.05	2/6"	2/6"	1/6"	44				2.80-6.90 : ARENA FINA DE COLOR MARRON CONTAMINADA
4.00										
5.00	M-4 SS	5.00 - 5.45	1/6"	1/6"	2/6"	88				
6.00	M-5 SS	6.40 - 6.85	1/6"	1/6"	1/6"	88				
7.00										Fin Sondeo a 6.90m
8.00										
9.00										
10.00										

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro PS=PortaShelby

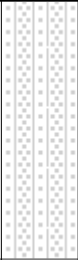
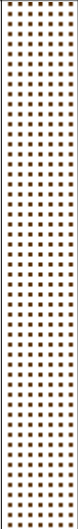
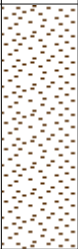

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: Y2		19-Jun-10	AM	1.80
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 18-Jun-10	20-Jun-10	AM	1.80
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 20-Jun-10	18-Jun-10	AM	1.80
PERFORADOR: OSCAR PEREZ	EQUIPO: ALCKER	18-Jun-10	AM	1.80

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
								0.00-0.05 : CAPA VEGETAL
1.00	M-1 SS	0.05 - 0.65	4/6" 5/6" 4/6"	75				
2.00	M-2 SS	1.60 - 2.05	5/6" 4/6" 3/6"	100				0.05-5.10 : ARENA COLOR MARRON CONTAMINADO
3.00	M-3 SS	3.20 - 3.65	2/6" 1/6" 1/6"	100				
4.00								
5.00	M-4 SS	4.90 - 5.35	1/6" 1/6" 1/6"	100				
6.00								
7.00	M-5 SS	6.40 - 6.90		100				5.10-8.85 : ARENA COLOR MARRON CON ALGO DE ARCILLA COLOR GRIS
8.00								
9.00	M-6 SS	8.40 - 8.85	1/6" 1/6" 1/6"	100				8.85-11.90 : ARENA FINA COLOR BLANCO
10.00								

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby



PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: Y2		19-Jun-10	AM	1.80
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 18-Jun-10	20-Jun-10	AM	1.80
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 20-Jun-10	18-Jun-10	AM	1.80
PERFORADOR: OSCAR PEREZ	EQUIPO: ALCKER	18-Jun-10	AM	1.80

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
11.00	M-7 SS	10.15 - 10.60	5/6"	6/6"	8/6"	100				8.85-11.90 : ARENA FINA COLOR BLANCO
12.00	M-8 SS	12.05 - 12.50	4/6"	3/6"	3/6"	100				11.90-15.80 : ARCILLA COLOR GRIS CLARO CON UN LENTE DE ARENA DE COLOR MARRON
14.00	M-9 SS	13.80 - 14.30	4/6"	4/6"	3/6"	90				15.80-17.60 : ARENA COLOR MARRON CON ALGO DE PLASTICIDAD CON VETAS DE TURBA
16.00	M-10 SS	15.60 - 16.05	7/6"	8/6"	9/6"	88				17.80-22.00 : ARCILLA LIMOSA COLOR MARRON
18.00	M-11 SS	17.80 - 18.25	5/6"	6/6"	5/6"	100				

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: Y2		19-Jun-10	AM	1.80
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 18-Jun-10	20-Jun-10	AM	1.80
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 20-Jun-10	18-Jun-10	AM	1.80
PERFORADOR: OSCAR PEREZ	EQUIPO: ALCKER	18-Jun-10	AM	1.80

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ³)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
21.00	M-12 SS	20.00 - 20.50	5/6"	3/6"	3/6"	90				17.80-22.00 : ARCILLA LIMOSA COLOR MARRON
22.00	M-13 SS	22.10 - 22.55	5/6"	6/6"	7/6"	100				22.00-24.30 : TURBA COLOR CAFE CLARO
23.00										
24.00	M-14 SS	23.80 - 24.30	6/6"	7/6"	9/6"	90				24.00-25.55 : ARCILLA LIMOSA DE COLOR GRIS CN LENTES DE ARENA
25.00	M-15 SS	25.10 - 25.55	6/6"	8/6"	7/6"	100				
26.00										Fin Sondeo a 25.55m
27.00										
28.00										
29.00										
30.00										

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:				
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 20-Jun-10			
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 28-Jun-10			
PERFORADOR: REMIGIO A	EQUIPO: BM			

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
0.00	M-1 SS	0.00 - 0.45	6/6"	6/6"	6/6"	62				0.00-2.90 : LIMO ARENOSO COLOR CAFE CON RAICES
1.00										
2.00	M-2 SS	1.45 - 1.90	10/6"	12/6"	13/6"	66				2.90-6.00 : ARENA FINA COLOR CAFE
3.00										
4.00	M-3 SS	2.90 - 3.35	6/6"	4/6"	5/6"	64				6.00-6.45 : ARENA LIMOSA COLOR HABANO
5.00										
6.00	M-4 SS	4.35 - 5.80	7/6"	6/6"	4/6"	20				
7.00										
8.00	M-5 SS	6.00 - 6.45	4/6"	3/6"	5/6"	64				
9.00										
10.00										Fin Sondeo a 6.45m

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa

UBICACION:

COTA TERRENO:

TIPO DE PERFORACION: Percusión

PERFORADOR: NORBEY CASTRO

FECHA INICIACION: 24-Jun-10

FECHA TERMINACION: 28-Jun-10

EQUIPO: SPRAGUER I

NIVEL FREATICO:

FECHA	HORA	PROF.
25-Jun-10	AM	2.00
26-Jun-10	AM	2.00
27-Jun-10	AM	2.00
28-Jun-10	AM	2.00
28-Jun-10	AM	2.00

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
	M-1 SS	0.00 - 0.45	6/6" 11/6" 12/6"	100				0.00-0.20 : LIMO ALGO ARENOSO COLOR CAFE
1.00								0.20-3.00 : ARENA FINA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
2.00	M-2 SS	1.50 - 1.95	2/6" 2/6" 2/6"	77				
3.00								3.00-5.00 : ARENA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
4.00	M-3 SS	3.00 - 3.45	2/6" 3/6" 3/6"	66				
5.00								
5.00	M-4 SS	4.50 - 4.95	3/6" 3/6" 3/6"	66				
6.00								5.00-6.80 : ARCILLA ALGO LIMOSA DE COLOR CAFE
6.00	M-5 SH	6.00 - 6.80		56				
7.00								6.80-8.20 : ARENA FINA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
8.00	M-6 SS	7.80 - 8.25	9/6" 5/6" 7/6"	66				
9.00								8.20-10.70 : ARENA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
10.00	M-7 SS	9.25 - 9.70	8/6" 15/6" 17/6"	44				

