

Maestría en Ingeniería Civil

**Comparación de Métodos de Análisis de Capacidad de Carga al
Arranque de Cimentaciones Superficiales para Torres de Energía
en Líneas de Transmisión**

Ing. Yizel Andrea Castañeda Orjuela

Bogotá, D.C., 20 de diciembre de 2021



**Comparación de Métodos de Análisis de Capacidad de Carga al
Arranque de Cimentaciones Superficiales para Torres de Energía
en Líneas de Transmisión**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en Geotecnia**

**Ing. Guillermo Pabón G.
Profesor de cátedra Director**

Bogotá, D.C., 20 de diciembre de 2021



La tesis de maestría titulada “Comparación de Métodos de Análisis de Capacidad de Carga al Arranque de Cimentaciones Superficiales para Torres de Energía en Líneas de Transmisión”, presentada por Yizel Andrea Castañeda Orjuela, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.



Director de la tesis
ING. Guillermo Pabón G

Jurado
ING. Catalina Lozada

Jurado
ING. Marcela Salcedo

Bogotá, D.C., 20 de diciembre de 2021

Dedicatoria

A mi mamá Gloria Orjuela (Q.E.P.D) y mi esposo Leonardo Contador a quienes siempre estuvieron apoyándome para culminar este proyecto.

Agradecimientos

En primer lugar, quisiera agradecer a Dios por ser mi guía.

Agradezco a mi madre por su apoyo y por su lucha que fue y seguirá siendo un ejemplo para mí (Q.E.P.D).

A mi esposo quien ha estado todo el tiempo brindándome su apoyo incondicional, amor, paciencia y ayudándome con las diferentes labores presentes en la vida para que mi desempeño este al cien por ciento en este proyecto.

Agradezco a mi director de tesis Ing. Guillermo Pabón por permitirme desarrollar este tema, por su conocimiento y dedicación.

Agradezco a CYD SAS, empresa de consultoría que ha permitido el desarrollo de mi tesis brindándome tiempo y espacio.

A la Ing. Tatiana Rodríguez y al Ing. Diego Triana por su ayuda, tiempo, paciencia y dedicación en la revisión de algunas partes de este documento.

Resumen

El presente documento presenta la comparación de las metodologías para el cálculo de la capacidad al arranque de zapatas para cimentaciones de torres de líneas de transmisión eléctrica, esto debido a que el método para el cálculo de capacidad al arranque actualmente es el cono de arranque. Este método ha sido utilizado en los últimos años debido a la experiencia de los ingenieros y debido a que el comportamiento en las obras de líneas de transmisión ha sido favorable.

Sin embargo, se han presentado diferentes tipos de metodologías que definen superficies de falla y fórmulas de capacidad al arranque diferentes a la que está siendo utilizada en el momento.

Por otra parte, el método del cono de arranque, que se ha adoptado hasta el momento se basa en información empírica, utiliza un valor de factor de seguridad de 1.5 y el ángulo de la superficie de falla (ángulo del cono de arranque) no tiene ningún tipo de sustento teórico; lo único que se argumenta para su aplicación es que a lo largo de los años ninguna cimentación ha fallado por arranque.

Por lo anterior, se realizó la comparación entre las metodologías con respecto al cono de arranque para determinar cuál era su variación y de lo analizado que es lo que más se acercaba a la realidad. Inicialmente, se realizó la recopilación de pruebas de carga para cimentaciones superficiales, las cuales fueron analizadas mediante los datos encontrados en ellas, tales como, tipo de prueba de carga y normatividad aplicada, curva carga contra desplazamiento, carga de falla, tipo de suelo en el cual se realizó el ensayo y dimensión de la cimentación.

Lo anterior, sirvió para realizar la comparación con los métodos existentes para el cálculo de capacidad al arranque de cimentaciones superficiales y se procedió a realizar la modelación de tres pruebas de carga mediante un programa de elementos finitos con el fin de comparar las gráficas carga vs desplazamiento.

Adicionalmente, una comparación de las metodologías del método de cono de arranque, Mors, Meyerhof and Adams, Balla, Matsuo y Biarez and Barraud fue realizada teniendo en

cuanta la variación de los parámetros de resistencia, para diferentes anchos de cimentación, profundidad de cimentación y pesos unitarios, los cuales fueron determinados de acuerdo a la experiencia encontrada en diseños Colombianos; esto con el fin de identificar el cambio del valor de capacidad de arranque de acuerdo con la variación de los parámetros de resistencia empleados.

Por otro lado, para un proyecto de una línea de transmisión eléctrica Colombiana, se generó la comparación de las metodologías, donde se mantuvieron las dimensiones recomendadas por los especialistas para las cimentaciones, se utilizaron los parámetros de los suelos encontrados en la zona de estudio, se utilizó la carga para cada una de las torres que se encontraron dentro del diseño y se calculó la capacidad de arranque por medio de las metodologías; con esto se logró calcular el factor de seguridad para cada una de las metodologías, para obtener las mismas dimensiones obtenidas con el método del Cono de Arranque.

Este documento aportará información y orientación en el diseño apoyado en metodologías de cálculo, de capacidad al arranque que sean compatibles con el suelo encontrado en los proyectos que involucren las cimentaciones superficiales en líneas de transmisión y así consecuentemente se optimicen los materiales requeridos para su construcción, para así evitar un sobre diseño y por ende aumento costos en el desarrollo de estas cimentaciones.

Índice general

Nomenclatura	26
Capítulo I	28
1. Introducción	28
Capítulo II	30
2. Objetivos	30
2.1. General	30
2.2. Específicos.....	30
Capítulo III	31
3. Marco teórico	31
3.1. Palabras claves.....	31
3.2. Línea de transmisión eléctrica.....	31
3.3. Tipos de cimentaciones.....	34
3.4. Cálculo de capacidad al arranque de cimentaciones superficiales	35
3.5. Pruebas de carga de cimentaciones superficiales.....	43
Capítulo IV.....	54
4. Metodología	54
4.1. Pregunta de investigación:	54
4.2. Fase de ejecución	56
4.3. Fase final	56
Capítulo V.....	58
5. Metodologías de cálculo de capacidad al arranque y análisis paramétrico.....	58
5.1. Generalidades.....	58
5.2. Metodologías de cálculo.....	58

5.3.	Comparación de metodologías.....	88
5.4.	Análisis paramétrico de las metodologías	90
5.5.	Conclusiones y recomendaciones	115
Capítulo VI.....		117
6.	Análisis de pruebas de carga	117
6.1.	Generalidades.....	117
6.2.	Normatividad aplicable	118
6.3.	Pruebas de carga.....	122
6.4.	Conclusiones y recomendaciones	176
Capítulo VII		179
7.	Modelación con elementos finitos de zapatas sometidas a cargas de tensión.....	179
7.1.	Generalidades.....	179
7.2.	Investigaciones desarrolladas de modelación numérica de zapatas sometidas a tensión.....	179
7.3.	Programa Rock and Soil 3-dimensional analysis program (RS3)	183
7.4.	Modelación numérica con el programa RS3.....	184
7.5.	Conclusiones y recomendaciones.....	205
Capítulo VIII.....		209
8.	Aplicación de metodologías de cálculo en una línea de transmisión Colombiana	209
8.1.	Generalidades.....	209
8.2.	Descripción de la línea de transmisión	209
8.3.	Análisis y diseños realizados.....	212
8.4.	Comparación de la aplicación del método del cono de arranque con otras metodologías	213
8.5.	Conclusiones y recomendaciones.....	276
Capítulo IX.....		278

9. Conclusiones y recomendaciones	278
9.1. Conclusiones	278
9.2. Recomendaciones	281
Capítulo X.....	283
10. Referencias bibliográficas.....	283
Anexos	285

Índice de tablas

Tabla 3-1. Recopilación de pruebas de carga.	53
Tabla 5-1. Valores recomendados por la autoridad del valle de Tennessee para el ángulo de cono en fundaciones contra relleno bien compactado.	60
Tabla 5-2. Valores recomendados por la autoridad del valle de Tennessee para el ángulo de cono en fundaciones contra suelo natural no perturbado.	60
Tabla 5-3. Parámetros de la fundación para las ecuaciones anteriormente nombradas... 64	
Tabla 5-4. Coeficientes de arranque para ecuación (20).	69
Tabla 5-5 Comparación de metodologías.	88
Tabla 6-1. Horario de carga.	121
Tabla 6-2. Pruebas de carga.	123
Tabla 6-3. Datos iniciales de las zapatas en las pruebas de carga a gran escala realizadas en el documento.	125
Tabla 6-4. Datos iniciales de zapatas en prueba de carga a gran escala realizada en el documento.	126
Tabla 6-5. Datos iniciales drenados de zapatas en prueba de carga a gran escala realizada en el documento.	127
Tabla 6-6. Programa de carga.	128
Tabla 6-7. Datos iniciales de la zapata 1-A.	128
Tabla 6-8. Datos iniciales del material de relleno de zapata 1-A en prueba de carga a gran escala realizada en el documento.	129
Tabla 6-9. Programa de carga.	130
Tabla 6-10. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 1. 131	
Tabla 6-11. Datos iniciales de la zapata 2-A.	133
Tabla 6-12. Datos iniciales de material de relleno de la zapata 2-A en prueba de carga a gran escala realizada en el documento.	133
Tabla 6-13. Programa de carga.	134
Tabla 6-14. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 2. 135	
Tabla 6-15. Datos iniciales de la zapata 3-A.	137
Tabla 6-16. Datos iniciales de material de relleno de la zapata 3-A en laprueba de carga a gran escala realizada en el documento.	138

Tabla 6-17. Programa de carga.	138
Tabla 6-18. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 3.	139
Tabla 6-19. Datos iniciales de la zapata 4-A.	141
Tabla 6-20. Datos iniciales de la zapata 4-A en la prueba de carga a gran escala realizada en el documento.	142
Tabla 6-21. Programa de carga.	142
Tabla 6-22. Incrementos de carga aplicados y desplazamientos resultantes para la Prueba 4-A.	142
Tabla 6-23. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 4.	143
Tabla 6-24. Datos iniciales de la zapata 5-A.	145
Tabla 6-25. Datos iniciales de la zapata 5-A en la prueba de carga a gran escala realizada en el documento.	145
Tabla 6-26. Programa de carga.	146
Tabla 6-27. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 5.	147
Tabla 6-28. Medidas y parámetros geotécnicos considerados para el cálculo de capacidad de carga.	149
Tabla 6-29. Dimensiones y parámetros geotécnicos considerados para el cálculo de capacidad de carga.	150
Tabla 6-30. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 1.	152
Tabla 6-31. Medidas y parámetros geotécnicos considerados para el cálculo de capacidad de carga.	153
Tabla 6-32. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 2.	154
Tabla 6-33. Medidas y parámetros geotécnicos considerados para el cálculo de capacidad de carga.	155
Tabla 6-34. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 3.	157
Tabla 6-35. Medidas y parámetros geotécnicos considerados para el cálculo de capacidad de carga de la zapata S-4.	158
Tabla 6-36. Calculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 4.	159
Tabla 6-37. Medidas de cada zapata.	161
Tabla 6-38. Ensayos de laboratorio para suelos en casa zapata.	161
Tabla 6-39. Medidas de cada zapata.	162
Tabla 6-40. Ensayos de laboratorio para suelos de zapata 1.	163
Tabla 6-41. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 1.	164

Tabla 6-42. Medidas de cada zapata 2.	165
Tabla 6-43. Ensayos de laboratorio para suelos de zapata 2.....	166
Tabla 6-44. Cálculo de la resistencia al arranque para el ensayo de la prueba de carga en la zapata 2.	168
Tabla 6-45. Dimensiones de la zapata 3.	169
Tabla 6-46. Ensayos de laboratorio para suelos de zapata 3.....	170
Tabla 6-47. Cálculo de la resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 3.	171
Tabla 6-48. Dimensiones de la zapata 4.	172
Tabla 6-49. Ensayos de laboratorio para los suelos de la zapata 4.....	173
Tabla 6-50. Cálculo de la resistencia al arranque para el ensayo de carga sobre la zapata 4.	175
Tabla 7-1. Datos iniciales de las zapatas en las pruebas de carga a gran escala realizadas en el documento.	180
Tabla 7-2. Datos de parámetros geotécnicos de las zapatas en las pruebas de carga a gran escala realizadas en el documento.	181
Tabla 7-3. Programa de carga.	181
Tabla 7-4. Parámetros utilizados en modelaciones para los suelos encontrados.	182
Tabla 7-5. Relación de resultados de pruebas de carga con respecto a los análisis del programa de elementos finitos.	183
Tabla 7-6. Tipo de material de suelo en cada zapata construida.	185
Tabla 7-7. Datos iniciales de zapatas en pruebas de carga a gran escala, realizadas en el documento para la arcilla de Londres.	185
Tabla 7-8. Datos tomados de la gráfica de Butcher and Powell, 1991 para la arcilla de Londres. (módulo de corte de deformación pequeña (G0) y drenado)	187
Tabla 7-9. Resumen de perfil CPT realizados en cercanías a las pruebas de carga de las zapatas 1, 2 y 5.	187
Tabla 7-10. Resumen de valores q_t (MN/m ²).	188
Tabla 7-11. Valores de módulo de rigidez de pequeña deformación drenado para ensayos CPT2 y CPT4, para el relleno tipo 2.....	189
Tabla 7-12. Datos iniciales de tipos de suelos encontrados en las zapatas en las pruebas de carga a gran escala realizadas en el documento de Federick.	190

Tabla 7-13. Datos iniciales de la Zapata No. 1 en prueba de carga a gran escala realizada en el documento de Frederick.....	190
Tabla 7-14. Datos para modelación de zapata 1.....	191
Tabla 7-15. Datos iniciales de la Zapata No. 2 en prueba de carga a gran escala realizada en el documento de Frederick.....	195
Tabla 7-16. Datos para modelación de zapata 2.....	196
Tabla 7-17. Datos iniciales de la Zapata 5 en la prueba de carga a gran escala realizada en el documento de Frederick.....	200
Tabla 7-18. Datos para modelación de zapata 5.....	201
Tabla 8-1. Tipos de torre para el tramo.....	209
Tabla 8-2. Suelos granulares compacidad.....	214
Tabla 8-3. Suelos cohesivos consistencia.....	214
Tabla 8-4. Relación de denominación de torre y consistencia o compacidad del suelo..	214
Tabla 8-5. Relación de nombre de torre A0.2, B2 y C2, número de golpes en una profundidad menor a 3 m, denominación de la torre, carga axial a tensión y consistencia o compacidad.....	216
Tabla 8-6. Relación de nombre de la torre D3, número de golpes en una profundidad mayor a 3 m, denominación de torre, carga axial y consistencia o compacidad del material.....	217
Tabla 8-7. Ángulo de fricción y cohesión del corte directo para suelos de comportamiento cohesivo.....	218
Tabla 8-8. Cálculo del error ponderado para ángulo de fricción.....	221
Tabla 8-9. Cálculo del error ponderado para cohesión.....	223
Tabla 8-10. Valores de ángulo de fricción y cohesión.....	224
Tabla 8-11. Número de torre, tipo de material, N SPT, condición de sumergencia y consistencia o compacidad, para el tipo de torre A0.2.....	225
Tabla 8-12. Número de torre, tipo y profundidad de exploración y nivel freático, para el tipo de torre A0.2.....	226
Tabla 8-13. Numero de torre, N SPT, resistividad, pH, peso unitario del suelo y relleno, cloruros, sulfatos, limite líquido y plástico, potencial de expansión, ángulo del cono de arranque y tipo de torre.....	227
Tabla 8-14. Dimensiones y parámetros de resistencia utilizados para TVA154 en estado sumergido.....	228

Tabla 8-15. Comparación metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la Torre TVA154 con consistencia rígida y en estado sumergido.	228
Tabla 8-16. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA288 en estado seco.	229
Tabla 8-17. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado para la torre TVA288, con material cohesivo de consistencia rígida y condición de sumergencia en estado seco.	230
Tabla 8-18. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA153.	231
Tabla 8-19. Comparación de las metodologías de acuerdo con los factores de seguridad encontrados para el sitio de la Torre TVA153, en material cohesivo con consistencia muy rígida y en estado sumergido.	231
Tabla 8-20. Dimensiones y parámetros de resistencia utilizados para el sitio de la Torre TVA146.	232
Tabla 8-21. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA146 con consistencia muy rígida y sumergencia en estado seco.	233
Tabla 8-22. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA222.	234
Tabla 8-23. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA222 con consistencia dura y sumergencia en estado seco.	235
Tabla 8-24. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA282.	236
Tabla 8-25. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA282 con compacidad muy baja y sumergencia en estado seco.	236
Tabla 8-26. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA272N.	237
Tabla 8-27. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA272N con compacidad media y sumergencia en estado sumergido.	238
Tabla 8-28. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para torre TVA235.	239
Tabla 8-29. Comparación de metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA235 con compacidad media y sumergencia en estado seco.	240
Tabla 8-30. Medidas y parámetros de resistencia utilizados la torre TVA230.	241
Tabla 8-31. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA230 con compacidad densa y sumergencia en estado seco.	242
Tabla 8-32. Número de torre, material, N SPT, Sumergencia y Consistencia o Compacidad, para los materiales de la torre B.2.	243

Tabla 8-33. Número de torre, nomenclatura geológica, tipo y profundidad de exploración y nivel freático.	244
Tabla 8-34. Número de torre, N ₆₀ SPT, resistividad, pH, peso unitario del suelo y relleno, cloruros, sulfatos, limite líquido y plástico, potencial de expansión, ángulo del cono de arranque y tipo de torre.....	245
Tabla 8-35. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA154.	245
Tabla 8-36. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA283 con consistencia blanda y sumergencia en estado seco.	246
Tabla 8-37. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA343.	247
Tabla 8-38. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA343 con consistencia rígida y sumergencia en estado seco.	248
Tabla 8-39. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA226.	249
Tabla 8-40. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA226 con consistencia muy rígida y sumergencia en estado seco.....	249
Tabla 8-41. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA170.	250
Tabla 8-42. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA170 con consistencia dura y sumergencia en estado seco.	251
Tabla 8-43. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para la torre TVA281.	252
Tabla 8-44. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA281 con compacidad muy baja y sumergencia en estado seco.	253
Tabla 8-45. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA286.	254
Tabla 8-46. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA286 con compacidad media y sumergencia en estado seco.	255
Tabla 8-47. Número de torre, material, N ₆₀ SPT, Sumergencia y Consistencia o Compacidad.	256
Tabla 8-48. Número de torre, nomenclatura geológica, tipo y profundidad de exploración y nivel freático.	257
Tabla 8-49. Número de torre, N SPT, resistividad, pH, peso unitario del suelo y relleno, cloruros, sulfatos, limite líquido y plástico, potencial de expansión, ángulo del cono de arranque y tipo de torre.....	257
Tabla 8-50. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA313.	258

Tabla 8-51. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA313 con consistencia rígida y sumergencia en estado seco.	259
Tabla 8-52. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA218.	260
Tabla 8-53. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA218 con consistencia muy rígida y sumergencia en estado seco.....	260
Tabla 8-54. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA273.	261
Tabla 8-55. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA273 con compacidad media y sumergencia en estado sumergido.....	262
Tabla 8-56. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA070.	263
Tabla 8-57. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA070 con compacidad media y sumergencia en estado seco.	264
Tabla 8-58. Número de torre, material, N SPT, Sumergencia y Consistencia o Compacidad.	265
Tabla 8-59. Número de torre, nomenclatura geológica, tipo y profundidad de exploración y nivel freático.	265
Tabla 8-60. Numero de torre, N ₆₀ SPT, resistividad, pH, peso unitario del suelo y relleno, cloruros, sulfatos, limite líquido y plástico, potencial de expansión, ángulo del cono de arranque y tipo de torre.....	266
Tabla 8-61. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para torre TVA299.	267
Tabla 8-62. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA299 con consistencia muy rígida y sumergencia en estado seco.....	267
Tabla 8-63. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA071.	268
Tabla 8-64. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA071 con consistencia dura y sumergencia en estado seco.	269
Tabla 8-65. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA273.	270
Tabla 8-66. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA026 con compacidad media y sumergencia en estado seco.	271
Tabla 8-67. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA400.	272
Tabla 8-68. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA400 con compacidad densa y sumergencia en estado sumergido.....	273

Tabla 8-69. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA058.	274
Tabla 8-70. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA058 con compacidad densa y sumergencia en estado seco.	275

Índice de figuras

Figura 3-1. Líneas eléctricas de transporte.	31
Figura 3-2. Partes que componen la torre de transmisión eléctrica.	32
Figura 3-3. Torre de suspensión.	33
Figura 3-4. Torre de retención.	34
Figura 3-5. Método de cono de arranque.	36
Figura 3-6. Método de ficción o cortante.	37
Figura 3-7. Método Meyerhof y Adams.	38
Figura 3-8. Método de Balla.	39
Figura 3-9. Método de Matsuo.	41
Figura 3-10. Esquema para suelos categoría 1.	42
Figura 3-11. Esquema para suelos categoría 2.	43
Figura 3-12. Sistema típico prueba al arranque de una cimentación tipo zapata.	44
Figura 3-13. Prueba de carga inclinada.	45
Figura 3-14. Sistema de carga.	45
Figura 3-15. Prueba a gran escala de una cimentación existente.	46
Figura 3-16. Mecanismos de falla en una Zapata inclinada.	47
Figura 3-17. Modelo a escala 1:100 de una torre de transmisión y zapatas.	48
Figura 3-18. Método intersección tangente.	49
Figura 5-1. Método de cono de arranque.	59
Figura 5-2. Método de ficción o cortante.	62
Figura 5-3. Método Meyerhof y Adams.	63
Figura 5-4. Método de Balla.	68
Figura 5-5. Método de Matsuo.	71
Figura 5-6. Esquema para suelos categoría 1.	74
Figura 5-7. Esquema para suelos categoría 2.	74
Figura 5-8. Esquema para suelos categoría 1 cuando tienen sobrecarga.	77
Figura 5-9. Esquema para suelos categoría 1.	78
Figura 5-10. Suelos de 1ra categoría, $D \leq DC$, (M_c y $M_{\phi+M_{\gamma}}$).	78
Figura 5-11. Suelos de 1ra categoría $D \leq DC$, (M_q).	79
Figura 5-12. Esquema para suelos de categoría 2.	80
Figura 5-13. Suelos de 2ª categoría, $D > D_c$, $\phi > 15^\circ$, $C \neq 0$ (M_c y $M_{\phi+M_{\gamma}}$).	81

Figura 5-14. Suelos de 2ª categoría, $D > D_c$, $\phi > 15^\circ$, $C \neq 0$ (Mq).....	82
Figura 5-15. Esquema para suelos de categoría 2.....	83
Figura 5-16. Gráfico de factor $M(R_f/R, \phi)$	85
Figura 5-17. Tipo de superficie $\alpha = -\phi/8$, $D > D_c$	86
Figura 5-18. Gráfico de las curvas Q_{ft1} y Q_{ft2}	87
Figura 5-19. Gráficas de comparación paramétrica para material granular en estado sumergido.....	93
Figura 5-20. Gráficas de comparación paramétrica para material granular en estado seco.....	96
Figura 5-21. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 10 kN/m^2 en estado sumergido.....	99
Figura 5-22. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 20 kN/m^2 en estado sumergido.....	102
Figura 5-23. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 30 kN/m^2 en estado sumergido.....	105
Figura 5-24. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 10 kN/m^2 en estado seco.....	108
Figura 5-25. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 20 kN/m^2 en estado seco.....	111
Figura 5-26. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 30 kN/m^2 en estado seco.....	114
Figura 6-1 Vista de perfil disposición típica de vigas de carga. Valor de L (Ver ecuación (49)).....	120
Figura 6-2 Vista en planta disposición típica de vigas de carga (Ver ecuación (49))......	120
Figura 6-3 Equipo de prueba de carga de placa.....	122
Figura 6-4. Método de intersección tangente.....	123
Figura 6-5 Zapata tipo L4M.....	125
Figura 6-6 Zapata tipo L4M.....	129
Figura 6-7. Carga – desplazamiento para la prueba 1-A (relleno de arcilla).....	131
Figura 6-8. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.....	132
Figura 6-9 Zapata tipo L4M.....	133
Figura 6-10. Carga – desplazamiento de carga de la prueba 2-A (relleno de arcilla).	135

Figura 6-11. Valores de capacidad al arranque por diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.....	137
Figura 6-12 Zapata tipo L4M.....	137
Figura 6-13. Curva Carga – desplazamiento de la prueba 3-A (relleno de arcilla, parcialmente unido).	139
Figura 6-14. Valores de capacidad al arranque por los diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.....	140
Figura 6-15 Zapata tipo L4M.....	141
Figura 6-16. Aplicación de carga – desplazamiento para ensayo 4-A.	143
Figura 6-17. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.	144
Figura 6-18 Zapata tipo L4M.....	145
Figura 6-19. Curva Carga – desplazamiento para la prueba 5-A (relleno tipo 2).	147
Figura 6-20. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.	148
Figura 6-21. Resultados para una zapata S-1.....	151
Figura 6-22. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.	152
Figura 6-23. Resultados para una zapata S-2.....	153
Figura 6-24. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.	155
Figura 6-25. Resultados para una zapata S-3.....	156
Figura 6-26. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.	157
Figura 6-27. Resultados para una zapata S-4.....	158
Figura 6-28. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con el ensayo de carga.	160
Figura 6-29. Dimensiones Zapata 1.....	162
Figura 6-30. Carga por desplazamiento Zapata 1.....	163
Figura 6-31. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.	165
Figura 6-32. Dimensiones Zapata 2.....	166
Figura 6-33. Carga por desplazamiento Zapata 2.....	167

Figura 6-34. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.	168
Figura 6-35. Dimensiones de la Zapata 3.	169
Figura 6-36. Carga por desplazamiento zapata 3.	170
Figura 6-37. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.	172
Figura 6-38. Dimensiones de la Zapata 4.	173
Figura 6-39. Carga por desplazamiento zapata 4.	174
Figura 6-40. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.	175
Figura 7-1 Zapata tipo L4M.	180
Figura 7-2 Localización de zapatas y ensayos CPT.	184
Figura 7-3 Mediciones geofísicas de la rigidez del suelo.	186
Figura 7-4 Resistencia de cono corregida con profundidad.	188
Figura 7-5 Rigidez de pequeña deformación drenado para el relleno tipo 2.	189
Figura 7-6. Curva carga (440 kN)– desplazamiento para la prueba 1-A (relleno de arcilla).	191
Figura 7-7. Gráfica carga vs desplazamiento.	194
Figura 7-8. Vista del programa de la superficie de falla para el esfuerzo de 1200 kN/m ² (378,45 kN) (izquierda parámetros iniciales de prueba de carga – derecha resultado de análisis de sensibilidad de parámetros)	195
Figura 7-9. Curva carga (400 kN)– desplazamiento para ensayo 2-A.	196
Figura 7-10. Gráfica carga vs desplazamiento para prueba de carga 2	199
Figura 7-11. Vista del programa de la superficie de falla para el esfuerzo de 1000 kN/m ² (378,45 kN) (izquierda parámetros iniciales de prueba de carga – derecha resultado de análisis de sensibilidad de parámetros)	200
Figura 7-12. Curva carga (480 kN)– desplazamiento para la prueba 5-A (relleno tipo 2).	201
Figura 7-13. Gráfica carga vs desplazamiento con parámetros de la prueba de carga (Línea naranja prueba a escala natural, línea azul programa RS3).	204
Figura 7-14. Vista del programa de la superficie de falla para el esfuerzo de 1150 kN/m ² (546 kN) (izquierda parámetros iniciales de prueba de carga – derecha resultado de análisis de sensibilidad de parámetros)	205

Figura 8-1. Datos correlacionados de ángulo de fricción vs índice de plasticidad con un error del 25%.	220
Figura 8-2. Datos correlacionados de ángulo de fricción vs índice de plasticidad.	221
Figura 8-3. Datos correlacionados de cohesión vs índice de consistencia.	222
Figura 8-4. Datos correlacionados de cohesión vs índice de consistencia.	223
Figura 8-5. Valores de FS para los diferentes métodos en comparación con el método del cono arranque, para la Torre TVA154.	229
Figura 8-6. Valores de FS para los diferentes métodos en comparación con el método del cono arranque, para la Torre TVA0.2.	230
Figura 8-7. Valores de FS para los diferentes métodos en comparación con el método del cono arranque, para la Torre TVA0.2.	232
Figura 8-8. Valores de FS para los diferentes métodos en comparación con el método del cono arranque, para la Torre TVA0.2.	234
Figura 8-9. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	235
Figura 8-10. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	237
Figura 8-11. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	239
Figura 8-12. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método del cono arranque.	241
Figura 8-13. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	243
Figura 8-14. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	247
Figura 8-15. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	249
Figura 8-16. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	250
Figura 8-17. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	252
Figura 8-18. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	254

Figura 8-19. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	256
Figura 8-20. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	259
Figura 8-21. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	261
Figura 8-22. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	263
Figura 8-23. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	264
Figura 8-24. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	268
Figura 8-25. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	270
Figura 8-26. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	272
Figura 8-27. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	274
Figura 8-28. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.	276

Índice de anexos

ANEXO 1. Memorias análisis paramétrico de los métodos de calculo	285
ANEXO 2. Memorias de cálculo de análisis de pruebas de carga.....	285
ANEXO 3. Memorias de cálculo para aplicación de metodologías en una línea de transmisión colombiana	285
ANEXO 4. Imágenes de modelación en programa RS3 Rocscience.....	285

Nomenclatura	
Letra	Descripción
As	Superficie del área del cilindro
B	Base de la cimentación
c	Cohesión
D	Profundidad de la cimentación
F	Componente friccionante de la resistencia al arrancamiento
fs	Fricción unitaria promedio del suelo en el cilindro
K	Coefficiente de presión de tierras en reposo
K_u	coeficiente de elevación nominal de la presión de tierras en la superficie de ruptura vertical
L	Longitud de la fundación
Nu	Coefficiente de tensión
q	Sobrecarga
$Q_{f\phi}$	Termino de fricción
Q_{fc}	Termino de cohesión
Q_p	Termino de sobrecarga
R	Radio de la base de la cimentación
Re	Radio equivalente de la base para una cimentación cuadrada
Re_0	Radio equivalente del pedestal para una cimentación cuadrada
S_f	Factor de forma gobernante de presión pasiva de tierras sobre el lado del cilindro
S_l	Área lateral enterrada de la cimentación
Su	Resistencia al corte no drenada
t	Espesor de la cimentación midiendo solo su borde exterior
V_0	Volumen de la fundación bajo la superficie del suelo
V_1	Área de la base por la profundidad D
W_f	Peso de la fundación

Letra	Descripción
W_s	El peso de la masa del suelo en la superficie de ruptura
W	Desplazamiento

Símbolo	Descripción
γ	Peso unitario total
γ_c	Peso unitario del concreto
γ'	Peso unitario efectivo ($\gamma - \gamma_w$)
γ_w	Peso unitario del agua
ε	Deformación
ν	Relación de Poisson
ϕ	Ángulo de fricción
δ	Coefficiente normal
ζ	Ángulo de fricción entre el suelo y la cimentación
ψ	Ángulo del cono

Capítulo I

1. Introducción

En este documento se analizan las metodologías utilizadas para realizar los cálculos de la capacidad al arranque en cimentaciones superficiales donde se involucren torres eléctricas de alta tensión, que puedan tener algún tipo de cargas transversales como el viento sobre la estructura o el conductor y cargas longitudinales debido al tiro de conductores.