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa

NIVEL FREATICO:

UBICACION:

COTA TERRENO:

TIPO DE PERFORACION: Percusión

PERFORADOR: NORBEY CASTRO

FECHA INICIACION: 24-Jun-10

FECHA TERMINACION: 28-Jun-10

EQUIPO: SPRAGUER I

FECHA	HORA	PROF.
25-Jun-10	AM	2.00
26-Jun-10	AM	2.00
27-Jun-10	AM	2.00
28-Jun-10	AM	2.00
28-Jun-10	AM	2.00

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
										8.20-10.70 : ARENA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
11.00	M-8 SS	10.70 - 11.45	3/6"	4/6"	12/6"	40				10.70-11.50 : ARCILLA ALGO LIMOSA DE COLOR CAFE
12.00	M-9 SS	12.50 - 12.95	12/6"	14/6"	18/6"	55				11.50-15.00 : ARENA ALGO LIMOSA DE COLOR GRIS
13.00										
14.00	M-10 SS	14.00 - 14.45	12/6"	33/6"	40/6"	55				
15.00										
16.00	M-11 SS	15.50 - 15.95	4/6"	4/6"	8/6"	66				15.00-17.00 : LIMO ALGO ARENOSO DE COLOR CAFE CON LENTES DE ARENA COLOR GRIS
17.00										
18.00	M-12 SH	17.00 - 17.50				90				17.00-20.00 : ARCILLA ALGO LIMOSA DE COLOR GRIS
19.00	M-13 SS	18.80 - 19.25	7/6"	6/6"	7/6"	88				
20.00										

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:		25-Jun-10	AM	2.00
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 24-Jun-10	26-Jun-10	AM	2.00
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 28-Jun-10	27-Jun-10	AM	2.00
PERFORADOR: NORBEY CASTRO	EQUIPO: SPRAGUER I	28-Jun-10	AM	2.00
		28-Jun-10	AM	2.00

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
21.00	M-14 SS	20.25 - 21.70	4/6"	7/6"	7/6"	24				20.00-22.80 : TURBA COLOR CAFE OSCURO
23.00	M-15 SS	22.70 - 23.45	8/6"	12/6"	7/6"	46				22.80-25.00 : ARENA ALGO LIMOSA COLOR GRIS
24.00	M-16 SS	24.45 - 24.90	15/6"	17/6"	22/6"	66				
25.00	M-17 SS	25.90 - 26.35	3/6"	2/6"	2/6"	88				25.00-32.00 : ARCILLA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
26.00	M-18 SH	27.35 - 28.15				56				
27.00	M-19 SS	29.15 - 29.60	3/6"	3/6"	2/6"	88				
28.00										
29.00										
30.00										

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREÁTICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:		25-Jun-10	AM	2.00
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 24-Jun-10	26-Jun-10	AM	2.00
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 28-Jun-10	27-Jun-10	AM	2.00
PERFORADOR: NORBEY CASTRO	EQUIPO: SPRAGUER I	28-Jun-10	AM	2.00
		28-Jun-10	AM	2.00

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
31.00	M-20 SH	30.60 - 31.10		90				25.00-32.00 : ARCILLA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
32.00	M-21 SS	32.40 - 32.80	15/6" 12/6" 19/6"	75				32.00-44.75 : ARENA DE LAVADO
33.00	M-22 SS	33.85 - 34.30	12/6" 22/6" 23/6"	55				
34.00	M-23 SS	35.30 - 35.75	30/6" 40/6" 45/6"	44				
35.00	M-24 NQ	35.75 - 37.25						
36.00	M-25 NQ	37.25 - 38.75						
37.00	M-26 NQ	38.75 - 40.25						
38.00								
39.00								
40.00								

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:		25-Jun-10	AM	2.00
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 24-Jun-10	26-Jun-10	AM	2.00
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 28-Jun-10	27-Jun-10	AM	2.00
PERFORADOR: NORBEY CASTRO	EQUIPO: SPRAGUER I	28-Jun-10	AM	2.00
		28-Jun-10	AM	2.00

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
41.00	M-27 NQ	40.25 - 41.75						32.00-44.75 : ARENA DE LAVADO
42.00	M-28 NQ	41.75 - 43.25						
43.00	M-29 NQ	43.25 - 44.75						
44.00								
45.00	M-30 NQ	44.75 - 46.75		45				44.75-50.75 : ARCILLOLITA DE COLOR GRIS
46.00								
47.00	M-31 NQ	46.75 - 47.75		75				
48.00	M-32 NQ	47.75 - 49.25		50				
49.00								
50.00	M-33 NQ	49.25 - 50.75		66				

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:		25-Jun-10	AM	2.00
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 24-Jun-10	26-Jun-10	AM	2.00
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 28-Jun-10	27-Jun-10	AM	2.00
PERFORADOR: NORBEY CASTRO	EQUIPO: SPRAGUER I	28-Jun-10	AM	2.00
		28-Jun-10	AM	2.00

PROF. (m)	MUESTRA				Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes			Pen.	Vel.		
									44.75-50.75 : ARCILLOLITA DE COLOR GRIS
									Fin Sondeo a 50.75m
51.00									
52.00									
53.00									
54.00									
55.00									
56.00									
57.00									
58.00									
59.00									
60.00									

OBSERVACIONES:
 SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
 PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:		21-Jun-10	AM	1.60
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 21-Jun-10	21-Jun-10	AM	1.60
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 23-Jun-10	22-Jun-10	AM	1.60
PERFORADOR: ORCAR PAEZ	EQUIPO: ACKER	22-Jun-10	AM	1.60
		23-Jun-10	AM	1.60

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ³)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
								0.00-0.05 : CAPA VEGETAL
1.00	M-1 SS	0.05 - 0.70	4/6" 3/6" 3/6"	69				
2.00	M-2 SS	1.95 - 2.40	2/6" 2/6" 2/6"	100				0.05-5.90 : ARENA DE COLOR MARRON CONTAMINADO
3.00								
4.00	M-3 SS	3.60 - 4.05	3/6" 5/6" 4/6"	100				
5.00								
6.00	M-4 SS	5.30 - 5.75	4/6" 3/6" 4/6"	100				
7.00	M-5 SH	6.20 - 6.70		100				5.90-8.10 : ARCILLA COLOR GRIS
8.00	M-6 SS	7.60 - 8.05	1/6" 2/6" 2/6"	100				
9.00								8.10-11.60 : ARENA FINA COLOR BLANCO CON LENES DE ARCILLA
10.00	M-7 SS	9.30 - 9.75	15/6" 18/6" 22/6"	100				

OBSERVACIONES:
 SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
 PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:		21-Jun-10	AM	1.60
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 21-Jun-10	21-Jun-10	AM	1.60
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 23-Jun-10	22-Jun-10	AM	1.60
PERFORADOR: ORCAR PAEZ	EQUIPO: ACKER	22-Jun-10	AM	1.60
		23-Jun-10	AM	1.60

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ³)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
11.00	M-8 SS	11.10 - 11.50	2/6"	2/6"	3/6"	112				8.10-11.60 : ARENA FINA COLOR BLANCO CON LENES DE ARCILLA
12.00	M-9 SS	12.90 - 13.40	4/6"	4/6"	5/6"	90				11.60-15.70 : ARCILLA LIMOSA COLOR MARRON
13.00	M-10 SS	15.20 - 15.65	3/6"	4/6"	3/6"	100				
14.00										
15.00										
16.00	M-11 SS	17.10 - 17.50	13/6"	8/6"	8/6"	112				15.70-18.70 : ARENA FINA DE COLOR BLANCA CON LENTES DE ARCILLA
17.00										
18.00										
19.00	M-12 SS	18.90 - 19.35	4/6"	6/6"	7/6"	100				18.70-20.50 : ARCILLA COLOR GRIS CON LENTES DE ARENA CON VETAS DE TURBA
20.00										

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby




PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:		21-Jun-10	AM	1.60
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 21-Jun-10	21-Jun-10	AM	1.60
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 23-Jun-10	22-Jun-10	AM	1.60
PERFORADOR: ORCAR PAEZ	EQUIPO: ACKER	22-Jun-10	AM	1.60
		23-Jun-10	AM	1.60

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ³)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
										18.70-20.50 : ARCILLA COLOR GRIS CON LENTES DE ARENA CON VETAS DE TURBA
21.00	M-13 SS	20.80 - 21.30	4/6"	5/6"	6/6"	90				
22.00										20.50-24.00 : TURBA COLOR CAFE OSCURO CON UN LENTE DE ARCILLA
23.00	M-14 SS	22.75 - 23.15	6/6"	7/6"	9/6"	112				
24.00										24.00-25.00 : ARCILLA COLOR GRIS CON VETAS DE ARENA
25.00	M-15 SS	24.50 - 25.00	13/6"	10/6"	12/6"	90				
26.00										Fin Sondeo a 25.00m
27.00										
28.00										
29.00										
30.00										

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:				
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 27-Jun-10			
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 27-Jun-10			
PERFORADOR: REMIGIO A	EQUIPO: BM			

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
0.00	M-1 SS	0.00 - 0.45	16/6" 9/6" 9/6"	66				0.00-0.45 : LIMO ARENOSO COLOR CAFE
1.00								
2.00	M-2 SS	1.45 - 1.90	6/6" 6/6" 7/6"	62				
3.00								
4.00	M-3 SS	2.90 - 3.35	5/6" 5/6" 7/6"	66				2.90-6.20 : ARENA FINA COLOR CAFE
5.00								
6.00	M-4 SS	4.35 - 5.80	4/6" 6/6" 7/6"	17				
7.00								
8.00	M-5 SS	6.20 - 6.65	5/6" 4/6" 4/6"	55				6.20-6.65 : ARENA ALGO LIMOSA CON ARENAS GRISES
9.00								
10.00								

OBSERVACIONES:
 SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
 PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa

NIVEL FREATICO:

UBICACION:

COTA TERRENO:

TIPO DE PERFORACION: Percusión

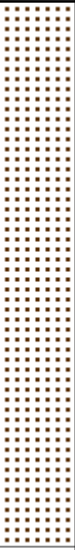


PERFORADOR: NORBEY CASTRO

FECHA INICIACION: 21-Jun-10

FECHA TERMINACION: 23-Jun-10

EQUIPO: SPRAGUER I

FECHA	HORA	PROF.

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
0.00 - 1.00	M-1 SS	0.00 - 0.45	4/6" 7/6" 6/6"	100				0.00-4.00 : ARENA FINA ALGO LIMOSA DE COLOR CAFE
1.00 - 2.00	M-2 SS	1.50 - 1.95	2/6" 2/6" 3/6"	66				
2.00 - 3.00	M-3 SS	3.00 - 3.45	3/6" 3/6" 5/6"	77				
3.00 - 4.00								
4.00 - 5.00	M-4 SS	4.50 - 4.95	3/6" 4/6" 5/6"	44				4.50-7.00 : ARENA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
5.00 - 6.00	M-5 SS	6.00 - 6.45	5/6" 5/6" 6/6"	55				
6.00 - 7.00								
7.00 - 8.00	M-6 SS	7.50 - 7.95	7/6" 16/6" 35/6"	66				7.00-7.60 : ARENA FINA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
8.00 - 9.00	M-7 SS	9.00 - 9.45	5/6" 5/6" 9/6"	55				7.60-11.00 : ARENA ALGO LIMOSA COLOR GRIS
9.00 - 10.00								

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa

NIVEL FREATICO:

UBICACION:

COTA TERRENO:

TIPO DE PERFORACION: Percusión

PERFORADOR: NORBEY CASTRO

FECHA INICIACION: 21-Jun-10

FECHA TERMINACION: 23-Jun-10

EQUIPO: SPRAGUER I

FECHA	HORA	PROF.