La capacidad al arranque es calculada de acuerdo con la experiencia del ingeniero de diseño. Actualmente la metodología que se utiliza para los diseños es el método de cono de arranque, donde se utiliza un valor de ángulo entre 15 y 30 grados; este método es usado para cualquier tipo de material.

De acuerdo con lo anterior, inicialmente se realiza una revisión de tres documentos que recopilan pruebas de carga realizadas donde se han medido las capacidades al arranque de zapatas a escala natural y que permiten revisar según las dimensiones de las zapatas y características del suelo, qué carga soportaron y cuál podría ser la superficie de falla que se produjo, con esto se procederá a realizar la modelación para comparar la carga de falla mediante un programa de elementos finitos.

Secuencialmente, se encuentra la verificación de cinco metodologías de cálculo donde se realiza la comparación entre ellas, y con respecto al cono de arranque, con el fin de determinar similitudes y diferencias en la predicción de la carga de falla, y cuál ó cuáles de éstas son más aplicables, dependiendo del tipo de suelo.

Seguido de esto, se realizará la modelación mediante el programa de RS3, donde con ayuda de las dimensiones de las zapatas que fueron ensayadas en escala natural, se realizará la modelación para determinar la carga de falla y así, realizar la comparación de la gráfica carga vs desplazamiento de tres zapatas seleccionadas de acuerdo a las pruebas de carga encontradas en el documento.

Por último, por medio de un diseño realizado para un proyecto por medio del método del Cono de Arranque, se toman las dimensiones de las zapatas indicadas por el diseñador, se aplica cada una de las metodologías, y de acuerdo con la carga de diseño, se determina el factor de seguridad correspondiente a cada una de las metodologías.

El documento se encuentra estructurado de la siguiente manera:

Capítulo 1 Introducción

Capítulo 2 Objetivos general y específicos

Capítulo 3 Marco teórico

Capítulo 4 Metodología

Capítulo 5 Metodologías de cálculo de capacidad al arranque y análisis paramétrico

Capítulo 6 Análisis de pruebas de carga

Capítulo 7 Modelación con elementos finitos de zapatas sometidas a cargas de tensión

Capítulo 8 Aplicación de metodologías de cálculo en una línea de transmisión Colombiana

Capítulo 9 Conclusiones y recomendaciones

Capítulo 10 Referencias bibliográficas

Capítulo II

2. Objetivos

2.1. General

Comparar y analizar los métodos de cálculo de capacidad al arranque de cimientos superficiales para torres de líneas de transmisión eléctrica, en cuanto a la predicción de la carga de falla.

2.2. Específicos

- Comparar los métodos de cálculo generando una variación paramétrica con el fin de determinar la capacidad al arranque para cada uno.
- Comparar las metodologías en cuanto a la predicción de la carga de falla encontrada en las pruebas de carga recopiladas.
- Modelar mediante el programa de elementos finitos RS3 tres zapatas que hayan sido sometidas a pruebas de carga y según la carga de falla hacer las comparaciones correspondientes.
- Relacionar los datos de una línea diseñada, para cimientos superficiales, en los cuales se calculó la capacidad al arranque mediante el método del cono de arranque ($FS = 1.50$), y compararla con las metodologías escogidas, con el fin de determinar el factor de seguridad correspondiente para cada una.

Capítulo III

3. Marco teórico

3.1. Palabras claves

Torres de transmisión = Transmission Tower

Carga a Tensión = Tension Load

Cimentaciones superficiales = Shallow foundations

Pruebas de tensión o arranque = Uplift tests

3.2. Línea de transmisión eléctrica

Las líneas de transmisión eléctrica se utilizan para el transporte de energía en largas distancias; usualmente las redes emplean voltajes entre 220 kV y las denominadas de alta tensión de 400 a 500 KV. En la Figura 3-1 se puede observar cómo se encuentran constituidas las líneas de transmisión: conductores, estructuras de soporte, aisladores, accesorios de ajustes entre aisladores y cable guarda. Las estructuras de soporte más comunes en una línea aérea son las torres de suspensión y retención. En la Figura 3-2 se muestran las partes de una torre de transmisión.

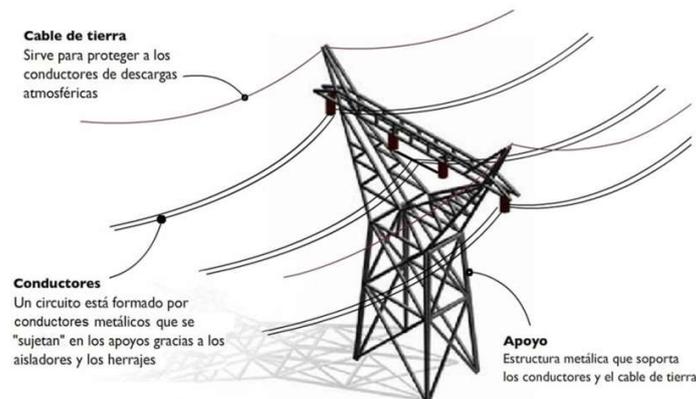


Figura 3-1. Líneas eléctricas de transporte.

Fuente: Global electricity. Tomado de:

<https://globalelectricity.wordpress.com/category/instalaciones-electricas/> el día 5 de abril de 2019.

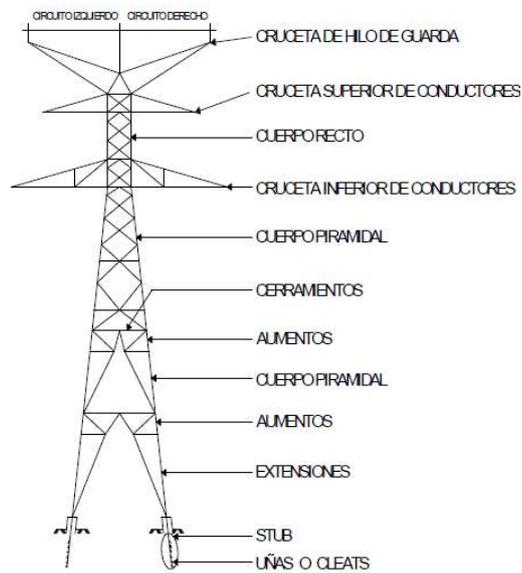


Figura 3-2. Partes que componen la torre de transmisión eléctrica.

Fuente: Transporte energía 2014. Tomado de: <http://transporteenergia2014.blogspot.com/2014/11/elementos-que-componen-una-linea-de.html> el día 5 de abril de 2019.

Las torres de suspensión (ver Figura 3-3) tienen los conductores suspendidos mediante cadena de aisladores, resisten cargas verticales y la acción del viento transversal. No se encuentran diseñadas para resistir esfuerzos laterales por lo cual, se instalan en tramos rectos.

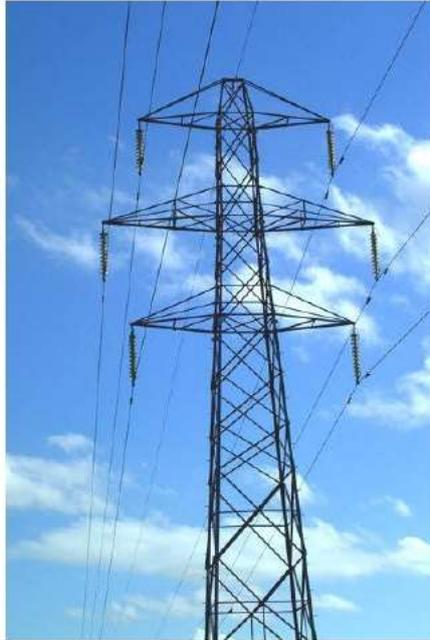


Figura 3-3. Torre de suspensión.

Fuente: Sector de la electricidad. Tomado de:
<http://www.sectorelectricidad.com/12443/introduccion-a-las-lineas-de-transmision-de-energia-electrica/> el día de 05 de abril de 2019.

Mientras que las torres de retención, se construyen en lugares donde la línea debe soportar esfuerzos laterales, que se producen por el cambio de dirección o terminación de la línea.

En conclusión, se puede decir que las estructuras de soporte deben soportar cargas verticales debidas al peso propio, conductores, aisladores; cargas transversales como el viento sobre la estructura o el conductor, y por cambios de dirección; y cargas longitudinales debido al tiro de conductores.



Figura 3-4. Torre de retención.

Fuente: Sector de la electricidad. Tomado de: <http://www.sectorelectricidad.com/12443/introduccion-a-las-lineas-de-transmision-de-energia-electrica/> el día de 05 de abril de 2019.

3.3. Tipos de cimentaciones

Las estructuras de cimentación son las responsables de transmitir las cargas al suelo y se consideran las responsables de garantizar la estabilidad de la estructura; éstas deben ser recomendadas a partir de un estudio de suelos.

Dentro de los tipos de cimentación más comunes se encuentran las cimentaciones superficiales; dentro de esta clasificación se encuentran las parrillas y zapatas aisladas; mientras, que en cimentaciones profundas se encuentran pilotes, micropilotes, y pilas acampanadas y sin campana. Adicionalmente, la ingeniería ha desarrollado los anclajes de cimentación que permiten ahorrar costos en los proyectos.

A lo largo de este documento se discutirá sobre la capacidad al arranque, haciendo énfasis en las cimentaciones superficiales en específico en las zapatas en concreto.

3.4. Cálculo de capacidad al arranque de cimentaciones superficiales

La capacidad al arranque ha sido evaluada por medio de diferentes metodologías a lo largo de los años; sin embargo, los documentos existentes se han basado en pruebas de carga en materiales granulares y cohesivos, y con estos materiales se realizaron los análisis para la creación de las mismas; debido a la falta de información, en los últimos años se han desarrollado diferentes investigaciones, donde se observa la variación en gráficas carga contra desplazamiento los valores máximos de la carga de falla en materiales granulares y cohesivos.

La información que se presentará en este capítulo, consideran superficies de falla planas, circulares o semicirculares las cuales dependerán de los parámetros de resistencia del suelo y de los factores de forma (profundidad de la cimentación, forma de la cimentación, profundidad de desplante), las definiciones de sus cálculos se han realizado de manera empírica o semiempírica, algunas de ellas se han basado en literatura, otras han realizado pruebas de carga y por último, las cimentaciones utilizadas en algunas de ellas son cuadradas o rectangulares y en otras se utilizaron cimentaciones circulares, pero equivalentes a cimentaciones cuadradas.

Las metodologías que serán estudiadas en este capítulo se enumeran a continuación:

1. Método del cono de arranque
2. Método de fricción o cortante
3. Método de Meyerhof's y Adams'
4. Método de Balla
5. Método de Matsuo
6. Biarez y Barraud

En los siguientes numerales se presenta una descripción de los métodos encontrados para el análisis y diseño de cimentaciones superficiales a tensión en torres de transmisión:

3.4.1. Método del cono de arranque

El método del cono de arranque es empírico y en éste se asume que la superficie de falla que experimentará una cimentación superficial tipo zapata cuadrada o circular es igual a un tronco de pirámide o cono. El cono se extiende hacia arriba desde la cimentación hasta la superficie generando un ángulo Ψ ; este ángulo es determinado de acuerdo con la experiencia del ingeniero Geotecnista y según el tipo de suelo. Esta metodología dentro de sus cálculos incluye el peso del cemento y el peso del suelo. Sin embargo, no incluye la resistencia al corte de los suelos. En la Figura 3-5 se muestra de forma esquemática el cono de arranque según el IEEE *Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing* (2001).

En el manual IEEE (1985), numeral 4.3, se presentan los métodos tradicionales para el diseño de cimentaciones superficiales a tensión, entre ellos el método del cono de tierra, que se utiliza para estimar la capacidad de carga de tensión.

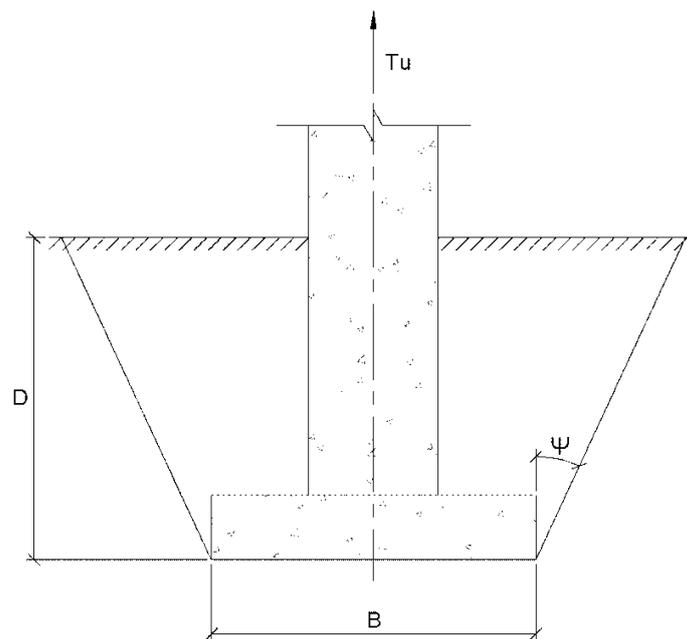


Figura 3-5. Método de cono de arranque.

Fuente: IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing. (2001).

3.4.2. Método de Fricción o cortante

El método de fricción o cortante está basado en un método empírico y parte de la suposición que en una cimentación superficial tipo zapata cuadrada, la superficie de falla se extiende verticalmente hacia arriba desde la parte superior de la base de la cimentación (Ver Figura 3-6). La capacidad última al arranque es calculada definiendo los pesos al igual que en el cono de arranque y adicionando el componente friccional.

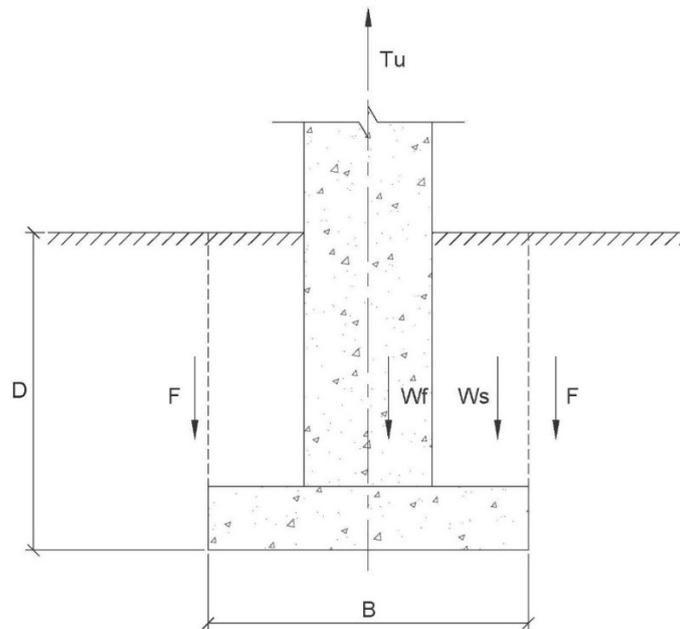


Figura 3-6. Método de fricción o cortante.

Fuente: User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985).

3.4.3. Método de Meyerhof's y Adams'

Este método es semiempírico y estima la capacidad al arranque para una cimentación sujeta a carga vertical, y da las consideraciones para fundaciones rectangulares o circulares. Esta metodología es el resultado de observaciones y datos de resultados obtenidos de pruebas de modelos realizadas en arenas y arcillas; Meyerhof y Adams concluyeron que la capacidad al arranque incrementa con la profundidad y que en arenas densas se presenta una superficie de falla distinta que se extiende desde la superficie en forma de arco hasta la profundidad de cimentación (ver Figura 3-7). En las arcillas, se

observó un sistema complejo de grieta de tensión con una presión de poros negativa arriba y abajo de la cimentación.

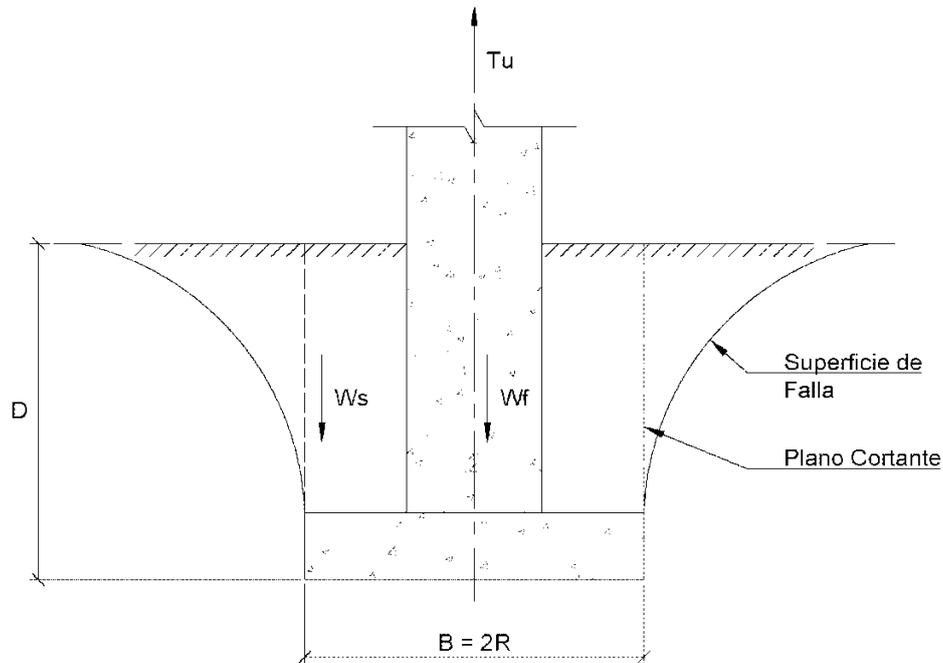


Figura 3-7. Método Meyerhof y Adams.

Fuente: User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985).

Meyerhof y Adams desarrollaron expresiones por separado para las fundaciones superficiales y profundas. Fundaciones circulares y rectangulares fueron consideradas para suelos cohesivos y sin cohesión.

3.4.4. Método de Balla

Este método está basado en pruebas de modelos de laboratorio y datos de pruebas de carga en campo para la capacidad al arranque de fundaciones tipo zapatas en arenas densas. Balla observó que la superficie de falla era aproximadamente circular en la parte media de la sección de la cimentación. Para determinar la superficie de falla, asumió que

el suelo estaba en un estado de equilibrio plástico (Estado pasivo), con el fin de que la superficie de falla se considerará como un arco generado desde la base de la cimentación hasta la superficie del terreno generando un ángulo medido respecto a la horizontal de:

$$\alpha = 45 - \frac{\phi}{2} \quad (1)$$

Donde,

ϕ = Angulo de fricción interno del suelo

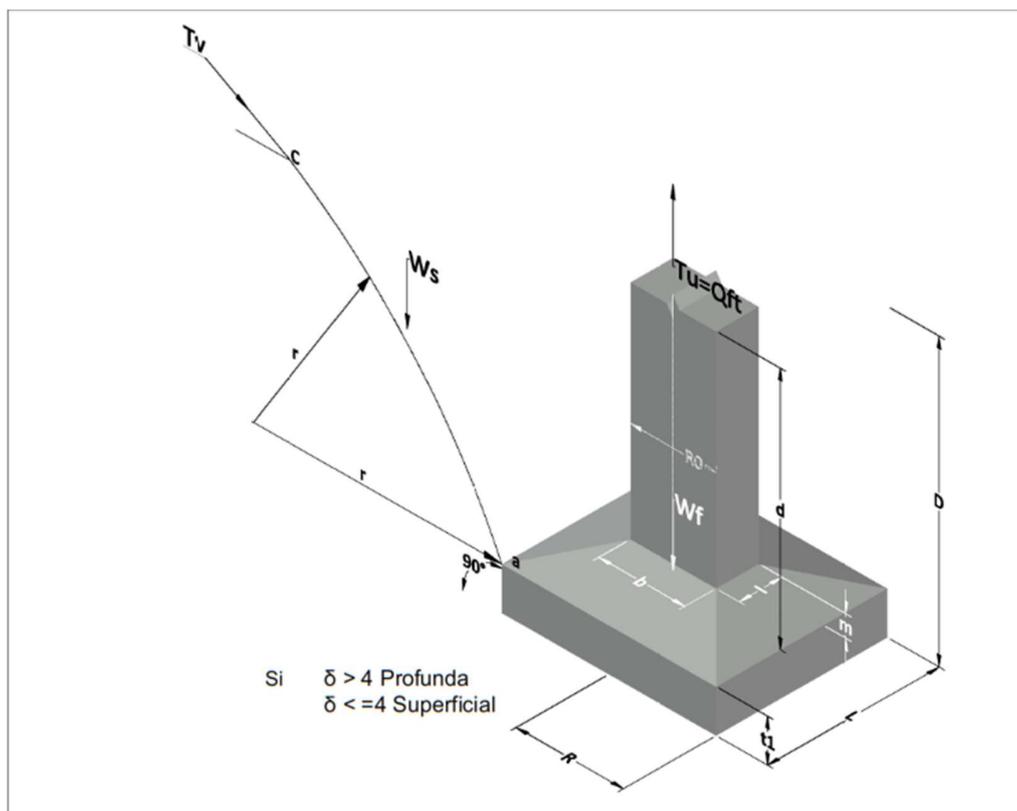


Figura 3-8. Método de Balla.

Fuente: User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985).

Balla derivó las ecuaciones de capacidad al arranque basado en una cimentación circular, sin embargo, considera conservador que una base cuadrada, sea una base circular con un diámetro igual a la longitud de los lados.

Por último, generó una comparación de las capacidades de arranque calculadas por este método, con las pruebas de carga a escala realizadas en arena densa y logró un acuerdo razonable con respecto a la capacidad de arranque y la forma de las superficies de falla. El método asume que la falla es circular y alcanza la superficie del suelo. Sin embargo, cuando la cimentación es profunda la superficie de falla se modifica, por lo cual, el autor sugiere que las fórmulas sean utilizadas para cimentaciones superficiales con valores de $\delta \leq 4$. No se presenta comparación entre los valores teóricos de la capacidad de arranque y las pruebas de carga para suelos cohesivos.

3.4.5. Método de Matsuo

Matsuo desarrolló un método de estimación de la capacidad al arranque considerando una cimentación superficial con pedestal y losa circular, embebidos en el suelo y que el suelo arriba de la losa estuviera en estado de equilibrio plástico. La condición de presión de tierras en la falla se supone que varía gradualmente de la condición semiactiva alrededor de la losa de cimentación, a la condición pasiva cerca de la superficie del terreno. Matsuo asume que la superficie deslizante de la sección media de la cimentación consiste en una espiral logarítmica como se observa en la Figura 5-5. La línea de la derecha se intersecta con la superficie del terreno generando un ángulo de $45^\circ - \phi/2$.

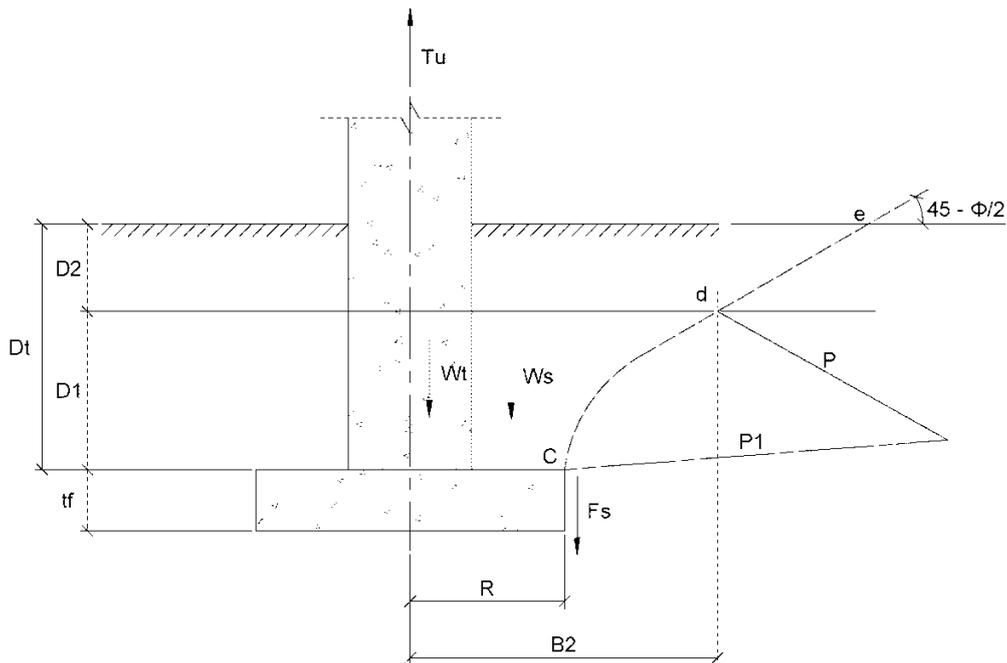


Figura 3-9. Método de Matsuo.

Fuente: User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985)

3.4.6. Biarez y Barraud

Este método ha sido desarrollado por Biarez y Barraud (1968), en la universidad de Grenoble, y se fundamenta en un gran número de pruebas experimentales basadas en modelos bidimensionales y tridimensionales en arenas y materiales cohesivos. Este método sólo tiene en cuenta cargas verticales. Una vez que la magnitud de las cargas verticales en la base de la torre es muy superior a las cargas horizontales, se considerará aplicable el método.

De acuerdo con los resultados obtenidos en las pruebas de carga realizadas, se dividieron en dos categorías los suelos, esto teniendo como principal división la superficie de rotura. (Ver Figura 3-10).

Categoría 1: Suelos débiles, arcillosos, con alto nivel de saturación y ángulo de fricción interno igual o inferior a 15° . La categoría 1 se refiere a los suelos arcillosos blandos,

para los cuales muy raramente la alternativa de la Fundación estaría en cimentación superficial.

Categoría 2: Suelos resistentes, arenosos (saturados o no) y arcillosos con bajo grado de saturación y ángulo de fricción interno superior a 15° .

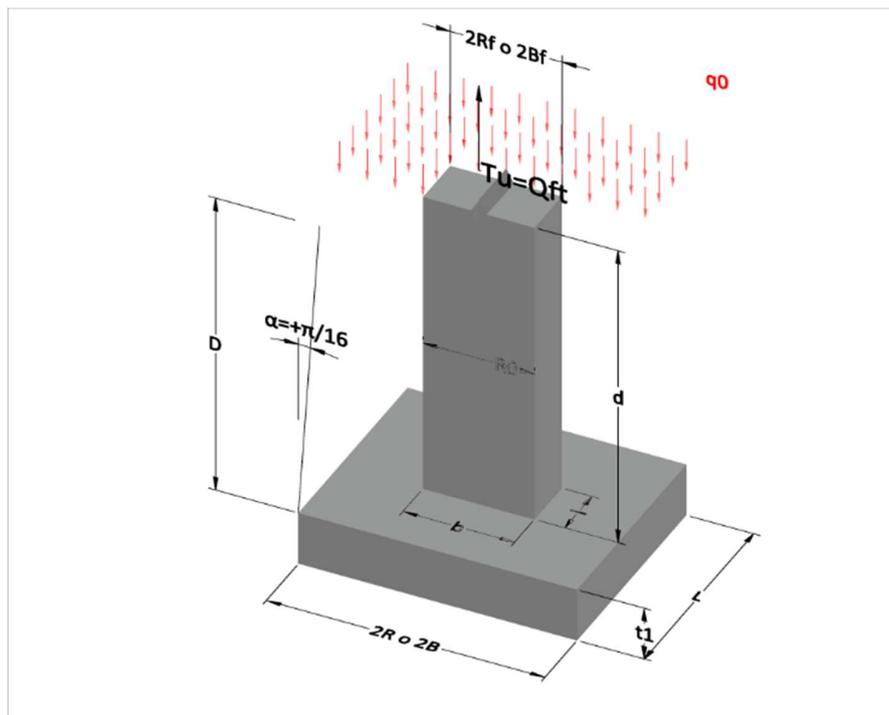


Figura 3-10. Esquema para suelos categoría 1.

Fuente: "Tipologia e dimensionamento estrutural das fundações de Torres de Linhas de Alta Tensão em diferentes condições geotécnicas" (2015).

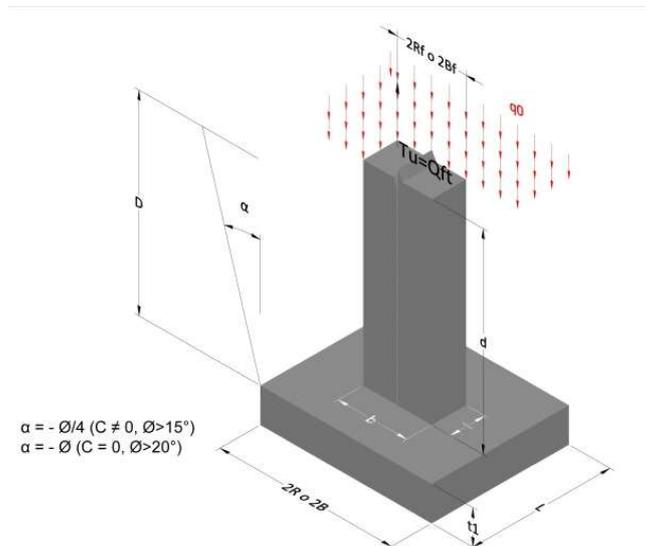


Figura 3-11. Esquema para suelos categoría 2.

Fuente: "Tipologia e dimensionamento estrutural das fundações de Torres de Linhas de Alta Tensão em diferentes condições geotécnicas" (2015).

3.5. Pruebas de carga de cimentaciones superficiales

Las pruebas de carga desarrolladas se utilizan como verificación de diferentes factores, por ejemplo, funcionan para la verificación de parámetros geotécnicos de diseño y metodologías para una aplicación específica, verificar procesos de construcción, verificación de diseño de cimentaciones con las especificaciones de un contrato, generar calibraciones probabilísticas que permitan generar confiabilidad del diseño de la cimentación, de acuerdo con el tipo de suelo o roca.

Sin embargo, de acuerdo con la tecnología que se ha desarrollado en las últimas décadas, estas pruebas se realizan de diferentes maneras, las cuales dependerán del tipo de investigación o de lo que se desee verificar de la cimentación; entre las pruebas más comunes se encuentran las que se presentan a continuación.

3.5.1. Pruebas de campo a gran escala

Estas pruebas pueden ser realizadas en cimientos de prueba especialmente instalados o en cimientos existentes; en el caso que se desee realizar evaluaciones estadísticas, éstas deben ser realizadas en cimientos que presenten condiciones similares.

Las pruebas de carga a gran escala se han podido realizar de acuerdo con los requisitos que se encuentran inscritos en la norma IEC 61773. En caso de que la prueba sea realizada sobre una cimentación existente y que la misma quiera ser colocada en uso, en ésta se debe restringir la carga a utilizar de modo que el desplazamiento de la base se encuentre en los límites especificados. En la Figura 3-12 se muestra el esquema típico de una prueba a gran escala en campo; aquí se muestran las partes de los equipos que se deben utilizar, entre ellos se encuentra un gato hidráulico que con ayuda de la celda de carga, aplican un esfuerzo sobre el cabezal de la zapata, así mismo, los transformadores diferenciales lineales variables (LVDTs) miden el desplazamiento del cabezal de la zapata durante la elevación.

En la Figura 3-13 se muestra el montaje para realizar una prueba de carga inclinada. En la Figura 3-14 se muestra el procedimiento de carga con más detalle. Y por último, en la Figura 3-15, se observa un arreglo de una prueba de carga para una cimentación existente, realizada por el CIGRE.

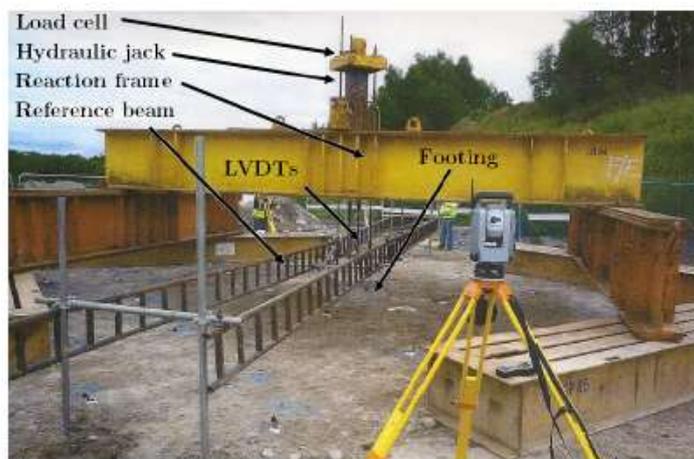


Figura 3-12. Sistema típico prueba al arranque de una cimentación tipo zapata.

(LVDT - transformadores diferenciales lineales variables).

Fuente: The Uplift of high voltage transmission tower foundations (Cuer, 2012).



Figura 3-13. Prueba de carga inclinada.

Fuente: The Uplift of high voltage transmission tower foundations (Clark et al, 2004)



Figura 3-14. Sistema de carga.

Fuente: The Uplift of high voltage transmission tower foundations (Clark et al, 2004)



Figura 3-15. Prueba a gran escala de una cimentación existente.

Fuente: Study Committee B2. Overhead Lines. (CIGRE, 2017).

En caso de que la prueba se desee realizar con carga dinámica, es necesario contar con una velocidad constante de desplazamiento de la base o la aplicación de una carga rápida sin tener en cuenta la velocidad de movimiento de la base.

3.5.2. Pruebas sobre modelos

3.5.2.1. Pruebas en laboratorio:

Las pruebas de carga en cimientos a escala como se muestra en la Figura 3-16, se realizan como parte de un programa de investigación donde se recrea la cimentación y se produce una alta repetibilidad; a continuación, se relatan tres situaciones en las se utilizan pruebas de laboratorio.

El primero de los casos específicos en los que se tiende a realizar este tipo de pruebas es cuando se requiere calibrar o verificar un estudio analítico o numérico como por ejemplo, la resistencia al arranque de las zapatas sometidas a ráfagas de vientos o cables rotos, la

resistencia de cimientos y postes de acero, la resistencia de modelos complejos de cimientos que sirven para momentos de volteo; el segundo caso, donde se puede predecir el rendimiento de un diseño bajo una carga específica, después de haber realizado una prueba a gran escala; y el tercero, con el fin de desarrollar tendencias cualitativas en la resistencia al arranque de zapatas en relación con los parámetros de diseño.

Entre las ventajas de estas pruebas a escala, se tiene que son más económicas en comparación con las de gran escala; y que estas pruebas se pueden realizar bajo condiciones ambientales controladas y se pueden repetir sin problema, en el caso que la misma llegue a presentar anomalías. Como desventaja, se presenta que al momento de realizar la escala de la aceleración gravitacional a 1g, ésta en algunas ocasiones no alcanza a escalar la resistencia y rigidez de un material.

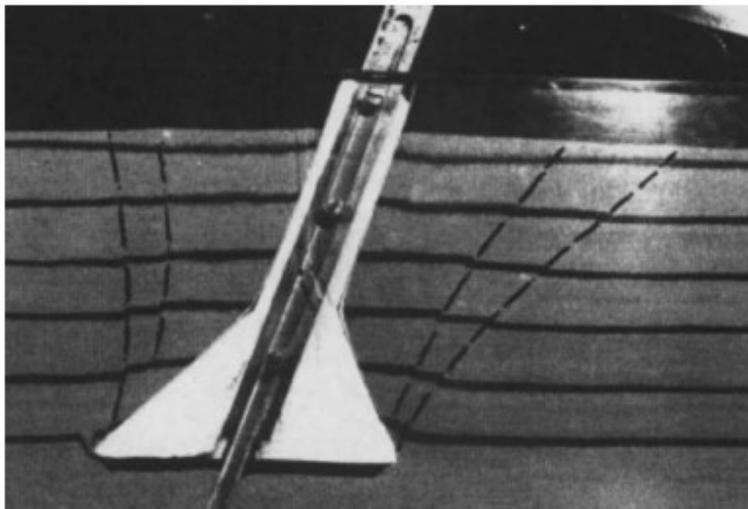


Figura 3-16. Mecanismos de falla en una Zapata inclinada.

Fuente: Birch and Dickin, 1998.

3.5.2.2. Pruebas centrífuga:

Esta técnica refleja los efectos gravitacionales por aceleración centrífuga experimentada por un objeto en vuelo circular. El comportamiento de este modelo no replicará la cimentación real, sin embargo, si el peso del modelo aumenta n veces más que la

aceleración gravitacional (g) de la Tierra, la distribución de la tensión entre la cimentación real y la del modelo será similar.

En el ensayo de centrifuga (ver Figura 3-17) el aumento del peso del modelo se logra colocando una aceleración en la centrifuga equivalente a n veces g . Se utiliza el mismo suelo como la cimentación real, por lo cual la relación esfuerzo - deformación debe ser similar. En caso de que se desee aplicar una carga externa, ésta también debe escalarse; con esto, el modelo a escala deberá representar las condiciones de la realidad.

En conclusión, éste es un método más preciso de prueba a escala, que reproduce las tensiones in situ y puede revelar, de manera más adecuada, posibles mecanismos de falla.

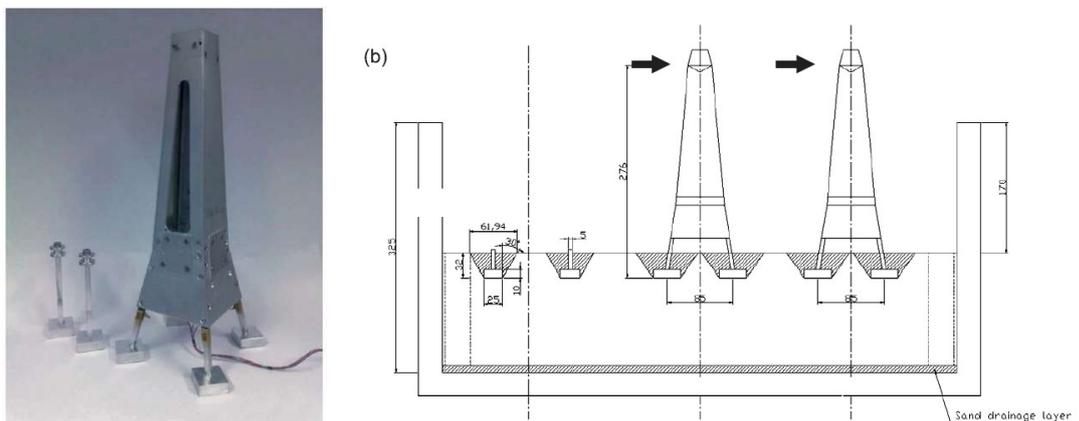


Figura 3-17. Modelo a escala 1:100 de una torre de transmisión y zapatas.

Fuente: Richards et al., 2010.

3.5.3. Métodos de interpretación de las pruebas de carga

3.5.3.1. Método de intersección tangente

El método de intersección de tangente traza dos líneas tangenciales a lo largo de las porciones inicial y posterior de la curva de carga y desplazamiento, y la carga

correspondiente al punto de intersección de estas dos líneas se toma como la capacidad de carga.

La capacidad de carga de la base al arranque se define como la carga relacionada con la intersección de dos tangentes a la curva de carga - desplazamiento, una representando el rango elástico y el otro el rango plástico

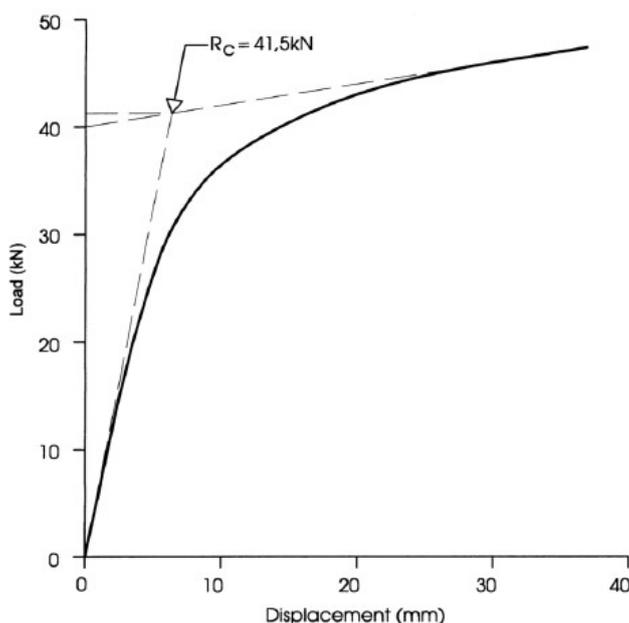


Figura 3-18. Método intersección tangente.

Fuente: Overhead lines - Testing of foundations for structures. BSI, London, UK .British Standards Institution (1997).

3.5.4. Investigaciones desarrolladas acerca de la capacidad al arranque en cimentaciones superficiales

En este numeral se presenta una descripción sucinta sobre las investigaciones encontradas, en donde se han desarrollado análisis o pruebas de capacidad al arranque sobre cimentaciones superficiales que pueden ser de ayuda para el desarrollo del presente trabajo.

En 1968 Meyerhof y Adams, en el documento que tiene como título *The ultimate capacity of foundations*, presentan la evaluación de capacidad al arranque en fundaciones de torres de transmisión, generando una teoría en general. Para lo anterior, consultaron la bibliografía que se encontraba sobre este tipo de evaluación, realizaron pruebas de laboratorio en materiales arenosos y arcillosos, los cuales permitieron determinar gráficas comparativas entre la capacidad y las dimensiones de las cimentaciones. Entre las conclusiones encontradas, se puede apreciar que en arenas la superficie de falla varía según la relación de la profundidad y ancho de la base y la rigidez relativa del suelo. Mientras, que para suelos cohesivos la superficie de falla no es predecible, debido a que el suelo genera formación de grietas horizontales a poca profundidad, que se dan debido a tensiones a tracción.

Para el año 1972, Adams y Klim desarrollaron el documento que tiene como nombre "*A study of anchorages for Transmission Tower Foundations*", en el cual se realizaron una serie de pruebas a escala real de capacidad al arranque, en anclajes que habían sido dispuestos para soportar las torres de transmisión de alto voltaje. Una de las conclusiones que este estudio obtuvo fue la de los anclajes agrupados poseen una buena funcionalidad en arenas densas, gravas o arcillas rígidas o duras, mientras, que el anclaje de hélice múltiple se comporta bien para materiales arcillosos de consistencia blanda a media a una profundidad mayor a 39 m.

En 1982 se realizó la publicación del documento que tiene como título "*Foundation Uplift resistance: the effects of foundation type and of seasonal changes in ground conditions*", donde se trataron diferentes metodologías de capacidad al arranque, discutieron sobre algunas técnicas de construcción y la variación de la resistencia de cimentaciones. Adicionalmente, se realizaron algunas pruebas de carga en suelos en condiciones secas y húmedas, y como conclusión se obtuvo que las técnicas utilizadas para la construcción de las zapatas, definen la resistencia al arranque y con el fin de obtener resultados óptimos se debe aprovechar al máximo las propiedades del suelo, ya sea apoyando la cimentación sobre el o fundiendo hormigón sobre el mismo.

Para el año 1983 Fernando Artur Brasil Danziger, desarrolló la investigación que tiene como título "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de

tração” en donde se realizaron varias pruebas de carga de zapatas y pilares en suelos residuales Gneis, a lo largo del documento se realiza una descripción de las pruebas realizadas, caracterización de los materiales y se discuten los resultados. Adicionalmente, se realiza una comparación con diferentes metodologías incluyendo la metodología de Grenoble, la cual según esta investigación da un comportamiento más cercano a la superficie de falla que se obtiene mediante pruebas de carga.

En el año 1985 Aureo Pinheiro Ruffier dos Santos, realizó la investigación titulada “Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos”, donde se generó el análisis del comportamiento de cimentaciones sometidas a esfuerzos de tracción, se utilizaron ensayos realizados sobre suelos residuales de Gneis, los resultados de estos ensayos fueron comparados con resultados obtenidos mediante diferentes metodologías y con ayuda de un programa de elementos finitos. Para realizar uso del programa se generó un retro análisis de los resultados obtenidos en las pruebas y en el programa se realizó la utilización de elementos en conjunto, como conclusión se dio que aunque los elementos finitos predicen bien algunos casos de ingeniería, para el caso de cimientos a tensión los elementos finitos no predicen de una manera correcta el comportamiento suelo - cimiento y tampoco estima la capacidad de carga de cimientos sometidos a esfuerzos de extracción.

Para el año 1994, Nilton De Souza Campelo desarrolló la investigación titulada “Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração, em solo colapsável”; en este documento se encuentra el análisis comparativo de pruebas de carga a tensión realizadas experimentalmente en cimentaciones tipo pilares, excavados con tornillo sinfín helicoidal con diámetros de 20 a 32 cm; éstos fueron introducidos en suelos colapsables en condición seca y en condición sumergida.

En el año 2005, el ingeniero Cunha, O., realizó una investigación de la Influencia de la calidad de la compactación de los rellenos en la capacidad de carga de las fundaciones sometidas a esfuerzos de tracción; allí se presentó la comparación de dos condiciones de compactación, en la primera de ellas realizó una compactación controlada y en la segunda condición, la compactación mal efectuada. Como resultados se obtuvo que para la primera condición, la capacidad de carga de la zapata varía en el 1% a diferentes

humedades; mientras que la segunda condición tuvo una variación del 41 al 57%, con la misma variación de humedades. Lo cual demuestra la importancia de la compactación del relleno para el cálculo de la capacidad de carga.

En el año 2008, Pacheco, M.P., Danziger F.A.B, y Pereira Pinto, C. realizaron una investigación que se tituló “Diseño de cimentaciones superficiales bajo carga de tracción para torres de líneas de transmisión: Una visión general”; en este documento se presentaron recomendaciones específicas para el diseño de cimentaciones superficiales en líneas de transmisión; se hizo una diferenciación entre los modos de falla superficiales y profundas, y se presentaron los mecanismos más comunes de falla por tensión; adicionalmente, hicieron énfasis en la influencia de la fuerza del relleno compactado (peso) en comparación con la resistencia al corte del suelo natural, incluyendo la presentación de resultados de pruebas de carga a gran escala. De acuerdo con las observaciones apropiadas de las superficies de falla, se realizaron algunas modificaciones en el método de Grenoble (el mismo método de Biarez y Barraud, presentado anteriormente), para proporcionar predicciones razonables para aplicaciones prácticas.

En el año 2010, Richards, D.J., White, D,J, and Lehane, B.M., estudiantes de Ingeniería Civil en Australia, llevaron a cabo una prueba con un modelo de centrífuga para examinar los mecanismos de falla, simulando una rotura de cable o la carga por viento que produce carga de tensión. Se dio como conclusión que las pruebas proporcionaron una buena aproximación de la resistencia al levantamiento debido a la succión presentada, por lo cual, se considera que estas pruebas pueden ser aplicadas para determinar la orientación en los diseños.

En el año 2014, Federick Levy, desarrolló una investigación basada en pruebas de campo que se realizaron en escala real y se modelaron mediante elementos finitos; en esta tesis se realizó una investigación bibliográfica sobre los métodos de capacidad de arranque y el uso de instrumentación para determinar el desplazamiento de cada cimentación.

En la Tabla 3-1 se muestra la recopilación de documentos en donde se presenta descripción de pruebas de carga al arranque realizadas para cimentaciones superficiales.

Tabla 3-1. Recopilación de pruebas de carga.

Año	Tipo de prueba	Tipo de suelo	Documento	Autor
2014	Gran escala	London Clay	The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations	Frederick Levy
2010	Centrifuga	Arcilla y Arena	Centrifuge modelling of the pushover failure of an electricity transmission tower	D.J. Richards, D.J. White, and B.M. Lehane
1994	Gran escala	Suelos colapsables	Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tracao, em solo colapsível	Nilton de Souza Campelo
1985	Gran escala	Residual Gneiss	Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos	Aurero pinheiro Ruffier dos Santos
1983	Gran escala	Suelo residual	Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração	Fernando Artur Brasil Danziger
1982	A escala	Arenas y arcillas	Foundation uplift resistance: the effects of foundation type and seasonal changes in ground conditions	M.J Vanner
1972	Gran escala	Limos arcillosos	A study of anchorages for transmission Tower Foundations	J.J. Adams y T.W. Klym
1968	A escala	Arenas densas y sueltas	The ultimate uplift capacity of foundations	Meyehof y Adams

Fuente: Elaboración propia.

Capítulo IV

4. Metodología

4.1. Pregunta de investigación:

¿Según los métodos de cálculo de la capacidad de carga al arranque y de acuerdo con su predicción de la carga de falla como se asemejan y diferencian sus resultados con respecto al método de cono de arranque?

1. ¿Cuál es la comparación entre las metodologías de acuerdo con la predicción de la carga de falla?
2. ¿Cuáles son los resultados que se presentan en cada método, cuando los parámetros de forma y los del suelo varían y qué tipo de semejanzas tienen con el método de cono de arranque?
3. ¿Cuál es el factor de seguridad que se debe utilizar en cada una de las metodologías analizadas, teniendo en cuenta que, para una línea de transmisión diseñada, se calculó la capacidad al arranque mediante el cono de arranque $FS=1.50$?

Hipótesis

Los métodos de capacidad al arranque en cuanto a su predicción de carga de falla tienen resultados comparativos similares.

Hipótesis específicas:

1. La carga de falla se asimila a las metodologías más recientes mientras que las metodologías que tienen mayor tiempo en la literatura no coinciden.
2. La variación de las metodologías con respecto al cono de arranque puede ser de hasta 3 veces por encima o por debajo de su resultado.
3. El factor de seguridad que se debe utilizar para las metodologías comparadas con el cono de arranque debe ser de $FS=2.5$.

El método adoptado para la tesis es el teórico, por lo que se realizó la recopilación de pruebas de carga para cimentaciones superficiales, las cuales serán analizadas mediante

los datos encontrados en ellas, tales como, tipo de prueba de carga y normatividad aplicada, curva carga contra desplazamiento, carga de falla, tipo de suelo en el cual se realizó el ensayo y dimensión de la cimentación, lo cual servirá para realizar la comparación con los métodos existentes para el cálculo de capacidad al arranque de cimentaciones superficiales y se procederá a realizar la modelación de las cargas contra desplazamiento y la carga de falla mediante un programa de elementos finitos.

La comparación de las metodologías del método de cono de arranque, Fricción o Cortante, Meyerhof y Adams, Balla, Matsuo y Biarez and Barraud serán realizadas generando la variación de parámetros de resistencia, para diferentes anchos de cimentación, profundidad y pesos unitarios, los cuales serán determinados de acuerdo con la experiencia encontrada en diseños Colombianos, esto con el fin de identificar el cambio del valor de capacidad de arranque de acuerdo con la variación de los parámetros de resistencia empleados.

Se presentarán los resultados de una línea de transmisión diseñada para Colombia que tiene un voltaje de 500 kV, en la que se encuentran suelos cohesivos y granulares; en esta línea se realizó la evaluación de capacidad al arranque con el método del cono de arrancamiento, para torres desde Tipo A hasta Tipo D, que tienen una carga a tensión desde 25 a 223 ton, aproximadamente por pata.

Con lo anterior, se generará la comparación de las metodologías, donde se mantendrán las dimensiones recomendadas por los especialistas para las cimentaciones, se utilizarán los parámetros de los suelos encontrados en la zona de estudio, se utilizará la carga para cada una de las torres que se encuentren dentro del diseño y se calculará la capacidad de arranque por medio de las metodologías ya mencionadas; con esto se podrá calcular el factor de seguridad para cada una de las metodologías, para obtener las mismas dimensiones obtenidas con el método del Cono de Arranque.

Las comparaciones entre los métodos anteriormente nombrados, y la comparación de éstos con los resultados de pruebas de carga, permitirán generar conclusiones sobre las ventajas y limitaciones de cada uno y así dar conceptos, sugerencias y aproximaciones

para que se logren optimizar los diseños y la construcción de las cimentaciones superficiales tipo parrilla y zapata.

4.2. Fase de ejecución

Las siguientes actividades serán realizadas en la fase de ejecución:

- Generar hojas de cálculo para cada uno de los métodos que se desean estudiar (métodos de cono de arranque, Fricción y cortante, Meyerhof and Adams (1968), Balla, Matsuo, Biarez and Barraud (1968)).
- Análisis de pruebas de carga existentes, incluyendo la aplicación de los métodos de cálculo para predecir la carga última al arranque y comparación con los valores medidos.
- Comparar las metodologías calculando la capacidad de carga al arranque para cada una.
- Comparar los métodos indicados realizando la variación de parámetros de resistencia, dimensiones de cimentación y pesos unitarios del suelo, con el fin de determinar la variación de la capacidad última, según los parámetros utilizados y realizar la respectiva comparación con el cono de arranque.
- Aplicar las metodologías de cálculo en una línea de transmisión Colombiana, de acuerdo con el diseño inicial (ancho, profundidad de cimentación) determinado mediante el método del cono de arranque; se calculará la capacidad al arranque y el factor de seguridad para obtener las mismas dimensiones, con lo cual se realizará la comparación de los métodos.
- Modelar en elementos finitos para realizar la comparación de las curvas de carga – desplazamiento y la carga de falla obtenidas de la revisión y el análisis de las pruebas de carga.
- Determinar las ventajas y limitaciones de los métodos de cono de arranque, Fricción y cortante, Meyerhof and Adams (1968), Balla, Matsuo, Biarez and Barraud (1968).

4.3. Fase final

- Concluir sobre la variación de factores de seguridad según la metodología utilizada.

- Conclusiones acerca de las curvas de carga – desplazamiento y la carga de falla observadas en el análisis de pruebas de carga, y los análisis con elementos finitos.
- Determinar las ventajas y limitaciones de los métodos que fueron comparados.
- Dar recomendaciones para aplicar los métodos para el cálculo de la capacidad al arranque en diseño.
- Elaboración del documento escrito (tabla de contenido, introducción y conclusiones).
- Elaboración del artículo científico, resumiendo los resultados de la investigación.

Capítulo V

5. Metodologías de cálculo de capacidad al arranque y análisis paramétrico

5.1. Generalidades

En el presente capítulo se realizará inicialmente la descripción de las fórmulas que se han desarrollado para el método de Cono de Arranque, Fricción o Cortante, Meyerhof y Adams, Balla, Matsuo, y Biarez y Barraud. Después se realizará la comparación de las metodologías, seguido de un análisis paramétrico donde se generará la variación de parámetros de resistencia para diferentes anchos de cimentación, profundidad y pesos unitarios, los cuales serán determinados de acuerdo a la experiencia encontrada en diseños Colombianos, esto con el fin de identificar el cambio del valor de capacidad de arranque de acuerdo con la variación de los parámetros de resistencia empleados, y por último, se generaran las conclusiones de las comparaciones realizadas.

5.2. Metodologías de cálculo

5.2.1. Método del cono de arranque

De acuerdo con lo descrito en el numeral 3.4.1, a continuación, se realiza la explicación de la formulación que es utilizada en el método mencionado (Ver Figura 5-1). Entre los parámetros que utiliza este método se puede encontrar pesos unitarios tanto del suelo como del concreto que hace parte de la cimentación y el ángulo Ψ determinado de acuerdo con la superficie de falla.

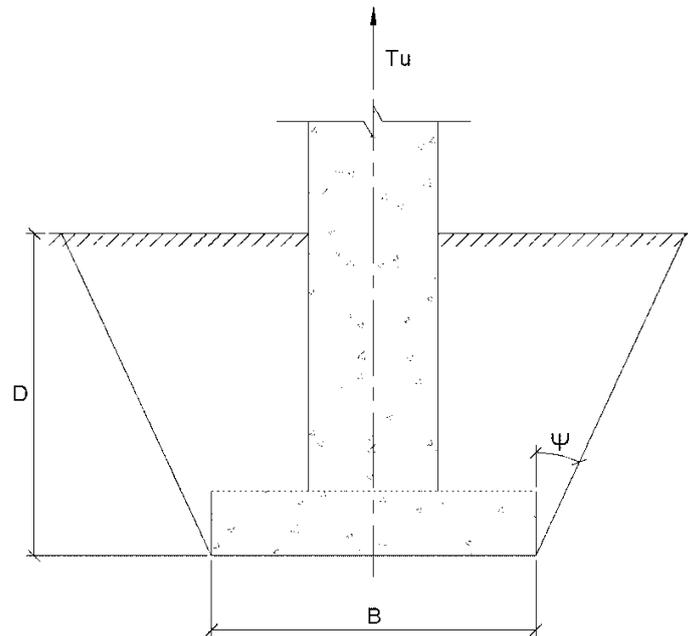


Figura 5-1. Método de cono de arranque.