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
11.00	M-8 SS	10.50 - 10.95	15/6"	15/6"	10/6"	55				7.60-11.00 : ARENA ALGO LIMOSA COLOR GRIS
12.00	M-9 SS	12.00 - 12.45	4/6"	6/6"	4/6"	77				11.00-14.00 : ARENA FINA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
13.00	M-10 SS	13.50 - 13.95	6/6"	10/6"	10/6"	55				
14.00	M-11 SS	15.00 - 15.45	7/6"	5/6"	9/6"	55				
15.00	M-12 SS	16.50 - 16.95	23/6"	15/6"	8/6"	77				14.00-19.90 : LIMO ALGO ARCILLOSO DE COLOR CFE CON BETAS DE COLOR GRIS
16.00	M-13 SS	18.00 - 18.45	6/6"	6/6"	8/6"	55				
17.00	M-14 SS	19.50 - 19.95	9/6"	15/6"	16/6"	77				
18.00										
19.00										
20.00										19.90-21.50 : TURBA DE COLOR CAFE OSCURO

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa
 UBICACION:
 COTA TERRENO:
 TIPO DE PERFORACION: Percusión
 PERFORADOR: NORBEY CASTRO

FECHA INICIACION: 21-Jun-10
 FECHA TERMINACION: 23-Jun-10
 EQUIPO: SPRAGUER I

NIVEL FREATICO:

FECHA	HORA	PROF.

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
21.00	M-15 SS	21.00 - 21.45	23/6" 19/6" 17/6"	88				19.90-21.50 : TURBA DE COLOR CAFE OSCURO
22.00	M-16 SS	22.50 - 22.95	12/6" 14/6" 12/6"	55				21.50-24.00 : ARENA ALGO LIMOSA DE COLOR GRIS
24.00	M-17 SS	24.00 - 24.45	9/6" 11/6" 11/6"	55				24.00-25.00 : ARENA FINA ALGO LIMOSA DE COLOR CAFE
25.00	M-18 SS	24.55 - 25.00	14/6" 14/6" 15/6"	77				
25.00								Fin Sondeo a 25.00m
26.00								
27.00								
28.00								
29.00								
30.00								

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
 PS=PortaShelby


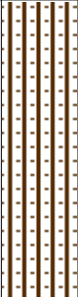
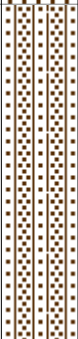

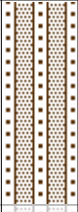
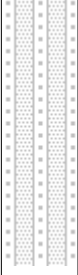
PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:				
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 24-Jun-10			
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 24-Jun-10			
PERFORADOR: REMIGIO	EQUIPO: ROYERINI			

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	N° y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
0.00	M-1 SS	0.00 - 0.45	2/6"	2/6"	2/6"	80		0.00-0.45 : LIMO ARENOSO DE COLOR CAFE CON ALGO DE RAICES
1.00								
2.00	M-2 SS	1.45 - 1.90	3/6"	4/6"	4/6"	75		0.45-4.80 : ARENA FINA DE COLOR CAFE
3.00								
4.00	M-3 SS	2.90 - 3.35	4/6"	6/6"	9/6"	51		
5.00								
6.00	M-4 SS	4.35 - 4.80	5/6"	6/6"	8/6"	66		
7.00								
8.00								
9.00								
10.00								
								5.80-6.25 : ARENA FINA DE COLOR CAFE CON PARTES GRISES
								Fin Sondeo a 6.25m

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1607 ES Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: Z5		18-Jun-10	AM	4.00
COTA TERRENO:		19-Jun-10	AM	4.00
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA INICIACION: 16-Jun-10			
PERFORADOR: NORBEY CASTRO	FECHA TERMINACION: 19-Jun-10			
	EQUIPO: SPRAGUER			

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
0.00	M-1 SS	0.00 - 0.45	2/6" 2/6" 2/6"	66				0.00-0.30 : LIMO ARENOSO DE COLOR CAFE CON ALGO DE RAICES
1.00								0.30-2.50 : ARENA FINA DE COLOR CAFE
2.00	M-2 SS	1.50 - 1.95	2/6" 3/6" 3/6"	66				
3.00	M-3 SS	3.00 - 3.45	3/6" 3/6" 4/6"	77				2.50-5.00 : ARENA FINA DE COLOR CAFE CON PARTES GRISAS
4.00	M-4 SS	4.50 - 4.95	3/6" 4/6" 4/6"	77				
5.00	M-5 SS	6.00 - 6.45	2/6" 2/6" 3/6"	88				5.00-6.50 : ARCILLA LIMOSA DE COLOR GRIS
6.00	M-6 SS	7.50 - 7.95	11/6" 15/6" 18/6"	66				6.50-8.00 : ARENA FINA ALGO LIMOSA DE COLOR CAFE
7.00	M-7 SS	9.00 - 9.45	3/6" 5/6" 6/6"	55				8.00-10.00 : ARENA ALGO LIMOSA DE COLOR GRIS
8.00								
9.00								
10.00								

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1607 ES Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: Z5		18-Jun-10	AM	4.00
COTA TERRENO:		19-Jun-10	AM	4.00
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA INICIACION: 16-Jun-10			
PERFORADOR: NORBEY CASTRO	FECHA TERMINACION: 19-Jun-10			
	EQUIPO: SPRAGUER			

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
11.00	M-8 SS	10.50 - 10.95	10/6"	12/6"	7/6"	66			10.00-15.50 : ARENA FINA LIMOSA DE COLOR CAFE	
12.00	M-9 SS	12.00 - 12.45	2/6"	3/6"	4/6"	66				
13.00	M-10 SS	13.50 - 13.95	6/6"	6/6"	4/6"	77				
14.00	M-11 SS	15.00 - 15.45	9/6"	10/6"	10/6"	88				
16.00	M-12 SS	16.50 - 16.95	12/6"	17/6"	24/6"	77			15.50-17.00 : ARENA LIMOSA DE COLOR GRIS	
18.00	M-13 SS	18.00 - 18.45	3/6"	3/6"	3/6"	100			17.00-19.95 : LIMO ARCILLOSO DE COLOR CAFE	
19.00	M-14 SS	19.50 - 19.95	5/6"	7/6"	7/6"	77				
20.00									19.95-22.90 : TURBA DE COLOR CAFE CON	

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1607 ES Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION: Z5		18-Jun-10	AM	4.00
COTA TERRENO:		19-Jun-10	AM	4.00
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA INICIACION: 16-Jun-10			
PERFORADOR: NORBEY CASTRO	FECHA TERMINACION: 19-Jun-10			
	EQUIPO: SPRAGUER			

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
21.00	M-15 SS	21.00 - 21.45	4/6"	4/6"	6/6"	77				19.95-22.90 : TURBA DE COLOR CAFE CON RASTROS DE MADERA
22.00	M-16 SS	22.50 - 22.95	8/6"	8/6"	9/6"	44				
23.00	M-17 SS	24.00 - 24.45	5/6"	5/6"	5/6"	66				22.90-25.00 : ARENA FINA ALGO LIMOSA DE COLO CAFE
24.00	M-18 SS	24.55 - 25.00	5/6"	6/6"	6/6"	77				
25.00										Fin Sondeo a 25.00m
26.00										
27.00										
28.00										
29.00										
30.00										