Fuente: IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing. (2001).

La capacidad a la tensión última (T_u) se deriva del peso de la cimentación y del peso del suelo dentro del cono o pirámide

$$T_u = W_f + W_s \quad (2)$$

$$T_u = W_f + \gamma(V_1 - V_0) + \frac{1}{6} \gamma D^2 \tan \Psi (12B + 8D \tan \Psi) \quad (3)$$

Donde,

W_f = Peso de la fundación

W_s = El peso de la masa del suelo en la superficie de ruptura

$$W_s = \gamma(V_1 - V_0) + \frac{1}{6} \gamma D^2 \tan \Psi (12B + 8D \tan \Psi)$$

V_0 = Volumen de la fundación bajo la superficie del suelo

V_1 = Área de la base por la profundidad D

γ = Peso unitario

Ψ = Angulo del cono

La autoridad del valle de Tennessee ha desarrollado valores del ángulo Ψ teniendo en cuenta el tipo de suelo, método de construcción y la condición del nivel freático. En la Tabla 5-1 y la Tabla 5-2 se presentan las recomendaciones indicadas.

Tabla 5-1. Valores recomendados por la autoridad del valle de Tennessee para el ángulo de cono en fundaciones contra relleno bien compactado.

Tipo de suelo	Presión vertical(psf)			Ángulo del cono (Ψ)		
	A	B	C	A	B	C
Arenas movedizas y aluviales	0	0	0	0°	0°	0°
Arcilla blanda	1000	1000	500	5°	0°	0°
Arcilla, arcilla y arena moderadamente secas	2000	2000	1000	25°	20°	15°
Arcilla y arcilla seca	3000	3000	1500	25°	20°	15°
Arena bien fina	4000	3500	3000	25°	15°	10°
Arena gruesa compacta	5000	4500	4000	25°	15°	10°
Grava gruesa compacta	8000	8000	8000	30°	15°	10°
Arena y grava cementadas	10000	10000	10000	30°	20°	15°
Pizarra dura	12000	12000	12000	30°	25°	20°

Fuente: Adaptado de User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985)

Tabla 5-2. Valores recomendados por la autoridad del valle de Tennessee para el ángulo de cono en fundaciones contra suelo natural no perturbado.

Tipo de suelo	Presión vertical(psf)			Ángulo del cono (Ψ)		
	A	B	C	A	B	C
Arenas movedizas y aluviales	1000	500	500	0°	0°	0°
Arcilla blanda	2000	2000	1000	10°	5°	0°
Arcilla, arcilla y arena moderadamente secas	4000	4000	2000	30°	25°	20°
Arcilla y arcilla seca	6000	6000	3000	30°	25°	20°
Arena bien fina	6000	5000	4000	30°	20°	15°
Arena gruesa compacta	8000	7000	6000	30°	20°	15°
Grava gruesa compacta	12000	12000	12000	30°	20°	15°
Arena y grava cementadas	16000	16000	16000	30°	25°	20°
Pizarra dura	20000	20000	20000	30°	30°	30°

Fuente: Adaptado de User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985)

Donde:

A= Bien drenado naturalmente

B= Sujeto a inundaciones periódicas de corta duración

C= Sujeto a aguas subterráneas varios meses o años

El método indicado líneas arriba ignora la resistencia al arrancamiento producida por la resistencia al corte en la superficie de la falla. En consecuencia, para las cimentaciones poco profundas se ha reconocido que el método subestima la capacidad al arranque. Sin embargo, para una cimentación más profunda se determinó que la capacidad aumenta con la profundidad. La diferencia encontrada entre los valores observados y calculados sugiere que el método no modela con precisión la influencia de la profundidad de empotramiento en la capacidad al arranque, por lo tanto, se recomienda determinar el ángulo Ψ por medio de ensayos "in situ" (IEEE Trial 1985).

Se han desarrollado pruebas con este método y se concluyó que se subestima la capacidad de tensión ya que no se tiene en cuenta la fuerza cortante ejercida a lo largo de la superficie de falla, por lo cual la metodología sugiere que el método no modela con precisión la influencia de la profundidad de empotramiento en la capacidad de tensión o arranque. Por lo tanto, es mejor determinar ψ mediante pruebas in situ, sin embargo, se debe tener en cuenta que este método es uno de los más utilizados y está asociando a un factor de seguridad $FS=1.5$.

5.2.2. Método de Fricción o cortante

A continuación, se describe la formulación utilizada para el método de fricción o cortante, el cual fue explicado en el numeral 3.4.2.

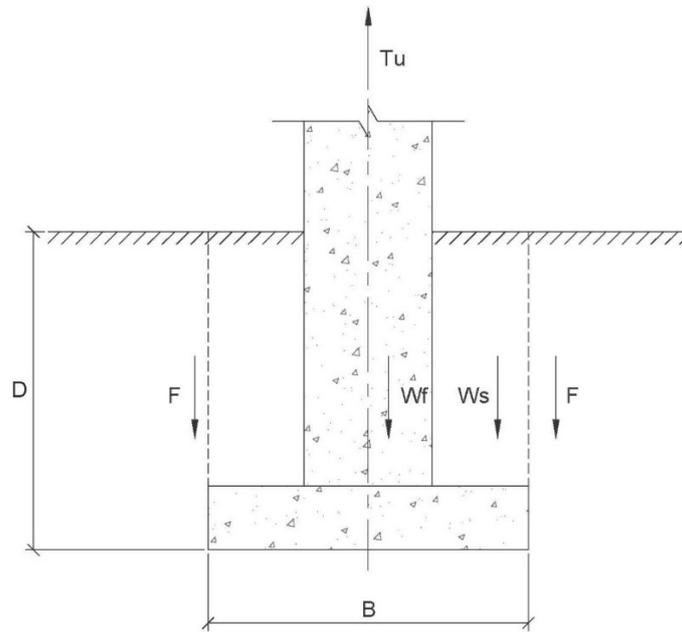


Figura 5-2. Método de ficción o cortante.

Fuente: User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985).

$$T_u = W_f + W_s + F \quad (4)$$

$$F = 4cBD + 2K\gamma BD^2 \tan\phi \quad (5)$$

$$W_s = \gamma * (V_1 - V_0) \quad (6)$$

Donde,

W_f = Peso de la fundación

W_s = El peso de la masa del suelo en la superficie de ruptura

F = Componente friccionante de la resistencia al arrancamiento

c = Cohesión o resistencia al corte no drenada

B = Base de la cimentación

D = Profundidad de la cimentación

γ = Peso unitario

K = Coeficiente de presión de tierras en reposo

5.2.3. Método de Meyerhof y Adams

Para el método de Meyerhof y Adams se presenta la formulación utilizada para cimentaciones circulares y para cimentaciones rectangulares.

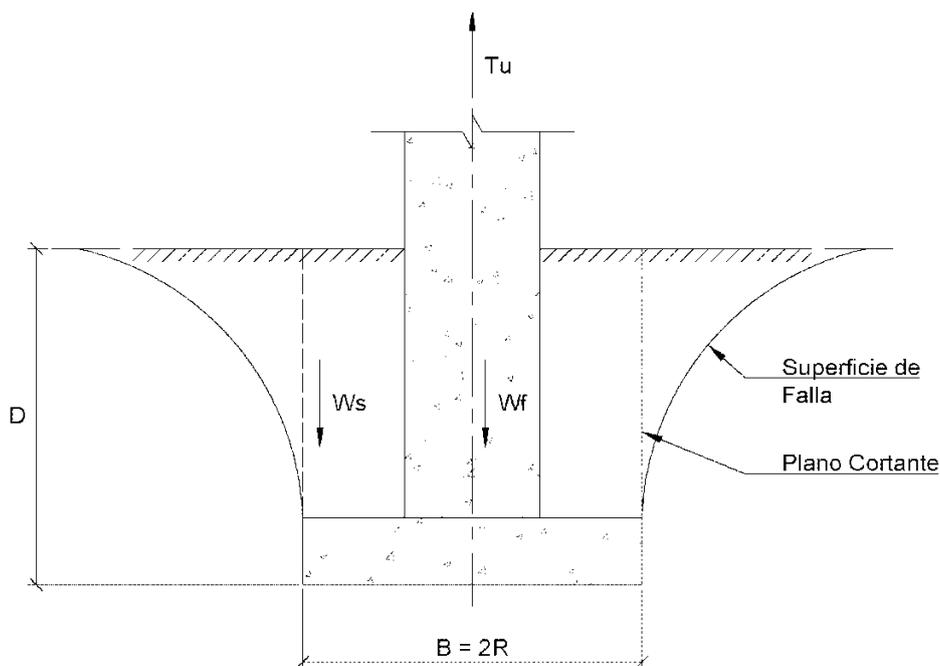


Figura 5-3. Método Meyerhof y Adams.

Fuente: User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985).

5.2.3.1. Cimentación circular

En la Figura 5-3, el modo de falla es determinado por la profundidad de la cimentación. Para una fundación superficial se debe tener en cuenta que ($D < H$), siendo D la profundidad de desplante de la cimentación y H es el límite vertical de la superficie de falla. Para las cimentaciones superficiales $H = D$. Donde D es mayor que el valor límite de H , la superficie de falla no alcanza la superficie del suelo y la cimentación se considera profunda. La Tabla 5-3 proporciona valores de relación entre H/B para varios ángulos de fricción interna, siendo B el diámetro de la cimentación.

Meyerhof y Adams indican que para suelos drenados deben utilizar, los valores indicados en Tabla 5-3:

Tabla 5-3. Parámetros de la fundación para las ecuaciones anteriormente nombradas.

ϕ (degrees)	20	25	30	35	40	45	48
Límite H/B	2.5	3.0	4.0	5.0	7.0	9.0	11.0
Máximo valor de S_f	1.12	1.3	1.6	2.25	3.45	5.50	7.60
Máximo valor de M	0.05	0.1	0.15	0.25	0.35	0.5	0.6
Máximo valor de K_u	0.85	0.89	0.91	0.94	0.96	0.98	1.00

Fuente: User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985).

Para cimentaciones superficiales circulares, el cálculo de la capacidad última T_u , se muestra como la suma de la cohesión y el empuje de tierras pasivo desarrollando fricción, la cual se extiende verticalmente sobre la fundación, el peso de la fundación W_f y el peso del suelo W_s dentro del cilindro. La capacidad última está dada por la siguiente ecuación:

$$T_u = W_f + W_s + \pi * B * C * D + S_f \frac{\pi}{2} * B * \gamma * D^2 * K_u * \tan \phi \quad (7)$$

Donde,

C = Cohesión del suelo

S_f =Factor de forma gobernante de presión pasiva de tierras sobre el lado del cilindro

K_u = coeficiente de elevación nominal de la presión de tierras en la superficie de ruptura vertical y puede ser aproximado como

$$K_u = 0.496 (\phi)^{0.18}$$

Donde ϕ está en grados

El factor de forma es determinado por la siguiente expresión:

$$S_f = 1 + \frac{MD}{B} \leq 1 + \frac{H}{B} M \quad (8)$$

Donde,

M= Es función de ϕ y es dada en la Tabla 5-3, junto con el máximo valor de Sf y valores de Ku.

Mientras que la capacidad última para cimentaciones profundas circulares ($D \geq H$), se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$T_u = W_f + W_s + \pi * C * B * H + S_f \frac{\pi}{2} * B * \gamma * (2D - H)H * K_u * \tan \phi \quad (9)$$

Donde,

Ws= Peso del suelo contenido en el cilindro de longitud H

Un límite superior en Tu es impuesto por la capacidad de soporte del suelo sobre la fundación, está dada por:

$$T_u(\text{Máxima}) = \frac{B^2}{4} (cN_c + \gamma DN_q) + A_s f_s + W_f + W_s \quad (10)$$

Donde,

As= Superficie del área del cilindro

fs= Fricción unitaria promedio del suelo en el cilindro

Nc y Nq= Factores de capacidad de soporte para fundaciones bajo cargas de compresión.

Meyerhof y Adams según sus análisis indican que para el cálculo de la capacidad última en suelos en condición drenada se debe utilizar la Ecuación (7), mientras que para los suelos en condición no drenada determinaron una ecuación empírica; se recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$T_u = \frac{\pi B^2}{4} (cN_U) + W_f + W_s \quad (11)$$

Donde,

c= Cohesión del suelo o resistencia al corte no drenada

Nu= Coeficiente de tensión

Wf+Ws= Peso de la fundación y peso del suelo

El cálculo para Nu se puede evaluar mediante la siguiente expresión:

$$N_u \approx \frac{2D}{B} \leq 9 \quad (12)$$

Donde,

D= Profundidad de la cimentación

B= Diámetro de la cimentación

5.2.3.2. Cimentación Rectangular

Para la cimentación rectangular en arenas, la capacidad última se determina mediante la siguiente ecuación:

$$T_u = W_s + W_f + 2cD(B + L) + \gamma D^2 (2S_f B + L - B) K_U \tan \phi \quad (13)$$

Donde,

B= Ancho de la fundación

L= Longitud de la fundación

Se asume que la presión de tierras en los extremos se rige por el factor de forma Sf que se calcula mediante la ecuación (8).

Para el cálculo de la capacidad no drenada en cimentaciones superficiales en arcilla, se utiliza la siguiente ecuación:

$$T_u = BLcN_u + W_f + W_s \quad (14)$$

Donde N_u se define mediante la ecuación (12), mientras que para los materiales drenados la ecuación (13) es apropiada.

La capacidad última máxima para cimentaciones rectangulares se puede obtener mediante la siguiente expresión

$$T_u(\text{Máxima}) = BL(cN_c + \gamma DN_q) + A_s f_s + W_f + W_s \quad (15)$$

Donde A_s , f_s , W_f , W_s , N_c y N_q se calculan igual a como se hace para una cimentación circular, B es el ancho de la cimentación y L es la longitud de la cimentación.

Para las cimentaciones circulares y rectangulares, la influencia del nivel freático se debe considerar cuando esté arriba de la cimentación.

5.2.4. Método de Balla

En este numeral se presenta la formulación que se debe utilizar para el desarrollo del método de Balla, cuya descripción se encuentra en el numeral 3.4.4.

La superficie de falla se considerará como un arco generado desde la base de la cimentación hasta la superficie del terreno generando un ángulo de:

$$\alpha = 45 - \frac{\phi}{2} \quad (16)$$

Donde,

ϕ = Angulo de fricción interno del suelo

El radio del círculo es determinado mediante la siguiente expresión:

$$r = \frac{D - t}{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (17)$$

Donde,

D = Profundidad de cimentación

t = Espesor de la cimentación midiendo solo su borde exterior

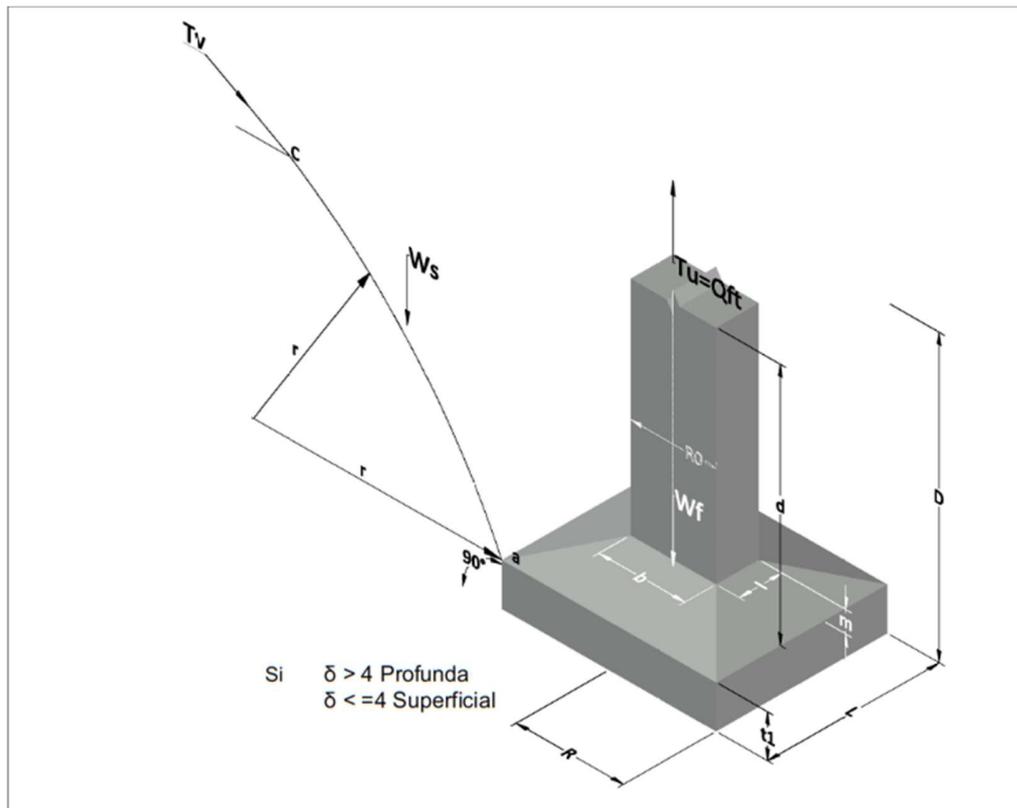


Figura 5-4. Método de Balla.

Fuente: User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985).

Para realizar el análisis de la cimentación primero se debe determinar si la misma es superficial o profunda para lo cual se debe realiza la evaluación con la formula (19) y si el valor es mayor a 4 la cimentación deberá evaluarse como profunda de lo contrario se deberá estimar como superficial. Balla consideraba conservador considerar que una base cuadrada es una base circular con un diámetro igual a la longitud de los lados de la base cuadrada. Sin embargo, a continuación se indica la fórmula utilizada para determinar una base cuadrada.

$$R = R_e = \frac{4B}{2\pi} \quad (18)$$

$$\delta = \text{Coeficiente normal} = \frac{D - t}{2R} \quad (19)$$

La capacidad última al arranque fue asumida como la suma del peso de la fundación y el peso del suelo que se encuentran dentro de la superficie de rotura, y el componente vertical de la resistencia al corte T_v en la superficie de falla. La cual se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$T_u = (D - t)^3 \gamma \left[F_1(\phi, \delta) + \frac{c}{\gamma} * \frac{1}{D - t} * F_2(\phi, \delta) + F_3(\phi, \delta) \right] + W_f \quad (20)$$

Donde,

γ = Peso unitario del suelo

c = Cohesión del suelo

W_f = Peso de la cimentación

Los valores de F_1 , F_2 y F_3 son dados en la Tabla 5-4 , y están en función de δ y ϕ . El peso de la cimentación se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$W_f = Re_0^2 \pi (D - t - m) (\gamma_c - \gamma) + \frac{\pi m}{3} (Re_0^2 + Re_0 Re + Re^2) (\gamma_c - \gamma) + \pi R^2 t \gamma_c \quad (21)$$

Donde,

Re = Radio equivalente de la base para una cimentación cuadrada

Re_0 = Radio equivalente del pedestal para una cimentación cuadrada

γ_c = Peso del material de construcción de la cimentación

t = Espesor de la base de la fundación que estará en su borde exterior

m = Espesor de la parte alta de la cimentación y se conecta con el pedestal se puede ver definido en la Figura 5-4.

Tabla 5-4. Coeficientes de arranque para ecuación (20).

		$\phi = \text{Angulo de fricción interna en grados}$				
δ		0°	10°	20°	30°	40°
1	F ₁	1.29	1.35	1.41	1.47	1.53
	F ₂	3.96	4.07	4.06	3.70	3.13
	F ₃	0	0.30	0.59	0.83	0.94
2	F ₁	0.50	0.54	0.58	0.62	0.66
	F ₂	2.39	2.50	2.58	2.42	2.12
	F ₃	0	0.17	0.33	0.48	0.56
3	F ₁	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48
	F ₂	1.86	1.98	2.09	2.00	1.78
	F ₃	0	0.12	0.25	0.36	0.43
4	F ₁	0.25	0.29	0.33	0.37	0.41
	F ₂	1.60	1.71	1.84	1.78	1.61
	F ₃	0	0.10	0.21	0.31	0.37

Fuente: Use Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985).

Balla realizó una comparación de las capacidades de arranque calculadas mediante las ecuaciones propuestas anteriormente con las pruebas de carga a escala realizadas en arena densa y logró un acuerdo razonable con respecto a la capacidad de arranque y la forma de las superficies de falla. Sin embargo, el método asume que la falla es circular y alcanza la superficie del suelo. Por otra parte, cuando la cimentación es profunda la superficie de falla se modifica por lo cual, el autor sugiere que las fórmulas mostradas en este documento sean utilizadas solamente para cimentaciones superficiales con valores de $\delta \leq 4$. Cuando $\delta > 4$ la cimentación debe ser analizada como profunda. No se presenta comparación entre los valores teóricos de la capacidad de arranque y las pruebas de carga para suelos cohesivos.

5.2.5. Método de Matsuo

A continuación, se muestran las fórmulas que deben ser utilizadas para calcular la capacidad al arranque con el método de Matsuo.

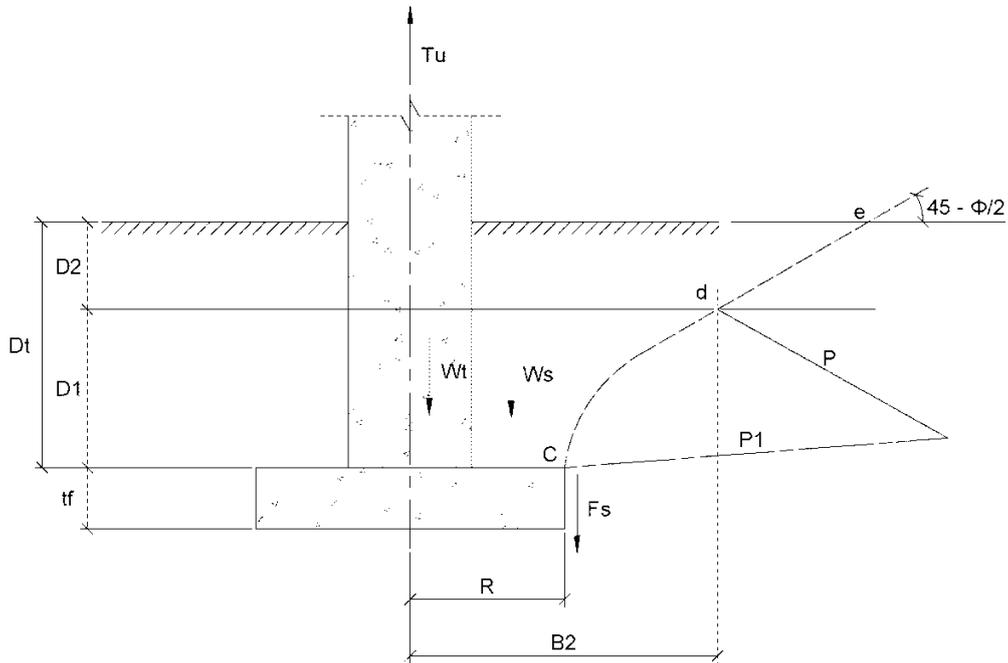


Figura 5-5. Método de Matsuo.

Fuente: User's Guide for Transmission Structure Foundation Design – IEEE Trial (1985).

La capacidad última de la cimentación con el radio R o R_e (Radio equivalente) se puede considerar como el peso de la fundación W_f , la resistencia a la fricción o adhesión F_s en los lados de la losa de fundación, el peso del suelo encima de la superficie de deslizamiento y la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla. Por lo cual, presenta la siguiente expresión para calcular la capacidad última de arranque:

$$T_u = W_f + \gamma(B_2^3 K_1 - V_2) + cB_2^2 K_2 + F_s \quad (22)$$

Donde,

γ = Peso unitario del suelo

c = Cohesión del suelo o resistencia al corte no drenada

V_2 = Volumen de la cimentación por debajo de la superficie del suelo

Expresiones como $B_2^3 K_1$ y $B_2^2 K_2$ están en función del ángulo interno de fricción ϕ y el parámetro de profundidad ($\delta=Dt/R$), donde R = Radio de la base de la cimentación y Dt = profundidad desde la superficie del suelo hasta la parte superior de la base.

1. Para $0.5 \leq \delta < 1$

$$B_2^3 K_1 = (0.056\phi + 4.0)R^3 \delta^{(0.007\phi+1.00)} \quad (23)$$

$$B_2^2 K_2 = (0.027\phi + 7.653)R^2 \delta^{(0.002\phi+1.052)} \quad (24)$$

2. Para $1 \leq \delta < 3$

$$B_2^3 K_1 = (0.056\phi + 4.0)R^3 \delta^{(0.016\phi+1.10)} \quad (25)$$

$$B_2^2 K_2 = (0.027\phi + 7.653)R^2 \delta^{(0.004\phi+1.10)} \quad (26)$$

3. Para $3 \leq \delta < 10$

$$B_2^3 K_1 = (0.0597\phi + 10.4)R^3 \left(\frac{\delta}{3}\right)^{(0.023\phi+1.30)} \quad (27)$$

$$B_2^2 K_2 = (0.013\phi + 6.11)R^2 \delta^{(0.005\phi+1.334)} \quad (28)$$

Donde ϕ es en grados

La resistencia a la fricción o adhesión F_s se expresa como:

$$F_s = 2\pi R t_f c + 2\pi R K \int_{D_t}^{D_t+t_1} \gamma Z \tan \zeta dZ \quad (29)$$

Donde,

t_f = Espesor de losa

ζ = Ángulo de fricción entre el suelo y la cimentación

K= Un valor apropiado del coeficiente de presión de tierras – Matsuo recomendó valores entre 0.5 para arenas y 0.7 para suelos cohesivos.

Z= Profundidad bajo la superficie del suelo

Para cimentaciones cuadradas se recomendó que las medidas de éstas fueran reemplazadas con una base circular que tuviera el mismo perímetro, donde se utilizó esta fórmula $R = Re/p/2*\pi$. El valor de la capacidad última debería ser aumentado en un 10%, considerando que la capacidad al arranque que se observó en pruebas sobre modelos de laboratorio fue mayor.

La ecuación mostrada para calcular la capacidad última está de acuerdo con la teoría y las pruebas en campo para suelos densos no cohesivos. Mientras que para los suelos cohesivos, la teoría y las pruebas en campo permitieron definir la fricción o adherencia, o ambos, en los lados de la base.

Balla y Matsuo establecen que el peso sumergido del suelo y el material construcción de la cimentación deberían ser usados cuando el suelo sobre la base de la cimentación está saturado. Si, el nivel freático se encuentra entre la base de cimentación y la superficie del suelo, el dato experimental de Matsuo indica que la capacidad al arranque es significativamente reducida. Sin embargo, ningún método proporciona una fácil corrección de esta condición. Una condición conservadora es asumir que el nivel freático se encuentra en la superficie del suelo.

5.2.6. Biarez y Barraud

Se presentan las fórmulas dadas para el cálculo de la capacidad al arranque mediante el método de Biarez y Barraud.

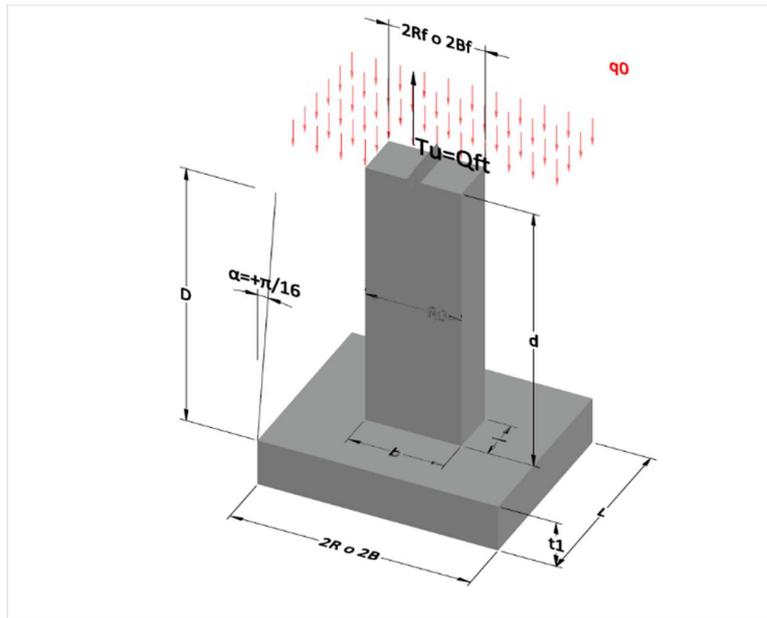


Figura 5-6. Esquema para suelos categoría 1.