OBSERVACIONES:






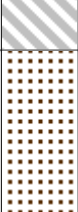
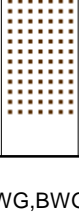

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:				
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 23-Jun-10			
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 23-Jun-10			
PERFORADOR: REMIGIO	EQUIPO: ROYERINI			

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
0.00	M-1 SS	0.00 - 0.45	3/6"	4/6"	7/6"	66				0.00-1.90 : LIMO ALGO ARENOSO COLOR CAFE CON ALGO DE RAICES
1.00	M-2 SS	1.45 - 1.90	6/6"	5/6"	5/6"	77				
2.00	M-3 SS	2.90 - 3.35	6/6"	6/6"	6/6"	77				1.90-4.80 : ARENA FINA DE COLOR CAFE
3.00										
4.00	M-4 SS	4.35 - 4.80	7/6"	9/6"	12/6"	66				4.80-6.25 : ARENA COLOR GRIS OSCURA
5.00										
6.00	M-5 SS	5.80 - 6.25	10/6"	7/6"	5/6"	88				
7.00										Fin Sondeo a 6.25m
8.00										
9.00										
10.00										

OBSERVACIONES:
 SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
 PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:		13-Jun-10	AM	1.50
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 12-Jun-10	14-Jun-10	AM	1.50
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 15-Jun-10	15-Jun-10	AM	1.50
PERFORADOR: NORBEY CASTRO	EQUIPO: SPRAGUE I	13-Jun-10	AM	1.50
		14-Jun-10	AM	1.50

PROF. (m)	MUESTRA			Recobro (%)	qu(kg/cm ³)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes		Pen.	Vel.		
0.00 - 1.00	M-1 SS	0.00 - 0.45	8/6" 9/6" 12/6"	100				0.00-1.40 : LIMO ALGO ARENOSO DE COLOR CAFE
1.40 - 2.00	M-2 SS	1.50 - 1.95	2/6" 2/6" 2/6"	88				1.40-4.40 : ARENA FINA ALGO LIMOSA DE COLOR CAFE
2.00 - 3.00	M-3 SS	3.00 - 3.45	2/6" 2/6" 2/6"	55				
3.00 - 4.00								4.40-5.50 : ARENA ALGO LIMOSA DE COLOR GRIS
4.00 - 5.00	M-4 SS	4.50 - 4.95	2/6" 3/6" 2/6"	66				
5.00 - 6.00	M-5 SS	6.00 - 6.45	4/6" 4/6" 4/6"	66				5.50-7.95 : ARCILLA ALGO LIMOSA DE COLOR GRIS
6.00 - 7.00								
7.00 - 8.00	M-6 SS	7.50 - 7.95	4/6" 5/6" 5/6"	44				7.95-10.95 : ARENA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
8.00 - 9.00								
9.00 - 10.00	M-7 SS	9.00 - 9.45	5/6" 8/6" 15/6"	66				

OBSERVACIONES:


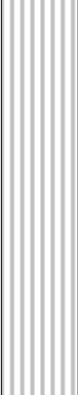

SS=Split-Spoon SH= tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:		13-Jun-10	AM	1.50
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 12-Jun-10	14-Jun-10	AM	1.50
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 15-Jun-10	15-Jun-10	AM	1.50
PERFORADOR: NORBEY CASTRO	EQUIPO: SPRAGUE I	13-Jun-10	AM	1.50
		14-Jun-10	AM	1.50

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
	M-8 SS	10.00 - 10.95	14/6"	15/6"	15/6"	31				7.95-10.95 : ARENA ALGO LIMOSA COLOR CAFE
11.00										
12.00	M-9 SS	12.00 - 12.45	5/6"	4/6"	4/6"	66				10.95-15.00 : ARENA ALGO LIMOSA COLOR GRIS
13.00										
14.00	M-10 SS	13.50 - 13.95	5/6"	6/6"	8/6"	55				
15.00										
16.00	M-11 SS	15.00 - 15.45	14/6"	14/6"	15/6"	44				15.00-16.90 : LIMO ALGO ARENOSO DE COLOR CAFE
17.00										
18.00	M-12 SS	16.50 - 16.95	15/6"	12/6"	10/6"	66				
19.00										
20.00	M-13 SS	18.00 - 18.45	4/6"	5/6"	6/6"	77				16.90-19.90 : LIMO ALGO ARCILLOSO DE COLOR GRIS
	M-14 SS	19.50 - 19.95	6/6"	8/6"	8/6"	77				19.90-21.45 : TURBAS DE COLOR CAFE

OBSERVACIONES:



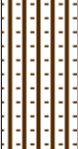



SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa							NIVEL FREATICO:			FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:										13-Jun-10	AM	1.50
COTA TERRENO:										14-Jun-10	AM	1.50
TIPO DE PERFORACION: Percusión							FECHA INICIACION: 12-Jun-10			15-Jun-10	AM	1.50
PERFORADOR: NORBEY CASTRO							FECHA TERMINACION: 15-Jun-10			13-Jun-10	AM	1.50
							EQUIPO: SPRAGUE I			14-Jun-10	AM	1.50
PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION		
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.				
21.00	M-15 SS	21.00 - 21.45	7/6"	8/6"	9/6"	88				19.90-21.45 : TURBAS DE COLOR CAFE		
22.00	M-16 SS	22.50 - 22.95	4/6"	5/6"	7/6"	66				21.45-24.40 : LIMO ALGO ARENOSO DE COLOR GRIS		
23.00	M-17 SS	24.00 - 24.45	8/6"	9/6"	8/6"	66				24.40-25.00 : ARCILLA ALGO LIMOSA DE COLOR CAFE		
24.00	M-18 SS	24.55 - 25.00	7/6"	9/6"	10/6"	66				Fin Sondeo a 25.00m		
25.00												
26.00												
27.00												
28.00												
29.00												
30.00												

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

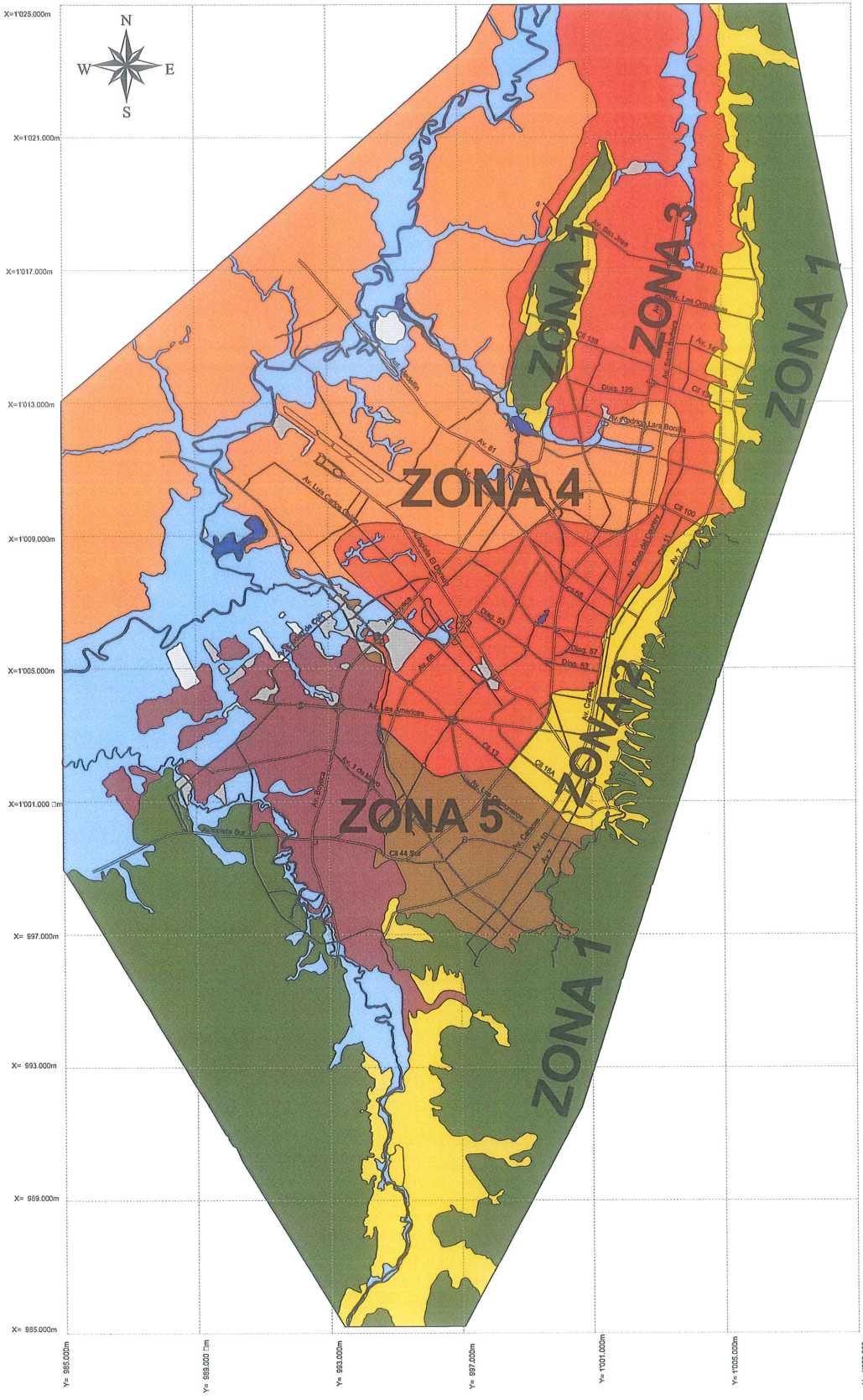
PROYECTO: 0510-1610 ERL Catorce Torres de 12 pisos, Bosa	NIVEL FREATICO:	FECHA	HORA	PROF.
UBICACION:				
COTA TERRENO:	FECHA INICIACION: 23-Jun-10			
TIPO DE PERFORACION: Percusión	FECHA TERMINACION: 23-Jun-10			
PERFORADOR: REMIGIO	EQUIPO: ROYERINI			

PROF. (m)	MUESTRA					Recobro (%)	qu(kg/cm ²)		Esq.	DESCRIPCION
	Nº y Clase	Profund.(m)	Golpes				Pen.	Vel.		
	M-1 SS	0.00 - 0.45	5/6"	6/6"	6/6"	66				0.00-0.45 : LIMO ALGO ARENOSO COLOR CAFE CON ALGO DE RAICES
1.00										
2.00	M-2 SS	1.45 - 1.90	5/6"	4/6"	4/6"	88				
3.00										
4.00	M-3 SS	2.90 - 3.35	2/6"	2/6"	2/6"	77				0.45-6.30 : ARENA FINA COLOR CAFE CON ALGO DE OXIDACION
5.00										
6.00	M-4 SS	4.35 - 4.80	8/6"	10/6"	11/6"	55				
7.00										
8.00	M-5 SS	5.80 - 6.25	10/6"	12/6"	13/6"	66				
9.00										
10.00										Fin Sondeo a 6.30m

OBSERVACIONES:

SS=Split-Spoon SH=Tubo Shelby Bx,Nx,Hx,Q,NQ,BQ,HXWL,NXWL,BXWL,NWM,AWM,NWG,BWG,AWG=Broca T=Tricono B=Bolsa O=Otro
PS=PortaShelby

ANEXO D. Mapa de Microzonificación Sísmica de Bogotá.



MAPA DE MICROZONIFICACION SISMICA DE SANTAFE DE BOGOTA D.C.