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural en fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

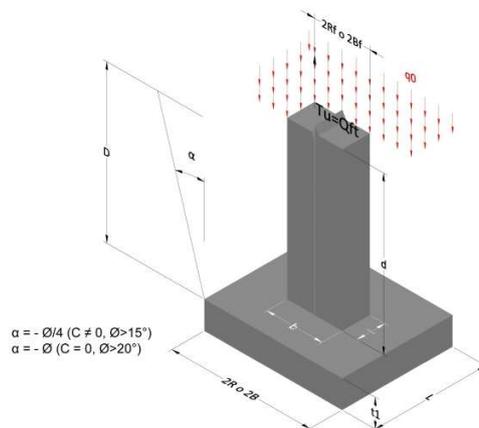


Figura 5-7. Esquema para suelos categoría 2.

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural en fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

En el cálculo de la capacidad de carga a tracción se tiene en cuenta la siguiente expresión en general:

$$Q_{ft} = Q_{f\phi} + Q_{fc}S_l + Q_p + Q_y + P \quad (30)$$

Donde,

$Q_{f\varphi}$ = Termino de fricción

$$Q_{f\varphi} = S_l * \gamma * D * M_\varphi \quad (31)$$

Donde,

S_l = Área lateral enterrada de la cimentación (ver ecuación (35))

γ = Peso unitario del suelo

D = Profundidad de desplante

M_φ = Parámetro calculado a través de ábacos

Q_{fc} = Termino de cohesión

$$Q_{fc} = S_l * c * M_c \quad (32)$$

Donde,

S_l = Área lateral enterrada de la cimentación

C = Cohesión del suelo

M_c = Parámetro calculado a través de ábacos

Q_p = Termino de sobrecarga

$$Q_p = S_l * q * M_q \quad (33)$$

Donde,

S_l = Área lateral enterrada de la cimentación

q = Sobrecarga

M_q = Parámetro calculado a través de ábacos

P = Peso muerto de la cimentación

$$P = \pi * R^2 * t_1 + \pi * R_0^2 * D - t_1 \quad (34)$$

R = Radio de la base

R_0 = Radio del pedestal

D = Profundidad de desplante

S_L = Área lateral enterrada de la cimentación

$$S_l = 2\pi * R * D \quad (35)$$

R = Radio de la base

D= Profundidad de desplante

Una ecuación general podría ser expresada de la siguiente manera:

$$Q_{ft} = S_l [c M_c + \gamma_s D (M_\phi + M_\gamma) + q M_q] + P \quad (36)$$

S_l = Área lateral enterrada de la cimentación

M_c = Parámetro calculado a través de ábacos

γ_s = Peso unitario del suelo

D = Profundidad de desplante

$M_\phi + M_\gamma$ = Parámetro calculado a través de ábacos

q = Sobrecarga total

M_q = Parámetro calculado a través de ábacos

P = Peso muerto de la cimentación

Donde los parámetros de M se obtienen a través de ábacos que dependen de las características del terreno en estudio.

Se dividieron en dos categorías los suelos, esto teniendo como principal división la superficie de rotura, la cual es definida en esta metodología.

Categoría 1: suelos débiles, arcillosos, con alto nivel de saturación y ángulo de fricción interno igual o inferior a 15 °.

Categoría 2: suelos resistentes, arenosos (saturados o no) y arcillosos con bajo grado de saturación y ángulo de fricción interno superior a 15°.

La categoría 1 se refiere a los suelos arcillosos blandos, para los cuales muy raramente la alternativa de la fundación estaría en cimentación superficial. Aun así, el modelo correspondiente se presenta a continuación.

5.2.6.1. Suelos categoría 1

La superficie de falla para estos suelos se muestra en la Figura 5-9. El fuste contribuye con el peso propio, y su volumen es descontado del volumen del tronco de cono (del área de superficie de falla); el valor del ángulo α es igual a $\pi/16$, que corresponde a un valor único de profundidad crítica relativa de $D_c/R=5$.

La superficie de rotura alcanza el nivel del terreno a una profundidad inferior a la crítica; cuando es superior a la crítica, la superficie no alcanza el nivel del terreno y se origina un efecto de sobrecarga ($q = \gamma (D - D_c)$) en la región superior del cono. La sobrecarga se muestra en la Figura 5-8.

Donde,

q = Sobrecarga

γ = Peso unitario del suelo

D = Profundidad total

D_c = Profundidad crítica

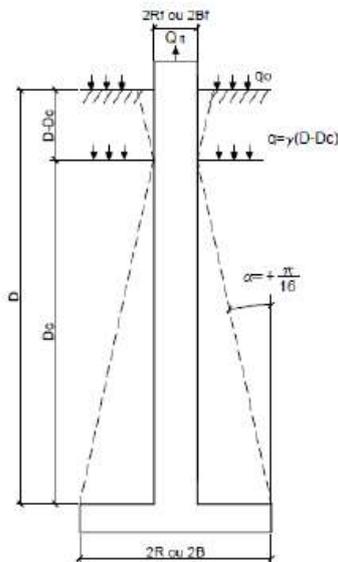


Figura 5-8. Esquema para suelos categoría 1 cuando tienen sobrecarga.

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural em fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

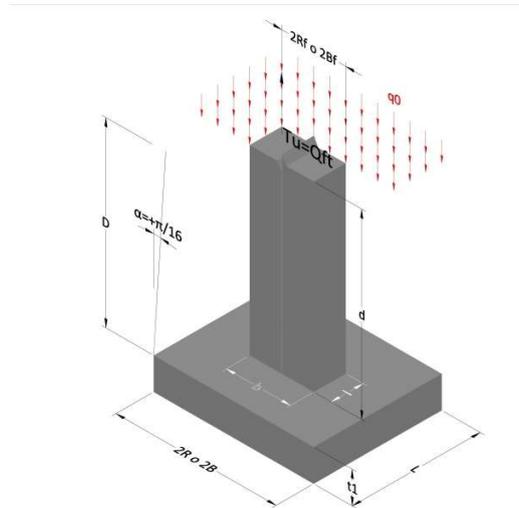


Figura 5-9. Esquema para suelos categoría 1.

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural em fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

Cuando $D \leq D_C$ se utiliza la ecuación general con parámetros M_c , M_ϕ , M_γ y M_q calculados a través de ábacos con el valor positivo de α .

$$Q_{ft} = S_l [C M_c + \gamma_s D (M_\phi + M_\gamma) + q M_q] + P \quad (37)$$

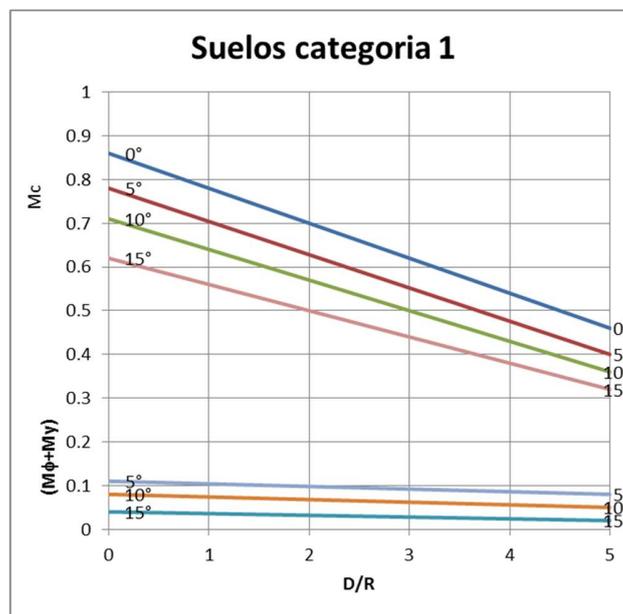


Figura 5-10. Suelos de 1ra categoría, $D \leq D_C$, (M_c y $M_\phi + M_\gamma$).

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural em fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

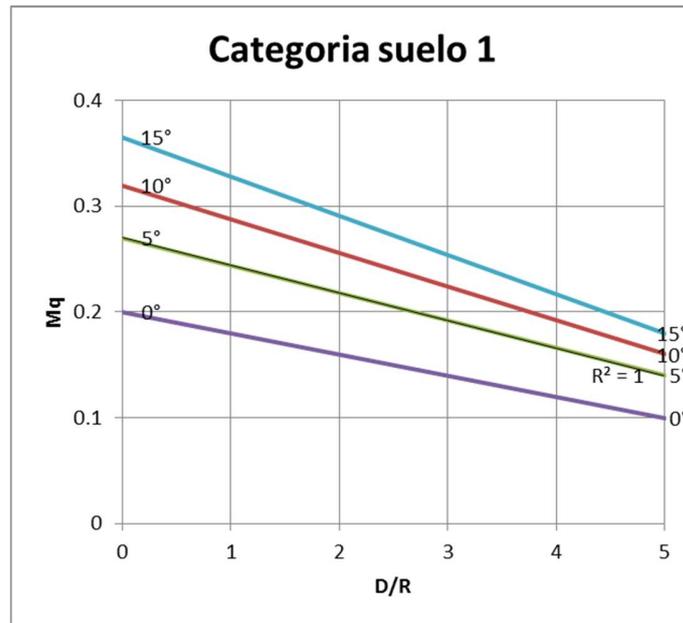


Figura 5-11. Suelos de 1ra categoría $D \leq D_C$, (M_q).

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural em fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

Para zapatas cuadradas o rectangulares se adopta un radio equivalente a $R = Re = p/8$, en donde p es el perímetro.

Para cuando $D > D_C$, la capacidad de carga al arrancamiento es dada por la suma de dos términos:

$$Q_{ft} = Q_{ft1} + Q_{ft2} \quad (38)$$

Q_{ft} = Corresponde a una zapata cimentada a una profundidad crítica y se calcula con la ecuación correspondiente.

Q_{ft2} = Corresponde a una resistencia provocada en el fuste hasta una profundidad $D - D_C$; el cálculo es semejante a una columna con rotura generalizada, con valor α negativo.

$$Q_{f1} = S_l [C M_c + \gamma_s D_c (M_\phi + M_Y) + q M_q] + P_{(Dc)} + P_s \quad (39)$$

Los valores de M deben ser sacados de la Figura 5-10 y la Figura 5-11 Ábacos para calcular Mc, M ϕ , MY y Mq en suelos categoría 1.

$$Q_{f2} = S_l [C M_c + \gamma(D - D_c) (M_\phi + M_Y)] + P_{F(D-Dc)} \quad (40)$$

Para fustes rectangulares o cuadrados $Rf = Ref = pf / 2\pi$, donde pf es el perímetro del fuste. Los coeficientes “M” son tomados de los ábacos de la Figura 5-10 y la Figura 5-11 Ábacos para calcular Mc, M ϕ , MY y Mq en suelos de categoría 1.

5.2.6.1. Suelos de categoría 2

El ángulo α es representado con convención negativa y la superficie de falla de esta categoría se genera como un tronco de cono con base en el nivel de terreno. Cuando la profundidad de la zapata es inferior a la profundidad crítica la superficie de falla es generalizada. En la Figura 5-12 se presenta el diagrama descrito anteriormente.

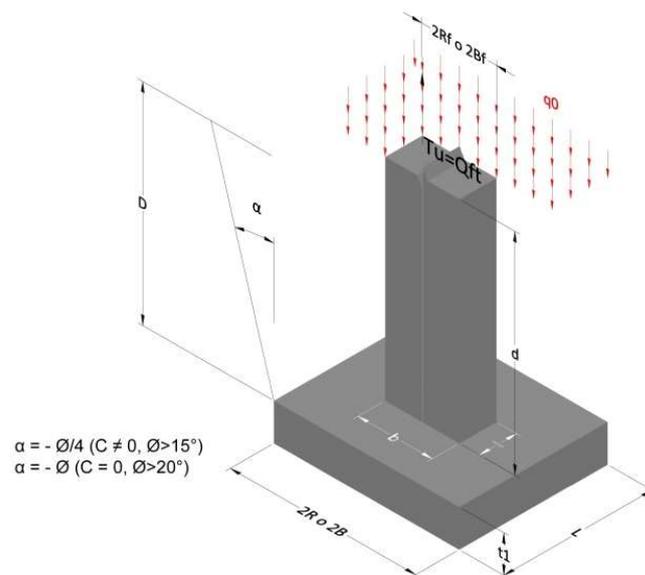


Figura 5-12. Esquema para suelos de categoría 2.

Fuente: “Tipología y dimensionamiento estructural em fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas” (2015).

Cuando $D \leq D_c$ se utiliza la expresión general, los parámetros M_c , M_ϕ , M_γ y M_q son calculados utilizando valores negativos de α , a través de dos ábacos mostrados en la Figura 5-13 y Figura 5-14.

Para zapatas rectangulares o cuadradas $R = Re = p / 2\pi$, en donde p es el perímetro.

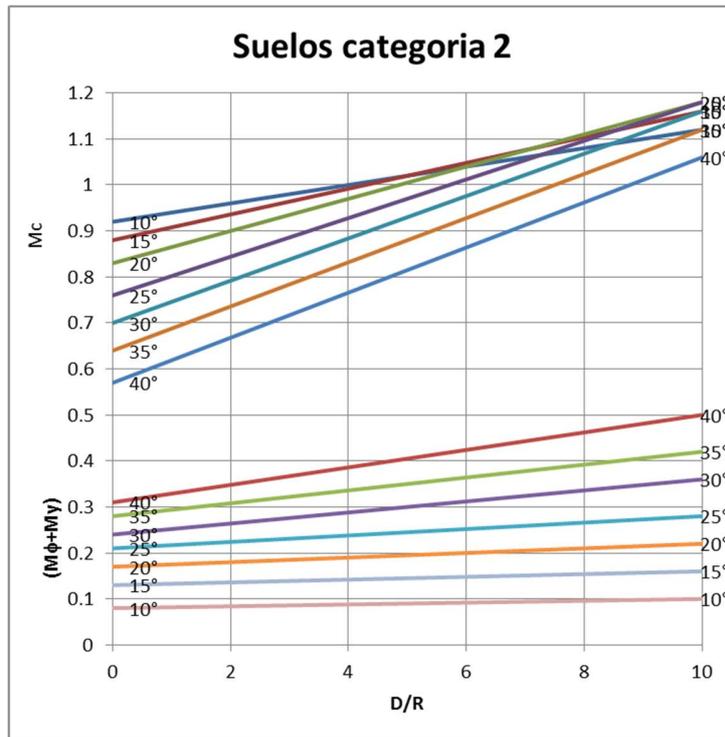


Figura 5-13. Suelos de 2ª categoría, $D > D_c$, $\phi > 15^\circ$, $C \neq 0$ (M_c y $M_\phi + M_\gamma$).

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural em fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

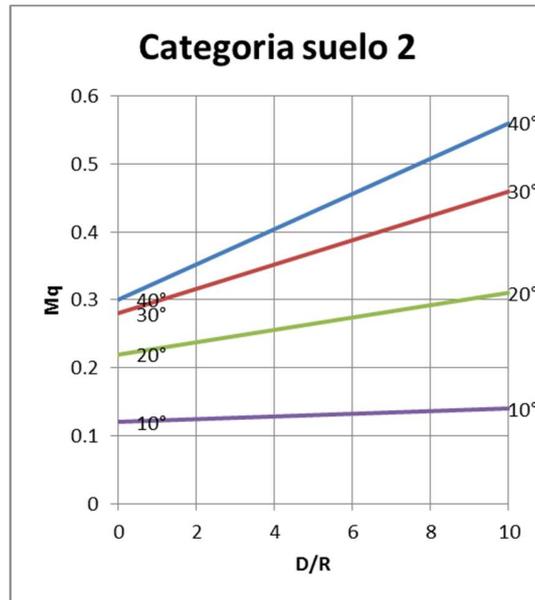


Figura 5-14. Suelos de 2ª categoría, $D > D_c$, $\phi > 15^\circ$, $C \neq 0$ (M_q).

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural em fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

Para profundidades $D > D_c$ la superficie de falla se ubica cerca de la zapata (Ver Figura 5-15); la superficie tiene una apariencia cilíndrica en el sistema bidimensional. Este fenómeno se produce solo en suelos arenosos o arcillosos de ángulo de fricción con valores superiores a 20° . En los suelos arcillosos compactos el efecto se produce sin la rotación del material hacia debajo de la zapata. El efecto de rotura localizada genera fuerzas que contribuyen a la resistencia a la tracción de la fundación.

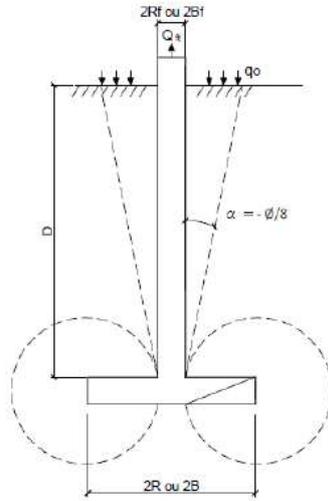


Figura 5-15. Esquema para suelos de categoría 2.

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural en fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

La resistencia a la tracción se calcula teniendo en cuenta las dos superficies de falla que se generan, la superficie localizada al nivel de la base y la que se genera a lo largo de la zapata según el $\alpha = -\phi/8$ (Ver Figura 5-15).

Para $D > D_c$:

$$Q_{ft} = Q_{ftb} + Q_{ftf} + P \quad (41)$$

En donde,

$$Q_{ftb} = (S_b - S_f)mM(\gamma D \tan \phi + C) \quad (42)$$

$$Q_{ftf} = S_i[CM_c + \gamma D(M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q] \quad (43)$$

$$P = \pi * R^2 * t_1 + \pi * R_0^2 * D \quad (44)$$

Los términos para la ecuación (42) se definen como,

$$m = 1 - \frac{1}{2\pi} \sin^{-1} \frac{e}{R - R_f}, \text{ Cuando } e < R - R_f \quad (45)$$

Sb = Área total del pedestal

Sf= Área total de la base

m=0.75, cuando $e \geq R - R_f$

e= Espesor de la base de la zapata

R = Radio de la base

R_f = Radio del pedestal

El valor de m está comprendido entre 0,75 y 1,0.

El coeficiente M puede ser obtenido mediante la siguiente ecuación o por medio del ábaco mostrado en la Figura 5-16.

$$M = \frac{12\pi}{1 + 6 \tan \phi \left(\frac{\pi}{4} - \frac{2}{\pi} \right) + 2 \frac{R_f}{R} \left(1 + \frac{6}{\pi} + \tan \phi \right)} - 1,6 \left(1 - 1,9 \frac{R_f}{R} + 0,9 \frac{R_f^2}{R^2} \right) \quad (46)$$

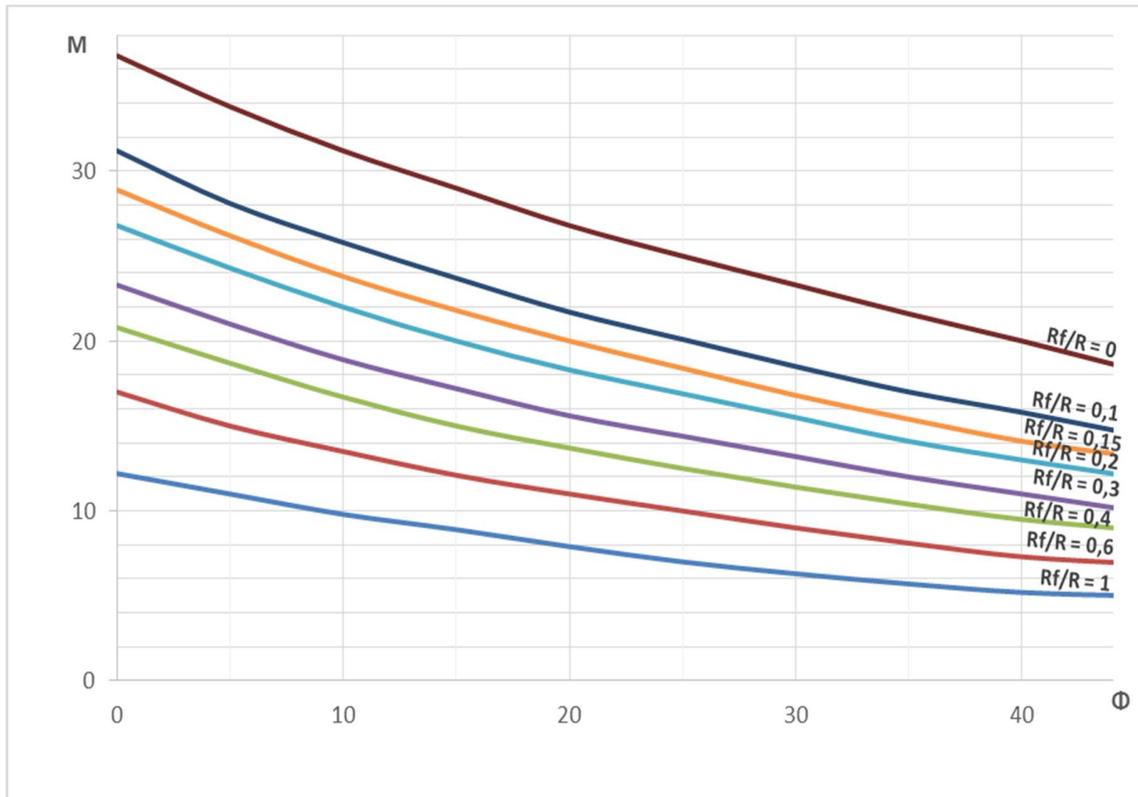


Figura 5-16. Gráfico de factor $M(Rf/R, \phi)$.

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural em fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

Para las secciones rectangulares es válido considerar $M=M_b$ para cualquier valor de coeficiente Rf/R

$$M = M_b = \frac{4\pi}{1 + \frac{\pi}{2} \tan \Phi} \quad (47)$$

Los términos para la ecuación (45) se definen como,

S_l = Área lateral enterrada de la cimentación

$$S_l = 2\pi * R * D \quad (48)$$

C = Cohesión del suelo

γ = Peso unitario del suelo

D = Profundidad de desplante

q_0 = Sobrecarga

El fuste tiene una superficie de falla $\alpha=-\Phi/8$; la resistencia provocada es calculada por la ecuación (45). Los coeficientes M_c , $M_\phi + M_\gamma$ y M_q se toman de los ábacos mostrados en la Figura 5-17.

Para zapatas rectangulares y cuadradas $R=Re=r/2\pi$

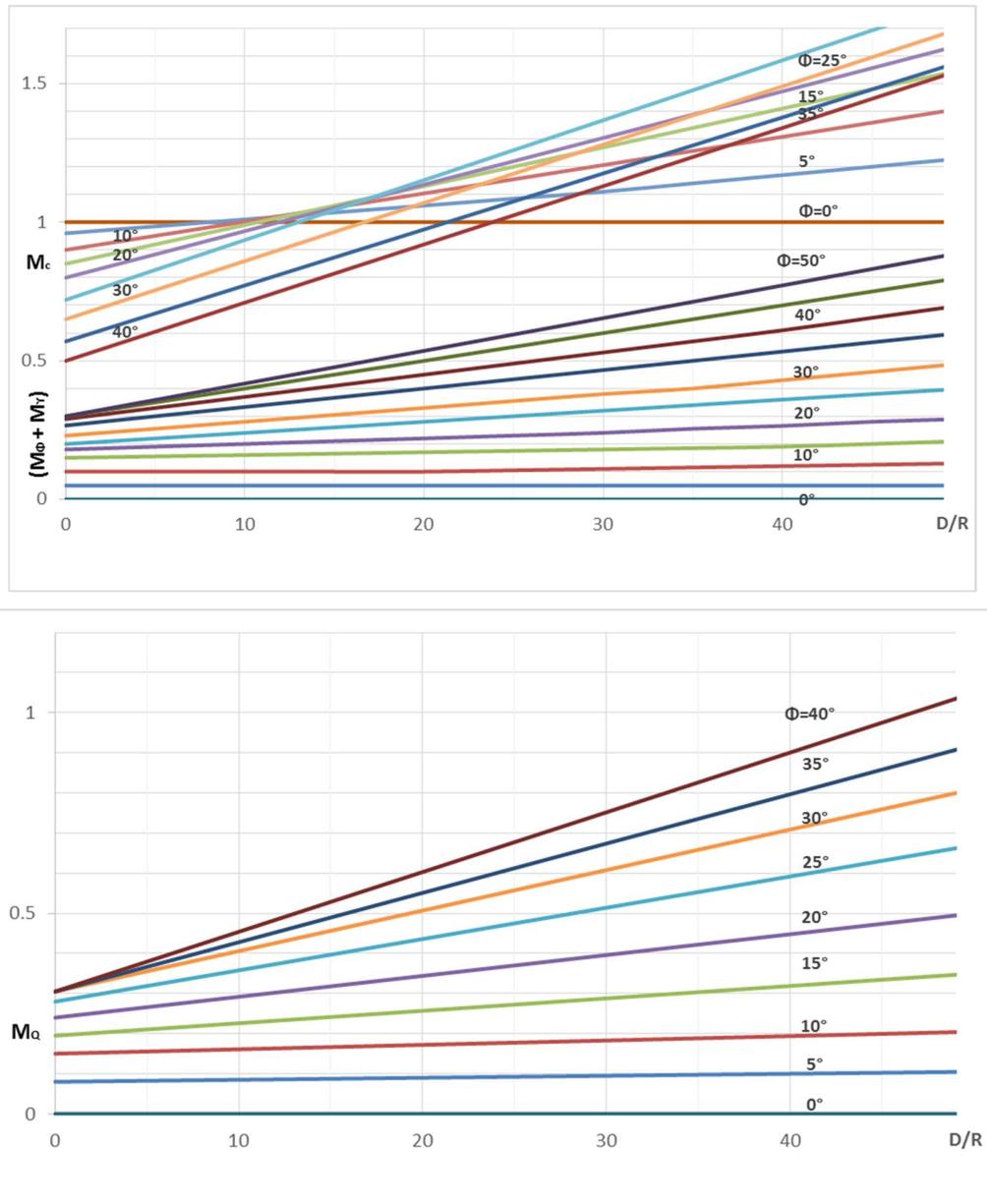


Figura 5-17. Tipo de superficie $\alpha=-\phi/8$, $D > DC$.

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural em fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

El valor de la profundidad crítica puede ser determinado por la intersección de las dos curvas que se traduce en la variación de la resistencia a la tracción con la profundidad (ver Figura 5-18). En los términos de dimensionamiento, se debe adoptar el menor valor de Q_{ft} .

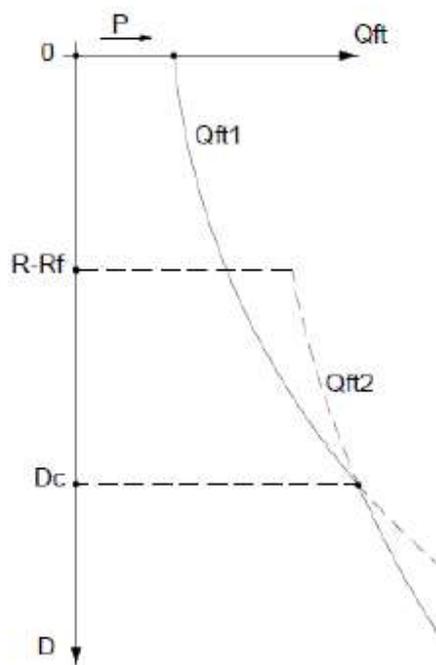


Figura 5-18. Gráfico de las curvas Q_{ft1} y Q_{ft2} .

Fuente: "Tipología y dimensionamiento estructural em fundaciones de torres de líneas de alta tensión en diferentes condiciones geotécnicas" (2015).

5.3. Comparación de metodologías

Las fórmulas del método de Cono de Arranque, Fricción o Cortante, Meyerhof and Adams, Balla, Matsuo, y Biarez y Barraud, fueron descritas y explicadas en el numeral anterior, por lo cual, se realizará la comparación de cada una de ellas indicando cual es el tipo de método que utilizaron, relación de profundidad, parámetros, variables en su formulación, tipo y localización de la superficie de falla y forma de la cimentación en la que fue analizada cada método.

Tabla 5-5 Comparación de metodologías.

Aspecto a comparar/Método	Cono de Arranque	Fricción o Cortante	Meyerhof and Adams	Balla	Matsuo	Biarez y Barraud
Método	Empírico	Empírico	Semiempírico	Experimental	Experimental	Experimental
Relación de profundidad	N/A	N/A	D<H Superficial D>=H Profunda	$\delta \leq 4$ Superficial $\delta > 4$ Profunda	N/A	$D \leq D_c$ Superficial $D > D_c$ Profunda
Parámetros utilizados	γ =Peso unitario	C= Cohesión o resistencia al corte no drenada γ =Peso unitario	ϕ = Ángulo de fricción C= Cohesión del suelo γ =Peso unitario	ϕ = Ángulo de fricción C= Cohesión del suelo γ =Peso unitario	ϕ = Ángulo de fricción C= Cohesión del suelo o resistencia al corte no drenada γ =Peso unitario	ϕ = Ángulo de fricción C= Cohesión del suelo γ =Peso unitario

Aspecto a comparar/Método	Cono de Arranque	Fricción o Cortante	Meyerhof and Adams	Balla	Matsuo	Biarez y Barraud
Variables adicionales utilizadas en la formulación	ψ = Ángulo del cono	Componente friccional	π, C, S_f, K_u Y ϕ	$F_1(\phi, \delta), C, F_2(\phi, \delta), F_3(\phi, \delta)$	$B_2^3 K_1, C, B_2^2 K_2, F_s$	S_l, M_ϕ, M_c, M_q
Superficie de falla	Forma de cono generando un ángulo ψ	Se extiende verticalmente hacia arriba	Forma un arco	Un arco generando un ángulo de α	Espiral logarítmica ángulo de $45^\circ - \phi/2$	Forma de cono con un ángulo α
Localización de inicio de la superficie de falla	Parte inferior de la base	Parte superior de la base	Parte superior de la base	Parte superior de la base	Parte superior de la base	Parte superior de la base
Forma de la cimentación	Cuadrada o circular	Cuadrada	Rectangular o circular	Circular	Circular	Circular

Fuente: Elaboración propia.

5.4. Análisis paramétrico de las metodologías

La variación paramétrica se realizará teniendo en cuenta las metodologías mencionadas anteriormente; esto se desarrollará con el fin de compararlas entre ellas y conocer su cambio con respecto al método de cono de arranque, el cual es utilizado de manera regular por los ingenieros diseñadores.

Para realizar la variación paramétrica, se genera la memoria de cálculo para los métodos del cono de arranque, fricción y cortante, Meyerhof y Adams, Balla, Matsuo, y Biarez y Baraud. Los cálculos son generados en Excel y verificados de manera manual (prueba de escritorio) para evitar cualquier tipo de error en los resultados.

La variación paramétrica comienza tomando diferentes medidas para las zapatas como anchos y profundidad de desplante, las mismas se asumen cuadradas, es decir que el ancho es igual al largo. El ancho se varió entre los siguientes valores: 2.5 m, 3.0m, 3.5 m y 4.0 m; adicionalmente, la profundidad de desplante a la cual estará apoyada la cimentación es de 2.5m, 3.0 m y 3.5 m.

Para determinar la capacidad del cono de arranque, se utilizará para el cálculo en suelos en condición no sumergida un peso unitario de 16 kN/m^3 y en condición sumergida se utilizará un peso unitario de 10 kN/m^3 por requerimiento del método y de acuerdo con la experiencia este valor ha generado un buen comportamiento en los resultados. Para los demás métodos, se evaluarán dos tipos de suelos, granulares y cohesivos; en condición no sumergida se tomará el peso unitario total del suelo el cual tendrá un valor de 16 kN/m^3 y en condición sumergida el valor será tomado de la resta que se realiza entre el peso unitario total y el peso unitario del agua que da como resultado 6.19 kN/m^3 .

Los suelos granulares se evaluarán con ángulos de fricción de 20, 25, 30, 35 y 40 grados y en suelos cohesivos se determinó tomar los ángulos de fricción de 15, 20, 25, 30 y 35 grados; para estos suelos, el valor de la cohesión se tomará como 10 kN/m^2 , 20 kN/m^2 y 30 kN/m^2 .

Las memorias de cálculo son presentadas en el ANEXO 1.

5.4.1. Material granular en estado sumergido

El cálculo de la capacidad al arranque se efectuó en un material granular cuyo peso unitario sumergido fue de 6.19 kN/m^3 , sin embargo, para el cálculo del cono de arranque el peso unitario utilizado es de 10 kN/m^3 , pues así lo requiere el método. Para ángulos de fricción de 20, 25, 30, 35 y 40 grados, se realizó variación en las medidas de la zapata cuadrada con bases de 2.5, 3.0, 3.5 y 4.0 metros y profundidades de desplante de 2.5, 3.0 y 3.5 metros.

En la Figura 5-19 se muestran sobre el eje de las abscisas los valores de los ángulos de fricción y en sus ordenadas la capacidad al arranque normalizada; la normalización fue calculada tomando la capacidad al arranque de cada método y dividiéndola en la capacidad del método de cono de arranque; adicionalmente, en las leyendas se encuentran con color y símbolos los diferentes métodos que fueron evaluados.

Inicialmente, se puede observar que de color azul oscuro se encuentra el método del cono de arranque con el cual se está realizando la comparación respecto a los resultados de las metodologías descritas en los numerales anteriores.

Se puede observar que el método de Matsuo da valores de resistencia normalizada respecto a la del cono entre 1.4 y 2.1; este método es el que da resultados más altos con respecto a los demás.

Por otro lado, los resultados de Biarez y Barraud se consideran conservadores puesto que en los valores de resistencia normalizada están entre 0.6 y 1.1, en la mayoría de casos, se encuentran bajo los valores dados por el cono de arranque; por otro lado, para el método de Balla se observan valores de T_u/T_u cono de arranque entre 0.5 y 1.5.

El método de Meyerhof y Adams da resultados cercanos, aunque un poco superiores (T_u/T_u cono entre 1.0 y 1.4), a los valores del cono de arranque.

Para el método de fricción y cortante se observa que a medida que la profundidad de desplante aumenta la relación T_u/T_u cono disminuye los valores se encuentran entre 0.3 y 1.3; los valores de capacidad al arranque disminuyen notablemente cuando el ángulo de fricción aumenta y en algunos casos los valores de capacidad intersectan con los del cono de arranque.

A manera general, se puede deducir que a medida que la profundidad de desplante aumenta para las medidas de zapatas de 2.5 m y 3.0 m, en todos los métodos exceptuando el cono de arranque, se comportan de una manera similar, esto quiere decir que la capacidad al arranque disminuye cuando el ángulo de fricción aumenta.

Como conclusión se puede determinar que el método que se comporta de una manera promedio, que no es tan conservador y tampoco genera unos valores de capacidad muy altos, es el cono de arranque; de igual forma, se cuenta con una amplia experiencia en la utilización de este método en diseño.

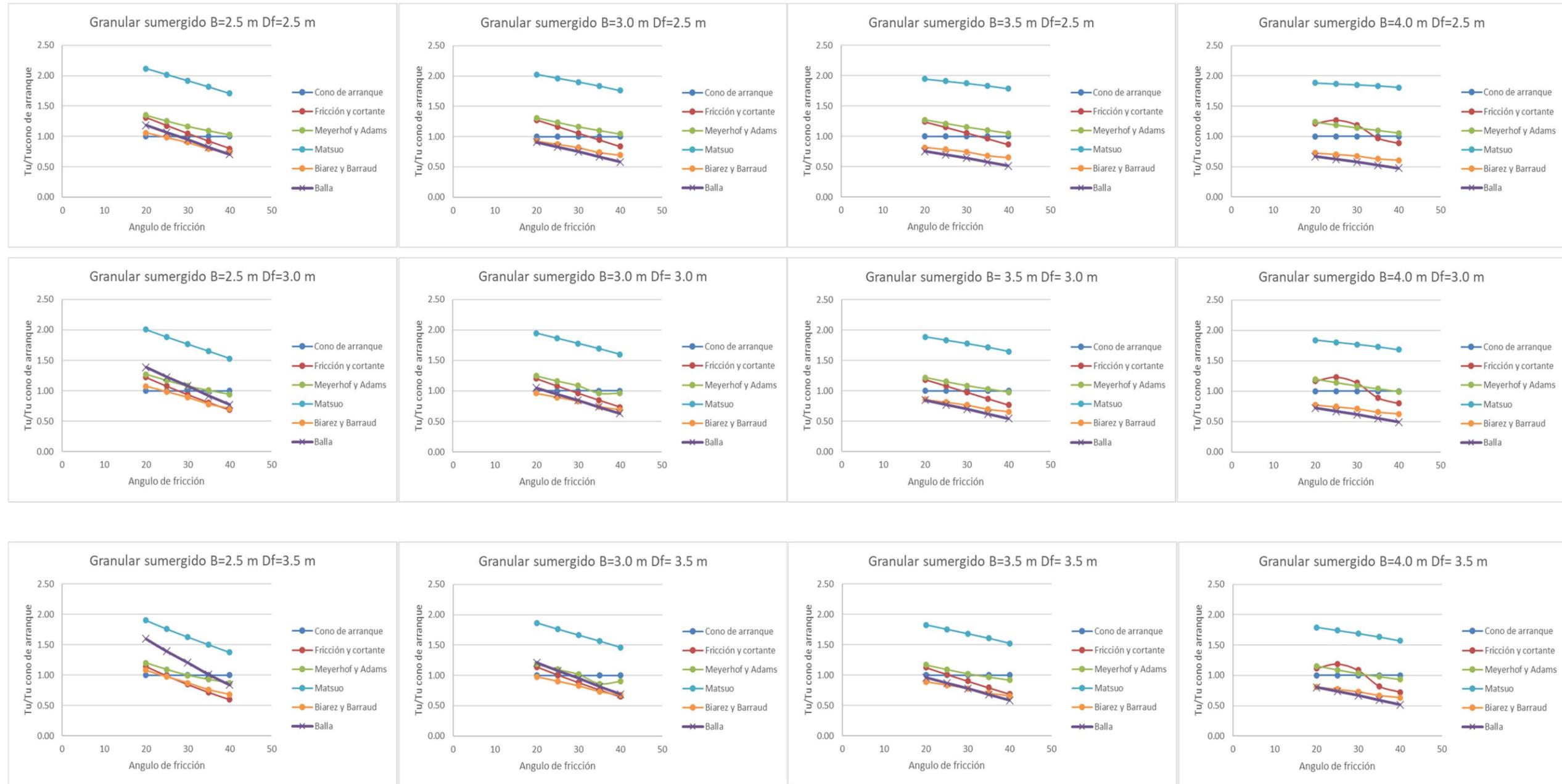


Figura 5-19. Gráficas de comparación paramétrica para material granular en estado sumergido.

Fuente: Elaboración propia.

5.4.2. Material granular en estado seco

El cálculo de la capacidad al arranque se efectuó para un material granular no sumergido, cuyo peso unitario fue de 16 kN/m^3 , sin embargo, para el cálculo del cono de arranque el peso unitario utilizado es de 10 kN/m^3 . Para ángulos de fricción de 20, 25, 30, 35 y 40 grados, se realizó la variación de las medidas de la zapata cuadrada con bases de 2.5, 3.0, 3.5 y 4.0 metros y profundidades de desplante de 2.5, 3.0 y 3.5 metros.

La Figura 5-20 muestra sobre el eje de las abscisas los valores de los ángulos de fricción y en sus ordenadas la capacidad al arranque normalizada; la normalización fue calculada tomando la capacidad al arranque de cada método y dividiéndola por la capacidad del método de cono de arranque; adicionalmente, en las leyendas se encuentran con color y símbolos los diferentes métodos que fueron evaluados.

Inicialmente se puede observar que de color azul oscuro se encuentra el método de cono de arranque con el cual se está realizando la comparación respecto a los resultados de las metodologías descritas en los anteriores numerales.

Ahora bien, en referencia al método de Matsuo, se observa que las relaciones $T_u/T_{u\text{cono}}$ varían entre 1.60 y 2.25. El método de Matsuo es el que da las mayores capacidades, comparado con los otros métodos.

Por otro lado, los resultados de $T_u/T_{u\text{cono}}$ para el método de Biarez y Barraud se encuentran entre 0.3 y 0.6 en todos los análisis se encuentran bajo los valores dados por el cono de arranque.

Así mismo, el método de Meyerhof y Adams generó resultados más cercanos a los del cono de arranque, con rangos de resistencia normalizada entre 1.0 y 1.4, dado que cuando el ángulo de fricción aumenta, los valores de capacidad última se vuelven más cercanos a los del método de comparación. Adicionalmente, cuando el ángulo de fricción es mayor a 30 grados su comportamiento es muy parecido al del cono de arranque, por lo cual, se considera un método conservador. Esto da por entendido que el método de

Meyerhof y Adams tiene un comportamiento similar al cono de arranque para el material granular en condición no sumergida.

Para el método de fricción y cortante al momento de evaluar ángulos entre 30 y 40 grados, en comparación al método de cono de arranque en los ángulos mencionados la capacidad disminuye y este método se vuelve más conservador, este método tiene valores de $T_u/T_{u\text{cono}}$ entre 0.60 a 1.30.

Adicionalmente, para los métodos de Meyerhof y, fricción y cortante los resultados son superiores a los del cono de arranque y similares entre sí para un ángulo de fricción de 20 grados.

Por otra parte, el método de Balla actúa de acuerdo a los parámetros iniciales que se le otorguen al momento de realizar el cálculo, cuando las medidas de la zapata y la profundidad de desplante son menores, este método se comporta similar al de Biarez y Barraud, sin embargo, a medida que la profundidad de desplante aumenta, este método tiende a elevar los valores de capacidad al arranque en los ángulos de fricción más bajos; mientras que cuando el ángulo de fricción aumenta la capacidad calculada tiende a hacer en la mayoría de los casos menor al cono de arranque.

De forma general se puede deducir que los métodos de Balla y Fricción y cortante se comportan similar y en algunas ocasiones tienden a ser paralelos con los valores del cono de arranque, Matsuo da valores muy altos de capacidad, mientras que Biarez y Barraud es un método muy conservador, por lo cual, se considera que el método que tiene un comportamiento promedio para este material en condición seca es el método del cono de arranque.

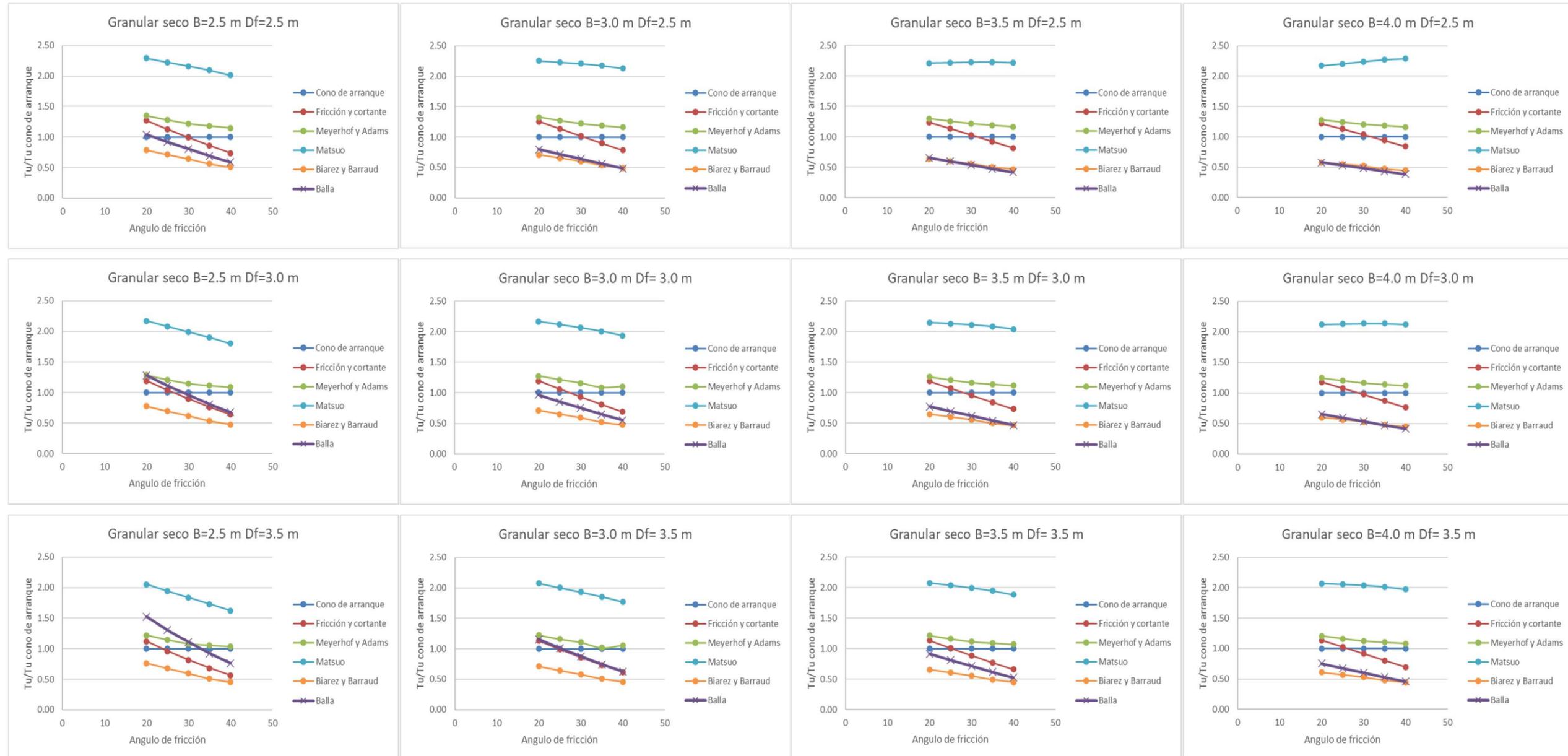


Figura 5-20. Gráficas de comparación paramétrica para material granular en estado seco.

Fuente: Elaboración propia.

5.4.3. Material cohesivo de 10 kN/m² en estado sumergido

El cálculo de la capacidad al arranque se efectuó en un material cohesivo cuyo peso unitario fue de 6.19 kN/m³, sin embargo, para el cálculo del cono de arranque el peso unitario utilizado es de 10 kN/m³ y un valor de cohesión de 10 kN/m². Para ángulos de fricción de 15, 20, 25, 30 y 35 grados, se realizó variación en las medidas de la zapata cuadrada con bases de 2.5, 3.0, 3.5 y 4.0 metros y profundidades de desplante de 2.5, 3.0 y 3.5 metros.

La Figura 5-21 muestra sobre el eje de las abscisas los valores de los ángulos de fricción y en sus ordenadas la capacidad al arranque normalizada; la normalización fue calculada tomando la capacidad al arranque de cada método y dividiéndola en la capacidad del método de cono de arranque, adicionalmente, en las leyendas se encuentra con color y símbolos los diferentes métodos que fueron evaluados.

Inicialmente podemos observar que de color azul oscuro se encuentra el método de cono de arranque con el cual se está realizando la comparación respecto a los resultados de las metodologías descritas en los numerales 3.4 y 5.2.

Ahora bien, en referencia al método de Matsuo, se observa que los resultados de resistencia normalizada presentan valores entre 1.80 a 2.3, cuando el ángulo de fricción se aumenta, los valores de capacidad del método decrecen. Sin embargo, este método en todas las ocasiones supera los valores de resistencia normalizada de los demás métodos.

Por otro lado, los resultados de Biarez y Barraud en la mayoría de gráficas se encuentran bajo los valores dados por el cono de arranque ($T_u/T_{u\text{cono}}$ de arranque entre 0.5 y 1.1). Por otro lado, se puede observar que cuando el ángulo de fricción es de 15 grados los resultados de la resistencia normalizada alcanzan valores de 0.5, esto se debe a que para este ángulo las fórmulas utilizadas en el cálculo son las del suelo tipo 1.

Así mismo, el método de Meyerhof y Adams genera resultados similares y un poco mayores a los del cono de arranque, y donde se muestra que a medida que la profundidad de desplante y las medidas de la zapata aumentan, los valores de capacidad

al arranque se vuelven más cercanos al cono de arranque y en algunos casos los valores dan igual al método de comparación.

Para el método de Balla, el valor de la resistencia normalizada se encuentra entre 0.6 y 1.8; el valor de 1.8 se da de manera desproporcionada con respecto a los demás resultados para este método; en la medida que aumenta el ancho, el método de Balla da valores menores que los del método del cono. Se podría indicar que el valor promedio más alto para Balla es de 1.4.

Para el método de fricción y cortante en la mayoría de las variaciones se muestra que a medida que el ángulo de fricción y la profundidad de desplante aumentan, los resultados para casi todos los ángulos de fricción dan bajo los del cono de arranque ($T_u/T_{u\text{cono}}$ de arranque de 0.6 y 1.3).

Se puede concluir de esta variación paramétrica que el método que se tiene un comportamiento promedio es el de Meyerhof y Adams, debido a que tiende a comportarse similar en la variación paramétrica y siempre se encuentra en el promedio de los demás métodos.

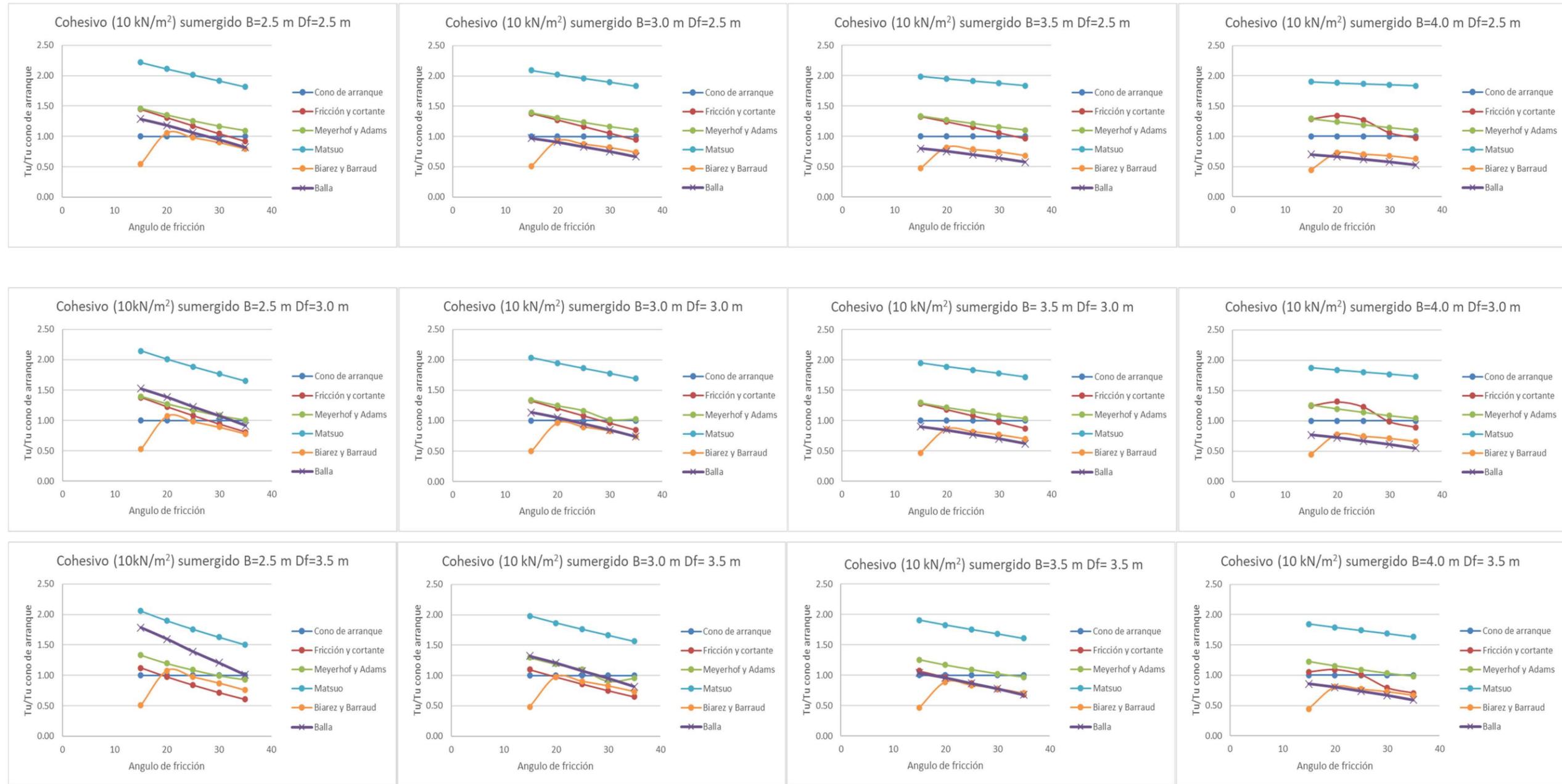


Figura 5-21. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 10 kN/m² en estado sumergido.

Fuente: Elaboración propia.

5.4.4. Material cohesivo de 20 kN/m² en estado sumergido

El cálculo de la capacidad al arranque se efectuó en un material cohesivo, con una cohesión de 20 kN/m², y cuyo peso unitario sumergido de 6,19 kN/m³, sin embargo, para el cálculo del cono de arranque el peso unitario utilizado es de peso unitario de 10 kN/m³ y un valor de cohesión de 20 kN/m² Para ángulos de fricción de 15, 20, 25, 30 y 35 grados, se realizó variación en las medidas de la zapata cuadrada con bases de 2.5, 3.0, 3.5 y 4.0 metros y profundidades de desplante de 2.5, 3.0 y 3.5 metros.

La Figura 5-22 muestra sobre el eje de las abscisas los valores de los ángulos de fricción y en sus ordenadas la capacidad al arranque normalizada; la normalización fue calculada tomando la capacidad al arranque de cada método y dividiéndola en la capacidad del método de cono de arranque, adicionalmente, en las leyendas se encuentra con color y símbolos los diferentes métodos que fueron evaluados.

Inicialmente, podemos observar que de color azul oscuro se encuentra el método de cono de arranque con el cual se está realizando la comparación respecto a los resultados de las metodologías descritas en los numerales 3.4 y 5.2.

Ahora bien, en referencia al método de Matsuo, se observa que los resultados de resistencia normalizada en comparación con el cono de arranque tiene valores entre 2.10 y 3.40, lo que indica que siempre se encuentra muy alejado (mayores) de los valores del cono de arranque.

Por otro lado, los resultados de Biarez y Barraud tienden a ser diferentes entre sí, debido a que cuando el ángulo de fricción es igual a 15 grados, la metodología de cálculo cambia y los valores de resistencia normalizada son de 0.6, mientras que para los ángulos de 20 a 35 grados los valores de resistencia normalizada están entre 1.0 y 1.5, un poco mayores que los obtenidos por el método del cono.

Así mismo, el método de Meyerhof y Adams generó resultados de T_u/T_u cono de arranque 1.10 y 2.10 similares al de fricción y cortante y estos métodos se encuentran

alejados del cono de arranque (dan valores mayores), sin embargo, a medida que se aumenta el valor del ángulo de fricción, los valores de capacidad al arranque disminuyen, pero en ningún momento se igualan o asemejan al del cono de arranque.

Para el método de Balla se observa que la resistencia normalizada con respecto al cono de arranque tiene valores entre 0.60 y 2.80; el método no tiene un comportamiento consistente en los análisis realizados, sin embargo, en algunas ocasiones se asimila al cono de arranque.

En esta variación paramétrica se observa que el método del cono de arranque se encuentra por debajo de los valores dados por cuatro de los seis métodos analizados. Esto demuestra que el método es muy conservador y puede ocasionar que se sobredimensionen las cimentaciones a utilizar en las torres de transmisión.

Como conclusión se establece que el método que se encuentra con valores promedio en esta variación es el de Meyerhof y Adams; este método asegura no ser muy conservador y tampoco irse al otro extremo en el cálculo de la capacidad al arranque. Adicionalmente, se observa que el método de Fricción y Cortante y Balla tienden a parecerse a este método.

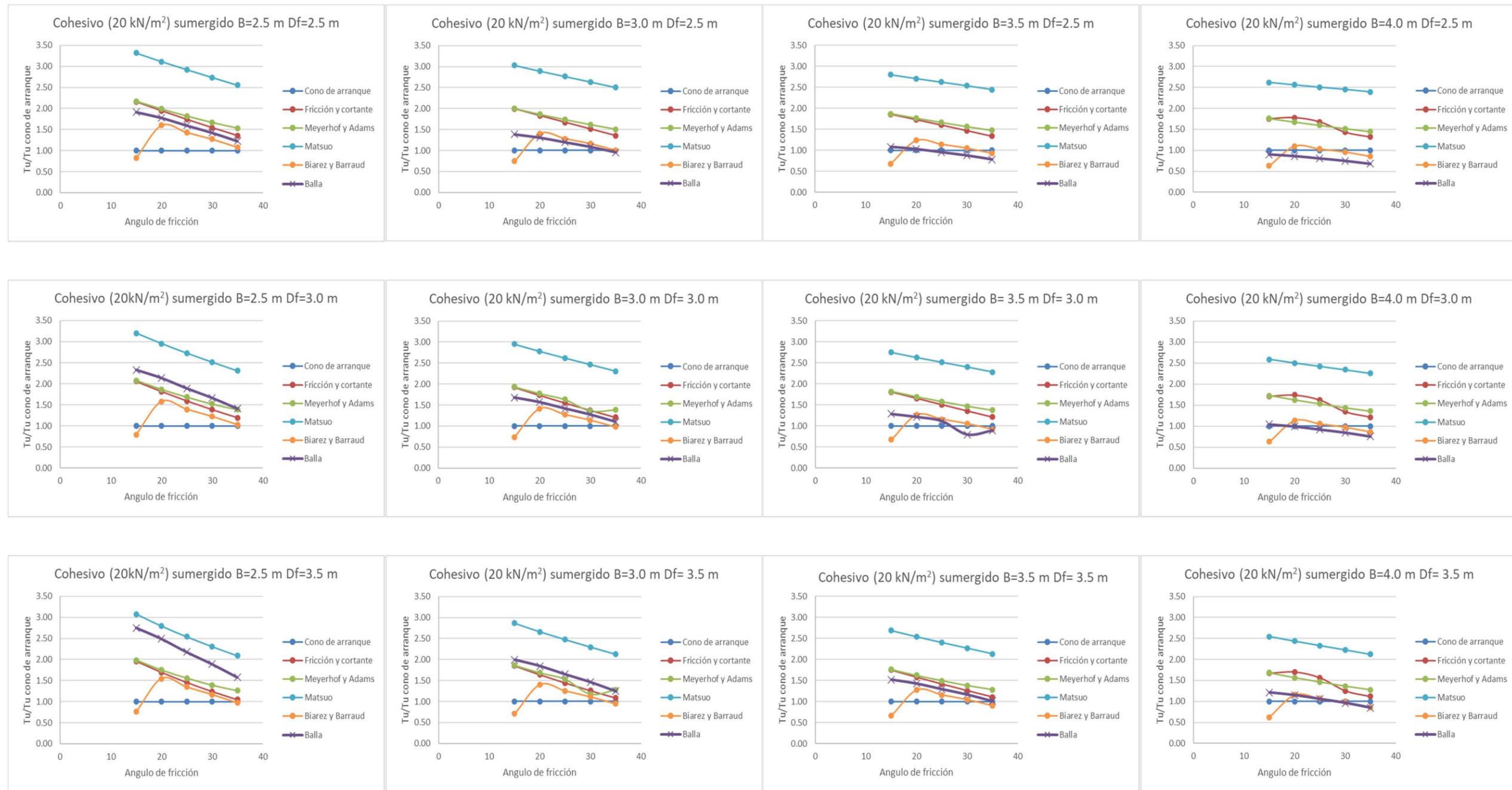


Figura 5-22. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 20 kN/m² en estado sumergido

Fuente: Elaboración propia.