LEYENDA

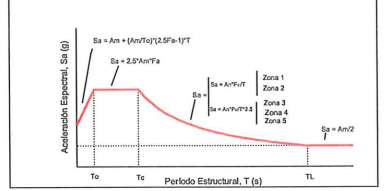
- Zona 1 - Cerros
- Zona 2 - Piedemonte
- Zona 3 - Lacustre A
- Zona 4 - Lacustre B
- Zona 5 - Terrazas y Conos
- Zona 5 A - Terrazas y Conos Potencialmente licuables
- Rondas de Ríos y Humedales
- Rellenos de Excavación

COEFICIENTES ESPECTRALES PARA DISEÑO

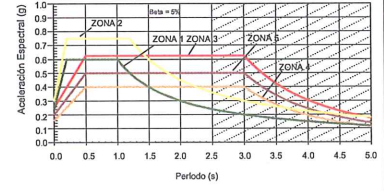
ZONA	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4	ZONA 5
TIPO	CERROS	PIEDEMONTE	LACUSTRE A	LACUSTRE B	TERRAZAS
T ₀	0.30	0.30	0.50	0.50	0.50
T _c	1.00	1.20	3.00	3.00	3.00
T _L	6.00	6.00	5.71	5.71	5.71
A _{0.1}	0.24	0.30	0.25	0.18	0.20
A ₁	0.30	0.40	0.30	0.20	0.30
F _a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
F _v	2.00	2.25	32.43	31.18	25.53

PARAMETROS
 T₀: Periodo Sismal
 T_c: Periodo Corto
 T_L: Periodo Largo
 S_a: Aceleración Espectral
 A_m: Aceleración Máxima
 A_n: Aceleración Nominal
 F_a: Factor de Amplificación de la Aceleración
 F_v: Factor de Amplificación de la Aceleración en el rango de velocidades constantes

ESPECTRO DEFINIDO PARA UN COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO RESPECTO AL CRITICO DEL 5%



ESPECTROS DE DISEÑO



NOTAS:

- (a) En la zona 1 - Cerros debe consultarse en forma complementaria el Mapa de Riesgos de Deslizamientos. Además deben realizarse estudios particulares de amplificación local y estabilidad para la construcción de obras.
- (b) En la zona 5A debe evaluarse el potencial de licuación para la construcción de obras.
- (c) Para la zona de períodos mayores que 2.5 seg. (zona acharada de los espectros de diseño) y que corresponde a estructuras especiales deben realizarse estudios locales de respuesta para determinar la forma del espectro de diseño en ese rango de períodos.
- (d) En todas las zonas de las Terrazas debe establecerse una franja de transición de unos 500 m. en cada lado. En estas zonas de transición se debe tomar la aceleración de diseño más exigente que resulta de los espectros de diseño de las zonas cercanas.
- (e) Pueden utilizarse fuerzas de diseño menores a las que resultan de la utilización de los espectros de diseño recomendados siempre y cuando se demuestre mediante análisis de respuesta de perfiles doblemente estudiados.
- (f) Para efectos de aplicación de requisitos complementarios del Código Colombiano, la ciudad sigue perteneciendo a una zona de Amortiguamiento Sísmico Intermedia.
- (g) Los valores de A_n y A_v dados por el Código no deben emplearse si se va a utilizar el Mapa de Microzonificación propuesta. En ese caso deben utilizarse los coeficientes A_m y A_n equivalentes.
- (h) Deberá tenerse especial cuidado para el diseño de estructuras de corto período en la selección del valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para el sistema estructural, R. En algunos casos, este valor ha sido incrementado artificialmente en el Código para balancear la forma apropiada por el Código en este rango de períodos. Se recomienda utilizar un valor de R compatible para el espectro de diseño directamente con el sistema estructural y los materiales que se utilicen.
- (i) Cada una de las Zonas Sísmicas en que se ha dividido la ciudad involucra un valor diferente de A_m, que corresponde a la aceleración máxima del terreno para dicha zona. Estos valores de aceleración pueden utilizarse en el diseño de estructuras muy rígidas (de bajo período) o en el diseño de obras geotécnicas como excavaciones, muros de contención, terraplenes y otros.

CONVENIO 01 - 1993

INGEOMINAS UNIDAD PARA LA PREVENCIÓN DE EMERGENCIAS DEL DISTRITO DIRECCIÓN NACIONAL PARA LA PREVENCIÓN DE EMERGENCIAS DEL DISTRITO Y ATENCIÓN DE DESASTRES NATURALES

PROYECTO MICROZONIFICACION SISMICA DE SANTAFE DE BOGOTA D.C.