5.4.5. Material cohesivo de 30 kN/m² en estado sumergido

El cálculo de la capacidad al arranque se efectuó en un material cohesivo, con cohesión de 30 kN/m², y cuyo peso unitario fue de 6,19 kN/m³, sin embargo, para el cálculo del cono de arranque el peso unitario utilizado es de 10 kN/m³ y un valor de cohesión de 30 kN/m². Para ángulos de fricción de 15, 20, 25, 30 y 35 grados, se realizó variación en las medidas de la zapata cuadrada con bases de 2.5, 3.0, 3.5 y 4.0 metros y profundidades de desplante de 2.5, 3.0 y 3.5 metros.

La Figura 5-23 muestra sobre el eje de las abscisas los valores de los ángulos de fricción y en sus ordenadas la capacidad al arranque normalizada; la normalización fue calculada tomando la capacidad al arranque de cada método y dividiéndola en la capacidad del método de cono de arranque, adicionalmente, en las leyendas se encuentra con color y símbolos los diferentes métodos que fueron evaluados.

Inicialmente podemos observar que de color azul oscuro se encuentra el método de cono de arranque, con el cual se está realizando la comparación respecto a los resultados de las metodologías descritas en los numerales 3.4 y 5.2.

Ahora bien, en referencia al método de Matsuo, se observa que los resultados de resistencia normalizada con respecto al cono de arranque se encuentran entre 2.60 y 4.50. Este método determina que el suelo tiene mayor capacidad por lo cual el cono de arranque se considera conservador.

Por otro lado, los resultados de Biarez y Barraud para los ángulos de 20 a 35 grados da valores de resistencia normalizada entre 1.0 y 2.0, sin embargo, para el ángulo de 15 grados los resultados dan similares o iguales (T_u/T_u cono de arranque 1.0) al cono el arranque, por lo cual se considera que este método para este ángulo se comporta de manera similar al cono de arranque.

El Método de Balla da valores de resistencia normalizada con respecto al cono de arranque entre 1.0 y 3.60 lo que indica que en alguna variación de parámetros este

método se asemeja al cono de arranque mientras que en otras ocasiones se aleja completamente, sin embargo, para profundidades de desplante de 2.5 m y 3.0 m se muestra que este método tiende a comportarse como los métodos de Meyerhof y Adams y Biarez y Barraud.

El método de Meyerhof y Adams y Fricción y cortante presentan valores de resistencia normalizada entre 1.60 y 2.60, lo que indica que en la mayoría de cálculos se muestran siempre estando por encima del método del cono de arranque. Estos dos métodos dan valores similares de resistencia normalizada dentro del rango de parámetros analizado.

Para esta variación paramétrica se puede concluir que el método de cono de arranque se comporta de una manera conservadora y siempre se encuentra por debajo de los demás métodos, por lo cual se observa que el método de Meyerhof y Adams arroja resultados promedio lo cual permite ser conservador sin tener que llegar a sobredimensionar alguna estructura.

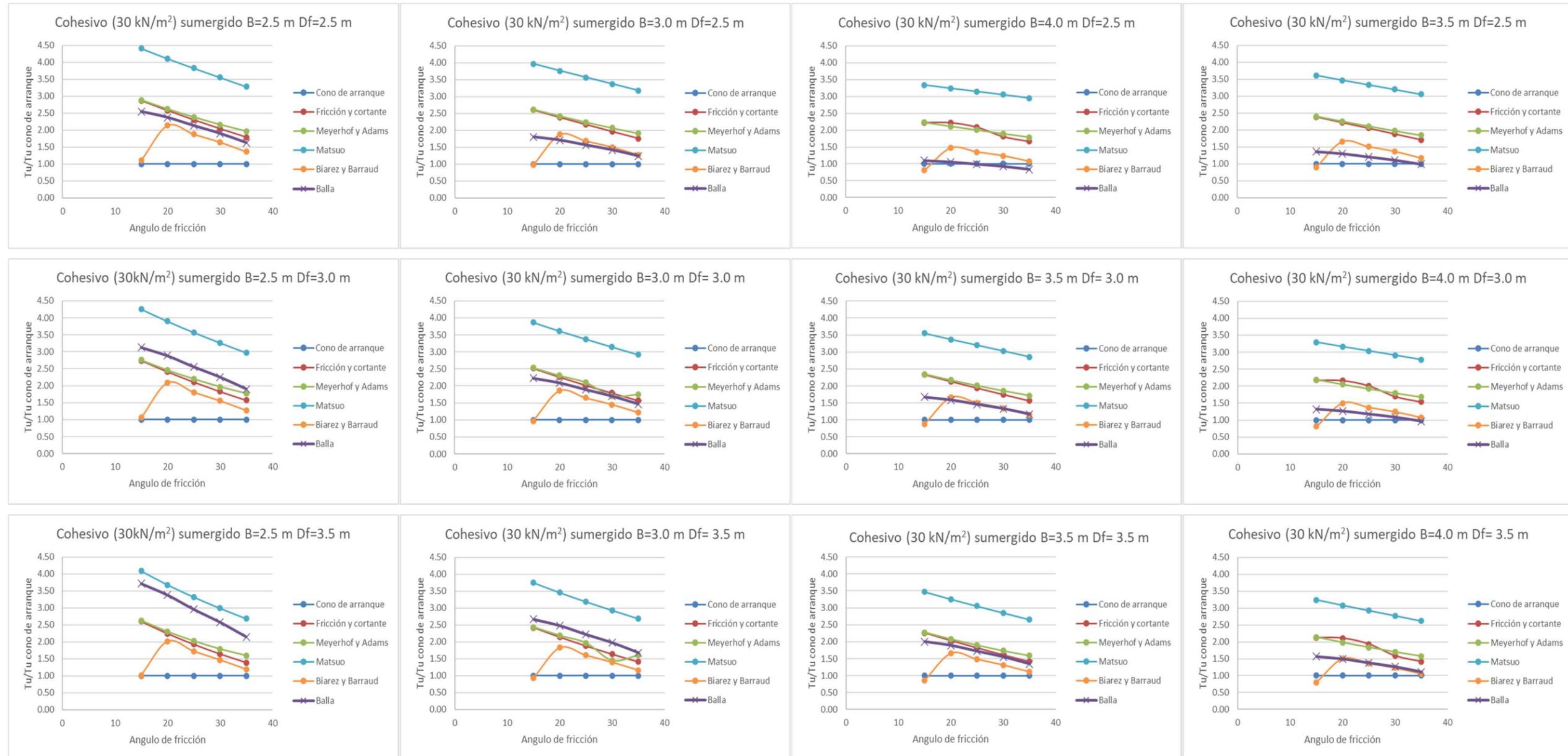


Figura 5-23. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 30 kN/m^2 en estado sumergido

Fuente: Elaboración propia.

5.4.6. Material cohesivo de 10 kN/m² en estado seco

El cálculo de la capacidad al arranque se efectuó en un material cohesivo cuyo peso unitario fue de 16 kN/m³, sin embargo, para el cálculo del cono de arranque el peso unitario utilizado es de 10 kN/m³ y un valor de cohesión de 10 kN/m². Para ángulos de fricción de 15, 20, 25, 30 y 35 grados, se realizó variación en las medidas de la zapata cuadrada con bases de 2.5, 3.0, 3.5 y 4.0 metros y profundidades de desplante de 2.5, 3.0 y 3.5 metros.

La Figura 5-24 muestra sobre el eje de las abscisas los valores de los ángulos de fricción y en sus ordenadas la capacidad al arranque normalizada; la normalización fue calculada tomando la capacidad al arranque de cada método y dividiéndola en la capacidad del método de cono de arranque, adicionalmente, en las leyendas se encuentra con color y símbolos los diferentes métodos que fueron evaluados.

Inicialmente podemos observar que de color azul oscuro se encuentra el método de cono de arranque con el cual se está realizando la comparación respecto a los resultados de las metodologías descritas en los numerales 3.4 y 5.2.

Ahora bien, en referencia al método de Matsuo, se observa que los resultados sobrepasan aproximadamente 2 veces el del cono de arranque, debido a que los valores de resistencia normalizada se encuentran entre 1.7 y 2.4.

Por otro lado, los resultados de Biarez y Barraud en todos los análisis se encuentran bajo los valores dados por el cono de arranque (T_u/T_u cono de arranque 0.5 hasta 0.8), cuando el ángulo de fricción es de 15 grados los resultados disminuyen hasta dar valores de resistencia normalizada de 0.4, por lo cual se considera que entre menor sea el ángulo de fricción este método de análisis se vuelve más conservador.

Así mismo, el método de Meyerhof y Adams a medida que aumenta el ángulo de fricción los resultados del mismo tienden a ser similares al cono de arranque, la resistencia normalizada da valores entre 1.1 y 1.40.

Para el método de Balla, se observa que en todos los casos la tendencia del método da valores menores al método del cono de arranque y Biarez y Barraud (T_u/T_u cono de arranque entre 0.2 y 0.4), por lo cual se considera muy conservador en este tipo de suelo.

Para el método de fricción y cortante la resistencia normalizada con respecto al cono de arranque da valores entre 0.6 y 1.4.

Como conclusión se puede determinar que el método que arroja valores promedio en esta variación paramétrica es el de Fricción y cortante, debido a que en la mayoría de comparaciones el método se encuentra en promedio a los demás. Sin embargo, Meyerhof y Adams da valores un poco más altos, que los del método del cono de arranque, pero aún razonables.

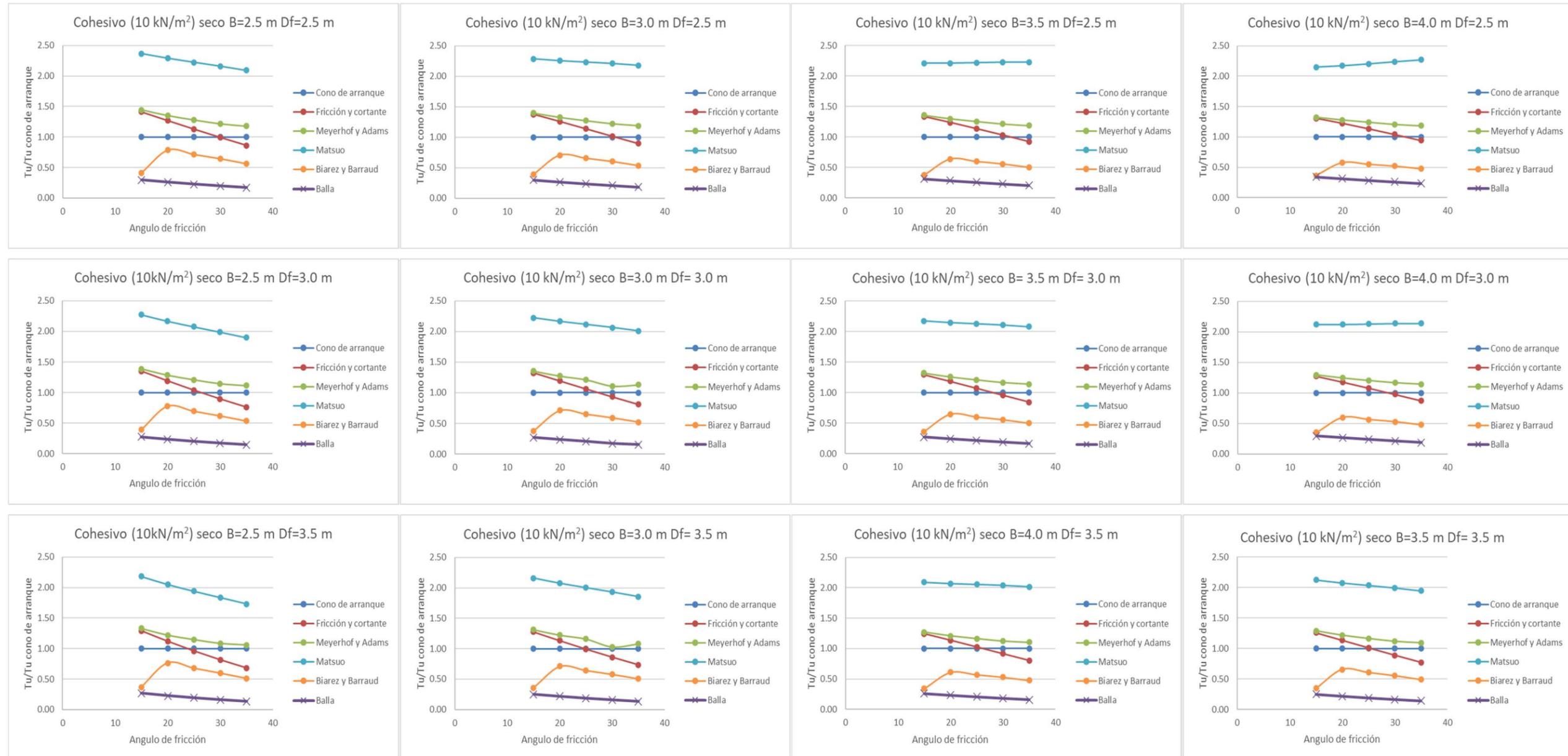


Figura 5-24. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 10 kN/m^2 en estado seco

Fuente: Elaboración propia.

5.4.7. Material cohesivo de 20 kN/m² en estado seco

El cálculo de la capacidad al arranque se efectuó en un material cohesivo cuyo peso unitario fue de 16 kN/m³, sin embargo, para el cálculo del cono de arranque el peso unitario utilizado es de 10 kN/m³ y un valor de cohesión de 20 kN/m². Para ángulos de fricción de 15, 20, 25, 30, y 35 grados, se realizó la variación en las medidas de la zapata cuadrada con bases de 2.5, 3.0, 3.5 y 4.0 metros y profundidades de desplante de 2.5, 3.0 y 3.5 metros.

La Figura 5-25 muestra sobre el eje de las abscisas los valores de los ángulos de fricción y en sus ordenadas la capacidad al arranque normalizada; la normalización fue calculada tomando la capacidad al arranque de cada método y dividiéndola en la capacidad del método de cono de arranque, adicionalmente, en las leyendas se encuentra con color y símbolos los diferentes métodos que fueron evaluados.

Inicialmente podemos observar que de color azul oscuro se encuentra el método de cono de arranque con el cual se está realizando la comparación respecto a los resultados de las metodologías descritas en los numerales 3.4 y 5.2. En esta variación paramétrica se muestra que la mayoría de los métodos dan resultados mayores al cono de arranque.

Ahora bien, en referencia al método de Matsuo, (T_u/T_u normalizado entre 2.10 y 3.10) se observa que los resultados sobrepasan dos veces los del cono de arranque en todas las variaciones de parámetros que se propusieron. Este método demuestra que el suelo tiene mayor capacidad por lo cual el cono de arranque se considera conservador.

Por otro lado, para el caso del método de Biarez y Barraud, los resultados para los ángulos de fricción de 20 a 35 grados dan valores de resistencia normalizada con respecto al cono de arranque entre 0.40 y 1.10, con una tendencia a ser menores que los

del cono de arranque. En todos los casos, el método de Biarez y Barraud, cuando considera el ángulo de 15 grados, sus resultados siempre dan valores menores al dado en el cono de arranque.

Por otro lado, para el método de Meyerhof y Adams, en todos los análisis donde se realizó la variación paramétrica, los resultados dan mayores que los del cono de arranque (T_u/T_u normalizado entre 1.40 y 1.80).

Para el método fricción y cortante los valores de resistencia normalizada con respecto al cono de arranque se encuentran entre 1.0 y 2.0, lo cual indica que en algunos casos este método se asemeja a los valores presentados por el cono de arranque.

Adicionalmente, el método de Balla actúa de acuerdo con los parámetros iniciales que se le otorguen al momento de realizar el cálculo, cuando las medidas de la zapata y la profundidad de desplate son menores, este método tiende a elevar su capacidad portante hasta alcanzar en algunos casos el método de Matsuo, siendo esto visto como poco conservador debido a que la capacidad al arranque da valores altos y cuando la base de la cimentación crece el mismo tiende a disminuir hasta llegar a igualarse al cono de arranque.

Como conclusión se obtiene que el método que se comporta de manera similar en las variaciones realizadas y se encuentra en un promedio es el método de Meyerhof y Adams, debido a que los valores presentados no son tan bajos y tampoco se alejan tanto del método del cono de arranque.

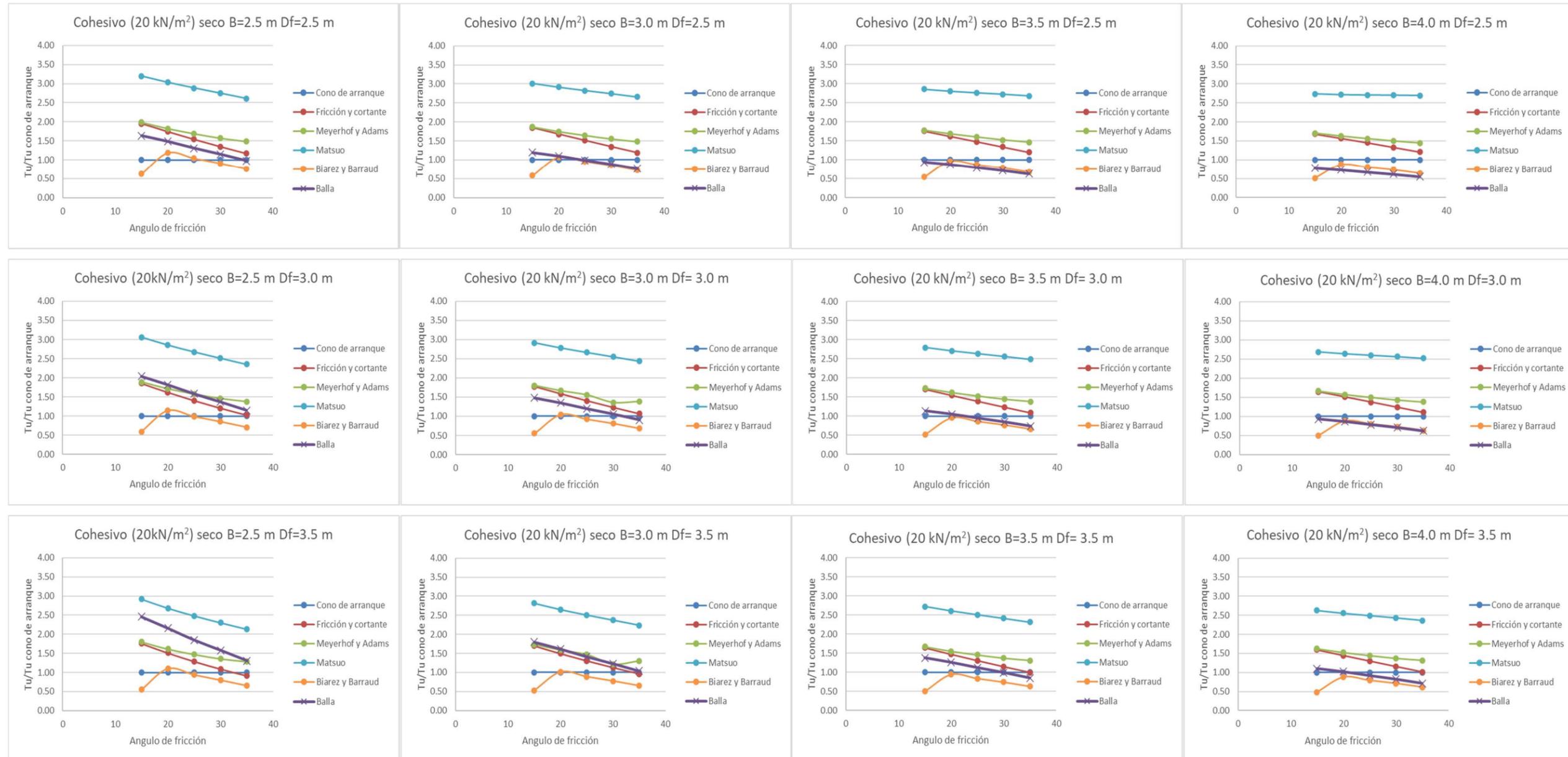


Figura 5-25. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 20 kN/m² en estado seco

Fuente: Elaboración propia.

5.4.8. Material cohesivo de 30 kN/m² en estado seco

El cálculo de la capacidad al arranque se efectuó en un material cohesivo, con cohesión de 30 kN/m², cuyo peso unitario fue de 16 kN/m³, para ángulos de fricción de 15, 20, 25, 30 y 35 grados y un valor de cohesión de 30 kN/m²; se realizó variación en las medidas de la zapata cuadrada con bases de 2.5, 3.0, 3.5 y 4.0 metros y profundidades de desplante de 2.5, 3.0 y 3.5 metros, las cuales son representadas en numeral 5.4.8.

La Figura 5-26 muestra sobre el eje de las abscisas los valores de los ángulos de fricción y en sus ordenadas la capacidad al arranque normalizada; la normalización fue calculada tomando la capacidad al arranque de cada método y dividiéndola en la capacidad del método de cono de arranque, adicionalmente, en las leyendas se encuentra con color y símbolos los diferentes métodos que fueron evaluados.

Inicialmente podemos observar que de color azul oscuro se encuentra el método de cono de arranque con el cual se está realizando la comparación respecto a los resultados de las metodologías descritas en los numerales 3.4 y 5.2.

Ahora bien, en referencia al método de Matsuo, se observa que los resultados sobrepasan tres veces los del cono de arranque en todas las variaciones de parámetros que se propusieron. Este método estima que el suelo tiene capacidad mucho mayor que la del cono de arranque, por lo cual no es conservador.

Por otro lado, los resultados de Biarez y Barraud de T_u/T_u cono de arranque están entre 0.5 y 1., en todos los análisis realizados cuando el ángulo de fricción es de 15 y 35 grados los resultados dan siempre bajo los del cono de arranque, mientras, que cuando el ángulo de fricción está entre 20 y 30 grados este método da resultados mayores al cono de arranque.

Así mismo, el método de Meyerhof y Adams generó resultados hasta de dos veces los del método de arranque y a medida que el ángulo de fricción aumenta la capacidad disminuye y se tiende a acercarse un poco al cono de arranque. Adicionalmente, cuando el ángulo de

fricción es de 15 grados el método de fricción y arranque tiende a dar resultados similares a los de Meyerhof y Adams.

Para el método de fricción y cortante, cuando la profundidad de desplante y las medidas de la cimentación aumentan, este método da resultados mayores a los del cono de arranque y cuando los ángulos de fricción son de 15 y 20 grados los valores son parecidos al método de Meyerhof y Adams.

Para el método de Balla, a medida que la cimentación tiene mayor ancho los valores de capacidad disminuyen en todas la profundidades de desplante, hasta llegar casi a los valores del cono de arranque.

Como conclusión se obtiene que el método que se comporta de manera similar en las variaciones realizadas y se encuentra en un promedio es el método de Meyerhof y Adams, debido a que los valores presentados no son tan bajos y tampoco se alejan tanto del método del cono de arranque.

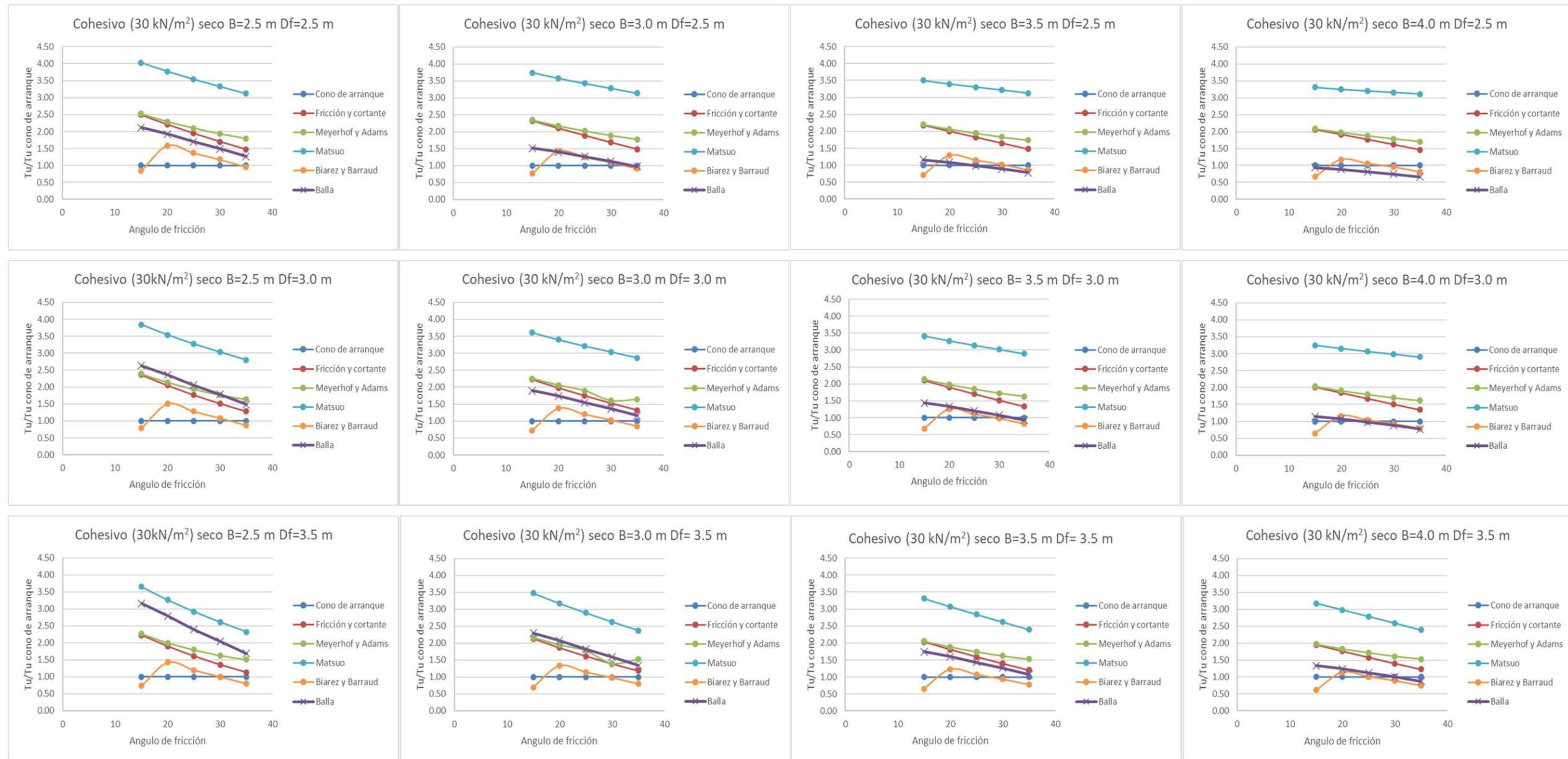


Figura 5-26. Gráficas de comparación paramétrica para material cohesivo de 30 kN/m² en estado seco

Fuente: Elaboración propia.

5.5. Conclusiones y recomendaciones

Se concluye que para materiales granulares método de Meyerhof y Adams da resultados cercanos, aunque un poco superiores ($T_u/T_{u\text{cono}}$ entre 1.0 y 1.4), a los valores del cono de arranque. Biarez y Barraud se consideran conservadores puesto que en los valores de resistencia normalizada están entre 0.6 y 1.1, en la mayoría de casos, se encuentran bajo los valores dados por el cono de arranque; por otro lado, para el método de Balla se observan valores de $T_u/T_{u\text{cono}}$ de arranque entre 0.5 y 1.5

Para el método de fricción y cortante se observa que a medida que la profundidad de desplante aumenta la relación $T_u/T_{u\text{cono}}$ disminuye los valores se encuentran entre 0.3 y 2.0; los valores de capacidad al arranque disminuyen notablemente cuando el ángulo de fricción aumenta y en algunos casos los valores de capacidad intersectan con los del cono de arranque.