EJECUTORES

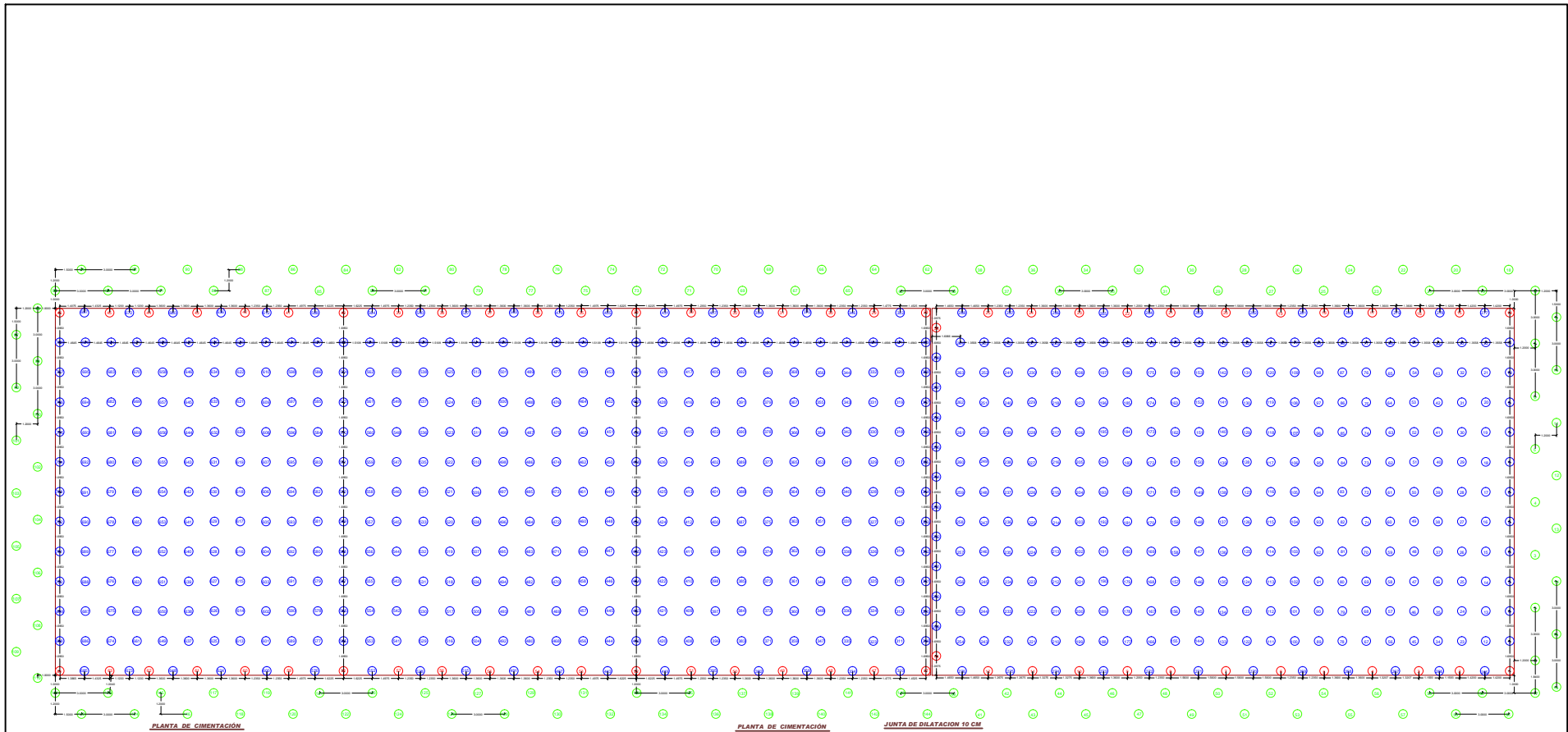
INGEOMINAS UNIVERSIDAD DE LOS ANDES

ESCALA 1: 50.000

FECHA: JUNIO DE 1997
SANTAFE DE BOGOTA D.C. COLOMBIA

MAPA No. 3

ANEXO E. Distribución en Planta de Pilas de Agregado Compacto en Zona Z.

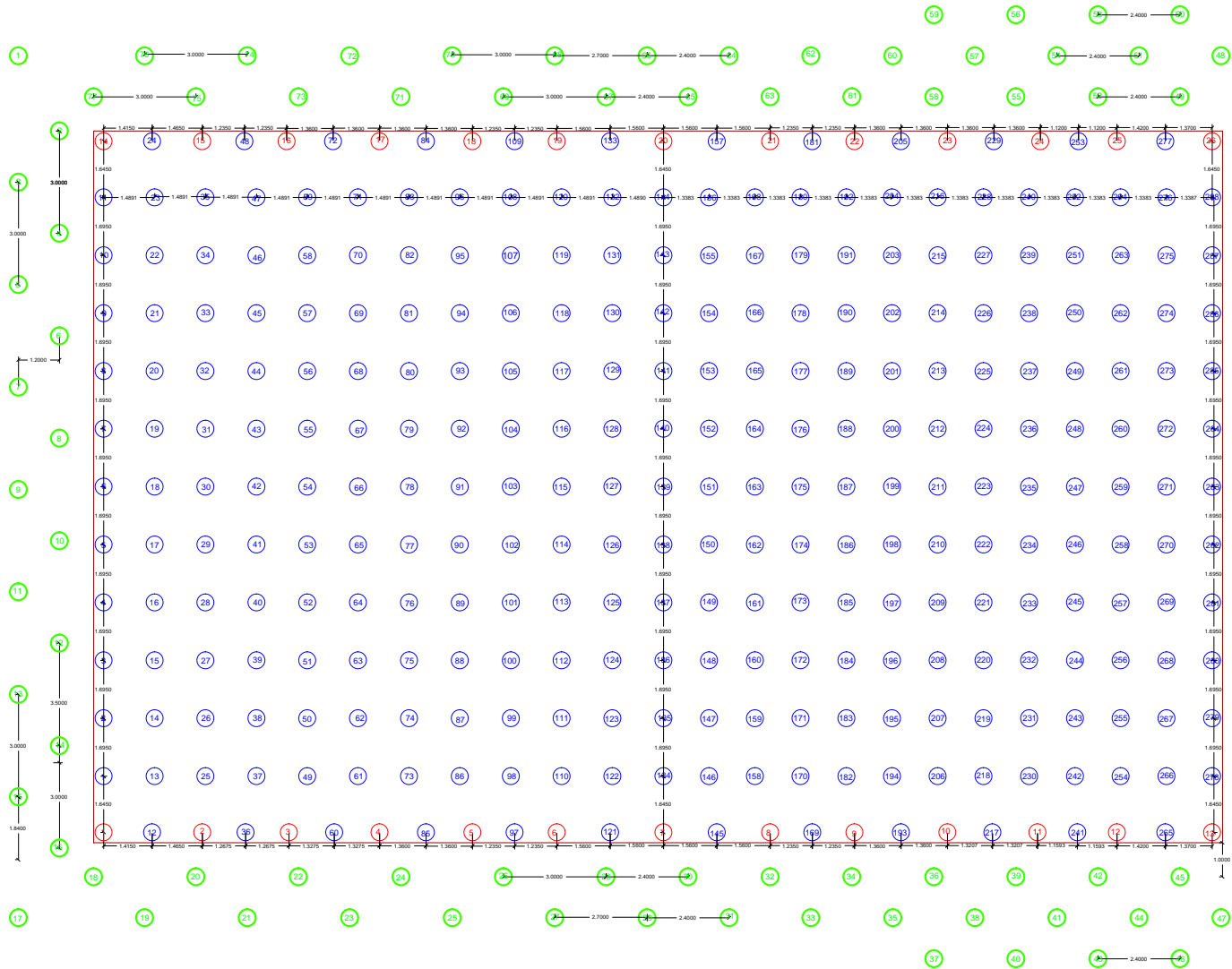


○ LICUACION	144
○ COMPRESION	708
○ TENSION	64
TOTAL	916

NOTA:
 LOS ELEMENTOS A TENSION TIENE UNA PROFUNDIDAD DE 5.0 MTS.
 ELEMENTOS DE LICUACION Y COMPRESION: CON UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 7.5 MTS, O HASTA ENCONTRAR RECHAZO (MAXIMO DE 8.3 MTS).

APROBO: PLS	PRESENTO: EYC	REVISION N: 8		PROYECTO:	CONTIENE:	FIGURA: 1
REVISO: PLS	DIBUJO: LH	FECHA: 06-01-2012		LUCERNA CONJUNTO CERRADO	UBICACION DE ELEMENTOS	

ANEXO F. Distribución en Planta de Pilas de Agregado Compacto en Zona A.



	LICUACION	77
	COMPRESION	288
	TENSION	26
	TOTAL	391

NOTA:
 LOS ELEMENTOS A TENSION TIENE UNA PROFUNDIDAD DE 5.0 MTS.
 ELEMENTOS DE LICUACION Y COMPRESION; CON UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 7.5 MTS, O HASTA ENCONTRAR RECHAZO (MAXIMO DE 8.3 MTS).