Por otro lado, para los materiales cohesivos Biarez y Barraud en la mayoría de gráficas se encuentran bajo los valores dados por el cono de arranque ($T_u/T_{u\text{cono}}$ de arranque entre 0.4 y 2.0). También, se puede observar que cuando el ángulo de fricción es de 15 grados los resultados de la resistencia normalizada alcanzan valores hasta de 0.4, esto se debe a que para este ángulo las fórmulas utilizadas en el cálculo son las del suelo tipo 1.

Así mismo, el método de Meyerhof y Adams generó resultados de $T_u/T_{u\text{cono}}$ de arranque 1.10 y 2.60, similares y un poco mayores a los del cono de arranque, y donde se muestra que a medida que la profundidad de desplante y las medidas de la zapata aumentan, los valores de capacidad al arranque se vuelven más cercanos al cono de arranque y en algunos casos los valores dan igual al método de comparación.

Para el método de fricción y cortante en la mayoría de las variaciones se muestra que a medida que el ángulo de fricción y la profundidad de desplante aumentan, los resultados para casi todos los ángulos de fricción dan bajo los del cono de arranque ($T_u/T_{u\text{cono}}$ de arranque de 0.6 y 1.4).

Para el método de Balla se observa que la resistencia normalizada con respecto al cono de arranque tiene valores entre 0.20 y 3.60; el método no tiene un comportamiento consistente en los análisis realizados, sin embargo, en algunas ocasiones se asimila al cono de arranque.

En referencia al método de Matsuo, (T_u/T_u normalizado entre 2.10 y 3.10) se observa que los resultados sobrepasan dos veces los del cono de arranque en todas las variaciones de parámetros que se propusieron

De lo anterior y según lo presentado en el Capítulo 5. (Metodologías de cálculo de capacidad al arranque y análisis paramétrico) se concluye, que para las gráficas realizadas de materiales granulares en estado sumergido y seco, se puede indicar que el método que se comporta de una manera promedio es el cono de arranque; esto después de realizarse un análisis de cada una de las gráficas generadas para este tipo de material. Adicionalmente, para el análisis realizado del material cohesivo se concluye que el método de Meyerhof y Adams se comporta de manera promedio al realizar la comparación con respecto a los otros métodos, por lo cual se recomienda utilizar este método para realizar los cálculos de este tipo de suelos con las características que se trabajaron.

Adicionalmente, en este análisis se vio como resultado que el método de Biarez y Barraud y el de Matsuo en todos los análisis se encuentran muy por debajo y sobrepasan los valores de los demás métodos, respectivamente.

Capítulo VI

6. Análisis de pruebas de carga

6.1. Generalidades

A lo largo de este capítulo se presenta todo lo relacionado con el análisis de las pruebas de carga recopiladas de la literatura; inicialmente, se desarrolla un numeral en el que se habla sobre la normatividad que se encuentra vigente para la realización de pruebas de carga sobre zapatas, enseguida se realiza una breve descripción de las pruebas de carga encontradas en los documentos de investigación desarrollados para los análisis de capacidad al arranque. Adicionalmente, se muestran las gráficas de desplazamiento – Carga, en donde se realiza la interpretación con ayuda del método de intersección tangente, para obtener el valor de carga de falla; con el valor obtenido, se genera una gráfica donde se compara este valor con los resultados de las diferentes metodologías de cálculo que fueron presentadas anteriormente, esto es la comparación entre los resultados de la prueba de carga con la teoría.

Inicialmente se realiza una descripción general de las pruebas de carga que se analizan a lo largo de este capítulo, como primer documento se tiene (DANZIGER, F.A.B. 1983), que para el año 1983 Fernando Artur Brasil Danziger, desarrolló la investigación que tiene como título “Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração” en donde se realizaron varias pruebas de carga de zapatas y pilares en suelos residuales Gneis, a lo largo del documento se realiza una descripción de las pruebas realizadas, caracterización de los materiales y se discuten los resultados. Adicionalmente, se realiza una comparación con diferentes metodologías incluyendo la metodología de Grenoble, la cual según esta investigación da un comportamiento más cercano a la superficie de falla que se obtiene mediante pruebas de carga.

Por último, (Levy, F. 2014) en el año 2014, Federick Levy, desarrolló una investigación basada en pruebas de campo que se realizaron en escala real y se modelaron mediante elementos finitos; en esta tesis se realizó una investigación bibliográfica sobre los métodos de capacidad de arranque y el uso de instrumentación para determinar el desplazamiento de cada cimentación.

6.2. Normatividad aplicable

En este numeral se realiza una revisión de la literatura en cuanto a la normatividad aplicable y la que podría ser usada para pruebas de carga en fundaciones tipo zapata. Entre ellas se encuentra la normatividad Británica BSI, 1997 donde se presentan las pruebas a escala real para estructuras de fundación; adicionalmente, se presenta la normatividad de los ensayos para la evaluación de estructuras existentes que aparece en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en el Capítulo C – Concreto estructural el Capítulo C-20 Evaluación de resistencia de estructuras existentes; y por último, se describe el ensayo de placa de carga que se encuentra en la Asociación Americana de Ensayo de Materiales ASTM – D1994 – 94 o Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes AASHTO –T222-78.

6.2.1. Norma Británica IEC 1773:1996

La principal normatividad aplicable para las pruebas de carga a escala real (British Standards Institution, 1997) es *Testing of foundations for structures* BS EN61773; en este documento se encuentran las generalidades para realizar las pruebas de carga en cimentaciones superficiales a compresión y tensión, y en cimentaciones profundas.

Inicialmente, la norma indica que debe ser utilizada para cimentaciones de líneas aéreas de transmisión, que trabajen con carga axial a compresión y a tensión en estructuras como zapatas individuales, parrillas en acero, pilares de hormigón, pilotes y anclajes grupales; Así mismo, aplica para cimientos cargados con fuerzas laterales, momentos de vuelco o una combinación de ambos; este tipo de fuerza se desarrolla por ejemplo en losas de hormigón, pilares de hormigón, pilotes y postes directamente incrustados en el suelo, y por último, puede aplicarse a estructuras que desarrollen fuerzas axiales y laterales al mismo tiempo.

Dentro de esta norma se dan a conocer todos los aspectos que deben ser tenidos en cuenta para la realización de las pruebas de carga, desde la profundidad, cargas, tipo de suelo, elementos de los equipos que se deben emplear y el procedimiento que se debe seguir para realizar los ensayos.

Antes de la realización de la prueba, se debe contar con una investigación general del subsuelo; los resultados de la investigación del suelo, ensayos de laboratorio, y las características físicas y geológicas deben ser tenidos en cuenta en el momento de realizar la elección del sitio en donde se realizará la prueba.

La normatividad indica que debe pasar un tiempo apropiado entre la construcción de la cimentación y la realización de la prueba, ya que se debe permitir que el concreto alcance la resistencia adecuada y se debe permitir una relajación razonable de las propiedades del suelo.

El equipamiento del ensayo debe estar compuesto por un dispositivo para aplicación de carga, la cual se puede realizar por medio de gatos hidráulicos; las cargas pueden ser medidas mediante manómetros hidráulicos o dinamómetros. Con respecto al mecanismo de carga como placas de apoyo, puntales o bloques, entre otros, deberán tener una rigidez adecuada y deberán poder soportar 1,5 veces la carga máxima que se vaya a aplicar en la prueba. Para las pruebas de carga al arranque, se utilizará una grúa de hidráulico (Ver Figura 6-1 y Figura 6-2). La normatividad indica que deben realizarse al menos tres pruebas en cimientos idénticos con las mismas condiciones de carga para poder hacer un análisis comparativo.

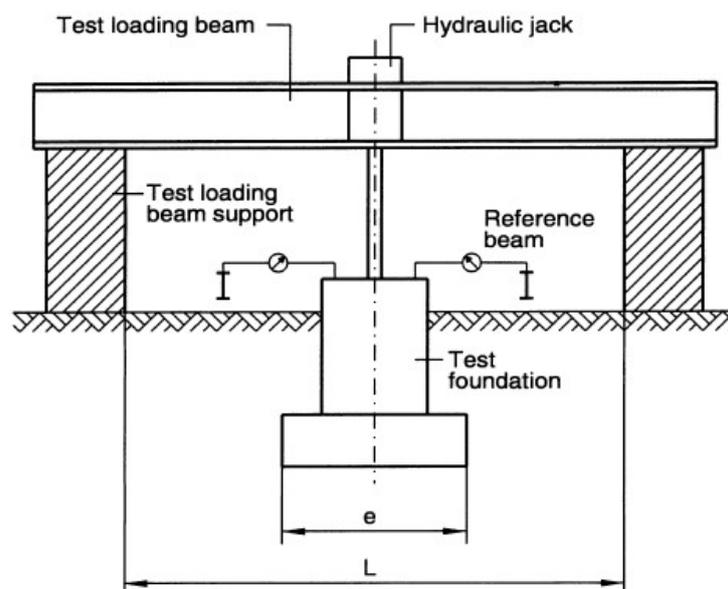


Figura 6-1 Vista de perfil disposición típica de vigas de carga. Valor de L (Ver ecuación (49)).

Fuente: Testing of foundations for structures BS EN61773 – 1997.

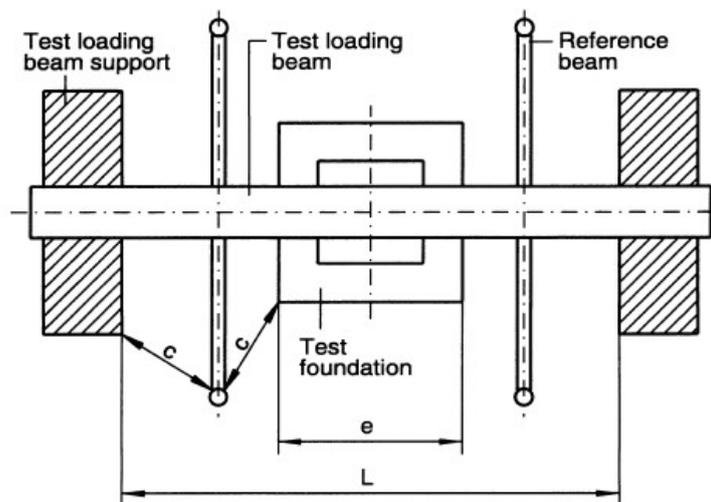


Figura 6-2 Vista en planta disposición típica de vigas de carga (Ver ecuación (49)).

Fuente: Testing of foundations for structures BS EN61773 – 1997.

La distancia mínima entre soportes en cimentaciones tales como las zapatas se puede determinar mediante la fórmula (49)

$$L = e + 0,7 \times a \text{ (m)} \tag{49}$$

e = Ancho de la cimentación en metros

a = Profundidad de la cimentación en metros

L = Distancia entre soportes

Las cargas aplicadas a las cimentaciones pueden ser medidas por celdas de carga, por medio de un manómetro en un gato hidráulico calibrado o por dinamómetros instalados en la línea. Se recomienda que el aparato de medición de carga se ubique lo más cerca posible a la carga.

La prueba de carga se llevará a cabo a un porcentaje específico de la carga de diseño, entre el 60% y 75%, pero no podrá exceder la carga límite para la cual fue diseñada; los

cimientos deberán ser completamente reparables después de realizar una prueba de carga con éxito. Adicionalmente, se realizarán ciclos de carga como se muestra en la Tabla 6-1.

Tabla 6-1. Horario de carga.

Categoría de ensayo	Condición de ensayo	Escalas de porcentaje de carga de acuerdo a la condición del ensayo	Tiempo mínimo para mantener las escalas de carga
Pruebas cíclicas para cimientos al arranque	Conjunto permanente	20, 35, 0; 35, 50, 0; 50, 60, 0; 60, 70, 0; 70, 80, 0; 80, 90, 0; 90, 100, 0.	3 min

Nota: En caso de requerirse ciclos de carga y descarga, se recomienda programar al menos una carga intermedia durante la descarga y durante las partes de recarga del ciclo.

Fuente: Testing of foundations for structures BS EN61773 – 1997.

6.2.2. Asociación Americana de Ensayo de Materiales ASTM - D1994 – 94 o Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes AASHTO –T222-78

El ensayo de carga directa explicado en la norma de la Asociación Americana de Ensayo de Materiales ASTM – D1994 – 94 o en la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes AASHTO –T222-78 donde se determina como se debe realizar el ensayo “In Situ” que permite la estimación del módulo de elasticidad del suelo y determinar el coeficiente de balasto o módulo de reacción del suelo; estos ensayos son utilizados como parte de los procedimientos de investigación del suelo para el diseño de cimentaciones. Esta prueba es utilizada en suelos homogéneos y su profundidad de prueba solo alcanza entre los 0.60 m y 0.90 m. Las placas utilizadas para este ensayo pueden ser cuadradas con longitud 30x30 cm y placas circulares con diámetros de 30, 60 y 76.2 cm.



Figura 6-3 Equipo de prueba de carga de placa.

Fuente: Tomada el 20 de julio de 2020 de: <https://www.cuevadelcivil.com/2017/04/ensayo-de-placa-de-carga.html>.

6.3. Pruebas de carga

En el presente numeral se analizarán cuatro pruebas de carga de las cuales inicialmente se realizará una descripción del tipo de suelo en el cual se realizaron las pruebas, las características de las zapatas que fueron ensayadas, la descripción del tipo de ensayo que se realizó, seguido de esto se mostrarán las gráficas carga – desplazamiento que se presentan en los documentos de las pruebas; de acuerdo con el criterio de intersección tangente de cada gráfica, se determinará la carga de falla. Adicionalmente, se realizará una comparación entre las cargas de falla calculadas con las diferentes metodologías presentadas en este documento y la carga de falla de la prueba realizada; y por último, se generarán las conclusiones y recomendaciones de los análisis realizados.

Para determinar la carga de falla en las gráficas de carga – desplazamiento se utilizará el criterio de intersección de tangentes, donde se trazan dos líneas tangenciales a lo largo de las porciones inicial y posterior de la curva de carga y desplazamiento, y la carga correspondiente al punto de intersección de estas dos líneas se toma como la capacidad de carga (Ver Figura 6-4).

La capacidad de carga de la zapata a tensión, se define como la carga relacionada con la intersección de dos tangentes a la curva de desplazamiento - carga, una representando el rango elástico y la otra, el rango plástico.

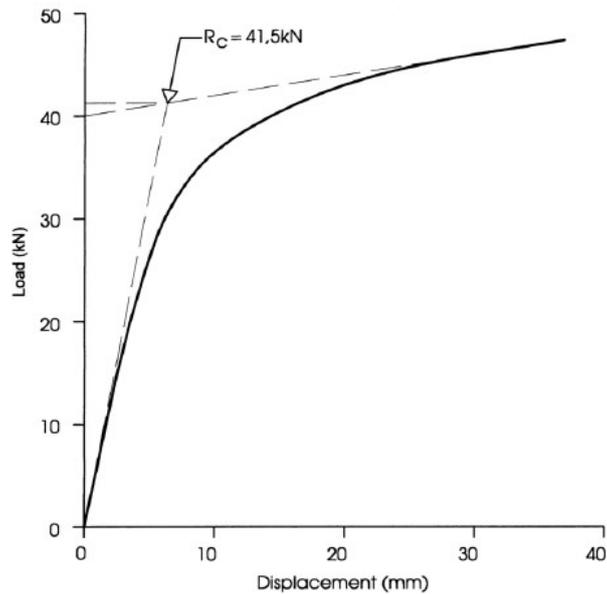


Figura 6-4. Método de intersección tangente.

Fuente: Overhead lines - Testing of foundations for structures. BSI, London, UK .British Standards Institution (1997).

En la Tabla 6-2 se presentan las pruebas de carga que se trabajarán en el presente capítulo; se indica el año, el tipo de prueba, el tipo de suelo, el nombre del documento y el autor; éstas pruebas fueron elegidas debido a que cuentan con la información necesaria para realizar los análisis respectivos de cada una de ellas.

Tabla 6-2. Pruebas de carga.

Año	Tipo de prueba	Tipo de suelo	Documento	Autor
2014	Gran escala	London Clay	The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations	Frederick Levy
2010	Centrifuga	Arcilla y Arena	Centrifuge modelling of the pushover failure of an electricity transmission tower	D.J. Richards, D.J. White, and B.M. Lehane
1985	Gran escala	Residual Gneiss	Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos	Aurero pinheiro Ruffier dos Santos
1983	Gran escala	Suelo residual	Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de	Fernando Artur Brasil Danziger

Año	Tipo de prueba	Tipo de suelo	Documento	Autor
			tração	

Fuente: Elaboración propia.

6.3.1. El levantamiento de las cimentaciones de las torres de transmisión de alto voltaje - Frederick Levy

6.3.1.1. Generalidades

La investigación fue desarrollada (Levy, F. 2014) en el año 2014 por el ingeniero Frederick Levy, como tesis de doctorado en la universidad de Southampton; el desarrollo de este trabajo se dio debido a la deficiencia de conocimiento respecto a la capacidad de carga al arranque de fundaciones, aplicable a líneas de transmisión. Adicionalmente, habla de la sobreestimación que se le da a las dimensiones de las fundaciones frente a las pruebas de carga; esto debido a que la construcción se vuelve costosa en las líneas de transmisión áreas.

Por lo anterior, a lo largo del documento se realizaron análisis de pruebas de carga a gran escala que se llevaron a cabo en el año 2012; estos análisis incluyeron un riguroso análisis numérico y modelación de elementos finitos para una mejor comprensión de los mecanismos de falla "In Situ" y visualizar las mejoras de la capacidad al arranque, debidas a la aplicación de carga rápida.

En las pruebas de carga a gran escala, se construyeron cinco (5) zapatas tipo L4M (Ver Figura 6-5) en el mes de agosto de 2010 y éstas fueron colocadas en varias combinaciones de suelos de relleno y fundación, a diferentes profundidades de desplante. En la Tabla 6-3, se relaciona la información nombrada anteriormente; por otro lado, en la Tabla 6-4 se presentan los datos iniciales correspondientes a los parámetros utilizados en cada tipo de suelo que se encuentra en las pruebas de carga.

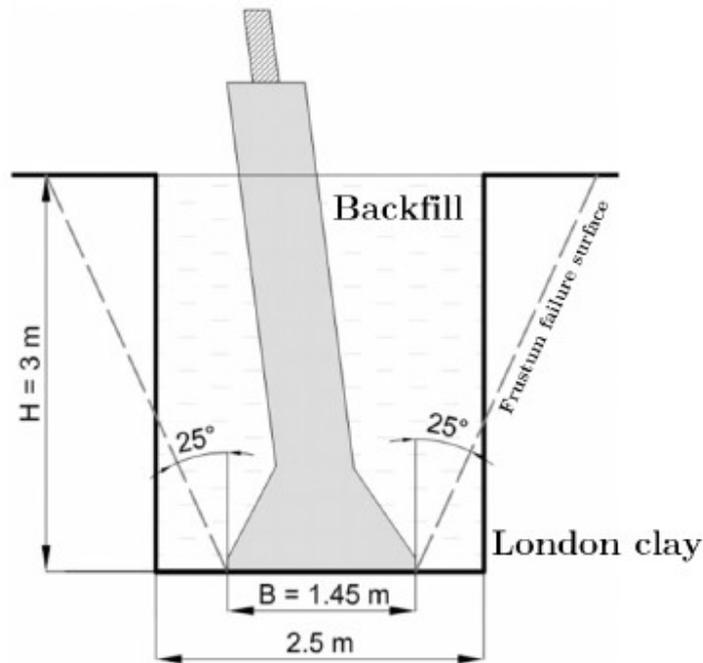


Figura 6-5 Zapata tipo L4M.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

De acuerdo con la especificación BS EN61773 (BSI, 1997), las zapatas que se construyen para ensayos a gran escala deben durar 14 días en fraguado, sin embargo, en este caso pasaron 2 años debido a que el constructor del aparato de carga tuvo algunos inconvenientes en la realización del mismo; esto generó una ventaja en la realización de los ensayos, debido a que por el tiempo transcurrido las zapatas se asemejan a las que se encuentran en uso en líneas de transmisión.

Tabla 6-3. Datos iniciales de las zapatas en las pruebas de carga a gran escala realizadas en el documento.

Zapata	Relleno	Suelo natural	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
1	Arcilla de Londres	Arcilla de Londres	$B=1,45$ $L= 1,45$	3019
2	Arcilla de Londres	Arcilla de Londres	$B=1,45$ $L= 1,45$	3000
3	Material granular (Tipo 2)	Material granular (Tipo 2)	$B=1,45$ $L= 1,45$	2992
4	Material granular (Tipo 2)	Arcilla de Londres	$B=1,45$ $L= 1,45$	3007

Zapata	Relleno	Suelo natural	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
5	Material granular (Tipo 2)	Arcilla de Londres	B=1,45 L= 1,45	3059

B= Ancho

L=Largo

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

Tabla 6-4. Datos iniciales de zapatas en prueba de carga a gran escala realizada en el documento.

Material	γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	Su (kPa)	Ko
Tipo 2 (Relleno)	16,0	35	0	1
Arcilla de Londres (Suelo natural)	19,4	23	80	3
Arcilla de Londres (Relleno)	16,7	23	50	1

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Debido a que en el documento de Frederick Levy no cuenta con el valor de cohesión drenado, se realiza la investigación sobre correlaciones que permitan determinar el valor de C' (Cohesión drenada) con ayuda del valor de Su (Resistencia al corte no drenada).

Como primera opción se presenta la correlación del valor teniendo en cuenta lo presentado por el ingeniero Alvaro J. Gonzalez G. en su artículo “Resistencia no drenada y comportamiento a corto vs largo plazo como malinterpretaciones en Ingeniería Geotecnia”, donde existen gráficos que permiten correlacionar el ángulo de fricción drenado, la resistencia al corte no drenada y la cohesión drenada, sin embargo, esto es presentado para dos tipos de suelos específicos.

El primero de ellos para un material contráctil con presión isotrópica antes del ensayo de consolidación de 10 Ton/m² y normalmente consolidado; el segundo tipo de material debe ser un suelo dilatante con presión isotrópica antes del ensayo de consolidación de 10 Ton/m² y con relación de sobreconsolidación de RSC=2.

Debido a las especificaciones de los materiales para los cuales fue realizada la correlación no es posible utilizarlas debido a que la relación de sobreconsolidación del suelo base que para este caso es una arcilla de Londres es de RSC=5.

Como segunda opción, se presenta el artículo realizado por K.K. Sorensen & N. Okkles de la universidad de Aarhus en Dinamarca que tiene por título “Correlación entre la resistencia al corte no drenado y el índice de plasticidad de arcillas sobreconsolidadas”; en este documento el instituto geotécnico Danés ha realizado varias pruebas de compresión triaxial sobre arcillas danesas sobreconsolidadas que van desde arcillas de baja a muy alta plasticidad, se presentan la comparación de valores de resistencia al corte no drenado vs Cohesión drenada de suelos sobreconsolidados y definen la siguiente ecuación:

$$c' = 0.2 Su \quad (50)$$

Teniendo en cuenta lo anterior, para la evaluación de parámetros drenados se adoptará la correlación presentada en el documento del instituto Danés y con esto se realizará la correlación del parámetro de resistencia al corte no drenado con respecto a la cohesión drenada que es necesaria para realizar los análisis de los materiales encontrados.

Tabla 6-5. Datos iniciales drenados de zapatas en prueba de carga a gran escala realizada en el documento.

Material	γ' (kN/m³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	Ko
Tipo 2 (Relleno)	16,0	35	0	1
Arcilla de Londres (Suelo natural)	19,4	23	16	3
Arcilla de Londres	16,7	23	10	1

Material	γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	Ko
(Relleno)				

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Dentro de las pruebas realizadas para las zapatas construidas, se generaron pruebas de carga rápida donde la zapata falló hasta que su desplazamiento fue de 150 mm y pruebas de carga de acuerdo con la especificación BS EN61773 (BSI, 1997), donde la zapata se movería con intervalos de 2mm cada minuto hasta completar 10 mm; las pruebas de carga son marcadas como el número de la zapata y la letra A; las pruebas 1A, 2A, 3A y 5A fueron pruebas rápidas y la 4A fue realizada cumpliendo con los parámetros de la especificación BS EN61773 (BSI, 1997). En la Tabla 6-6 se presenta el programa de carga que se tuvo en cuenta en el desarrollo de la investigación de doctorado.

Tabla 6-6. Programa de carga.

Fecha	Zapata	Ensayo	W (mm)	Contacto base
19/07/12	3	3-A	15	Totalmente unido
19/07/12	4	4-A	110	Totalmente unido
20/07/12	2	2-A	30	Totalmente unido
23/07/12	1	1-A	120	Totalmente unido
24/07/12	5	5-A	115	Totalmente unido

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

6.3.1.2. Prueba de carga 1 -A

La prueba de carga en la zapata 1-A fue realizada sobre el relleno de arcilla de Londres, el tiempo de duración de la prueba fue de 8 segundos en total, sin embargo, la zapata alcanzó la carga máxima de 439 KN en dos segundos con un desplazamiento de 41 mm.

Las dimensiones de la zapata ensayada se relacionan en la Tabla 6-7, Figura 6-6 y el material sobre el cual se realizó la prueba de carga presenta las características relacionadas en la Tabla 6-8.

Tabla 6-7. Datos iniciales de la zapata 1-A.

Zapata	Relleno	Suelo natural	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)

Zapata	Relleno	Suelo natural	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
1	Arcilla de Londres	Arcilla de Londres	B=1,45 L= 1,45	3019

B= Ancho

L=Largo

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

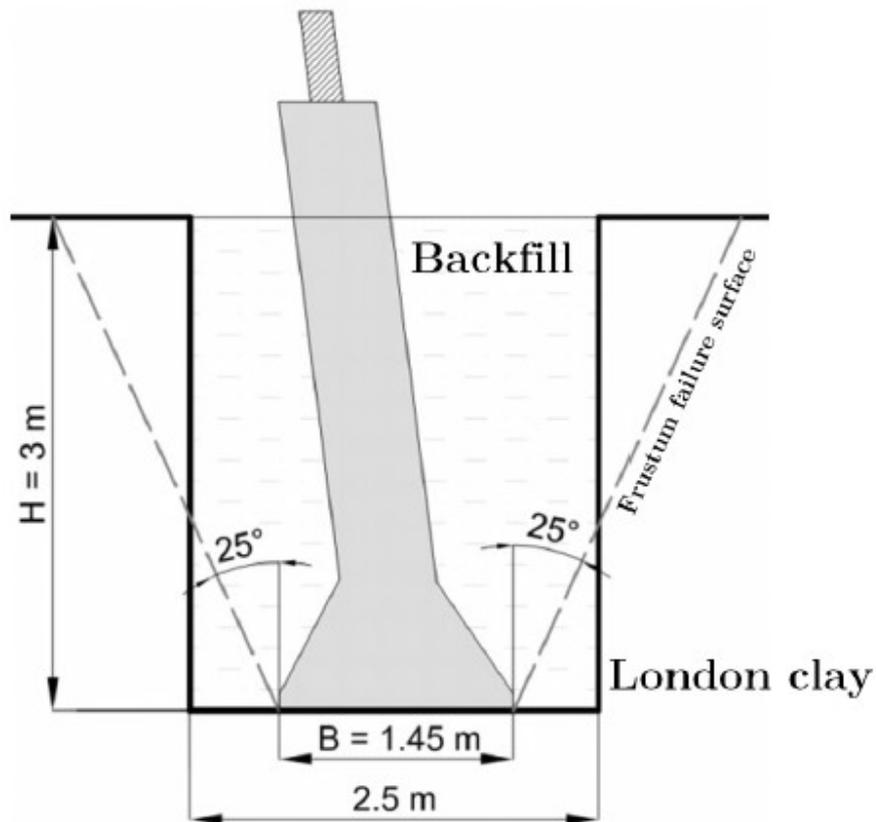


Figura 6-6 Zapata tipo L4M.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

Tabla 6-8. Datos iniciales del material de relleno de zapata 1-A en prueba de carga a gran escala realizada en el documento.

Material	Peso unitario del suelo γ (kN/m^3)	Peso unitario del concreto γ (kN/m^3)	ϕ ($^\circ$)	C' (kPa)	K_o

Arcilla de Londres (Relleno)	16	22.07	23	10	1
------------------------------	----	-------	----	----	---

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

El programa de carga realizado para la zapata 1-A se presenta en la Tabla 6-9 en donde se indica que el desplazamiento total será de 120 mm y la fecha en la que se realizó el ensayo.

Tabla 6-9. Programa de carga.

Fecha	Zapata	Ensayo	W (mm)
23/07/12	1	1-A	120

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

La prueba de carga carga 1 - A fue realizada dentro de la investigación desarrollada por Frederick, donde la zapata se encuentra sobre el material natural que es la arcilla de Londres y un relleno de arcilla de Londres compactado; esta zapata estuvo en un rango de desplazamiento de $W = 110 - 145$ mm ($W/B = 8 - 10\%$).

La gráfica de desplazamiento representa la prueba de carga realizada para cada zapata y permite determinar la carga de falla; para estos análisis la carga de falla se va a determinar de acuerdo con el criterio de intersección tangente. En la Figura 6-7 se observan los resultados correspondientes al ensayo 1-A, donde el valor de carga leído mediante el método de tangente es de 440 KN.

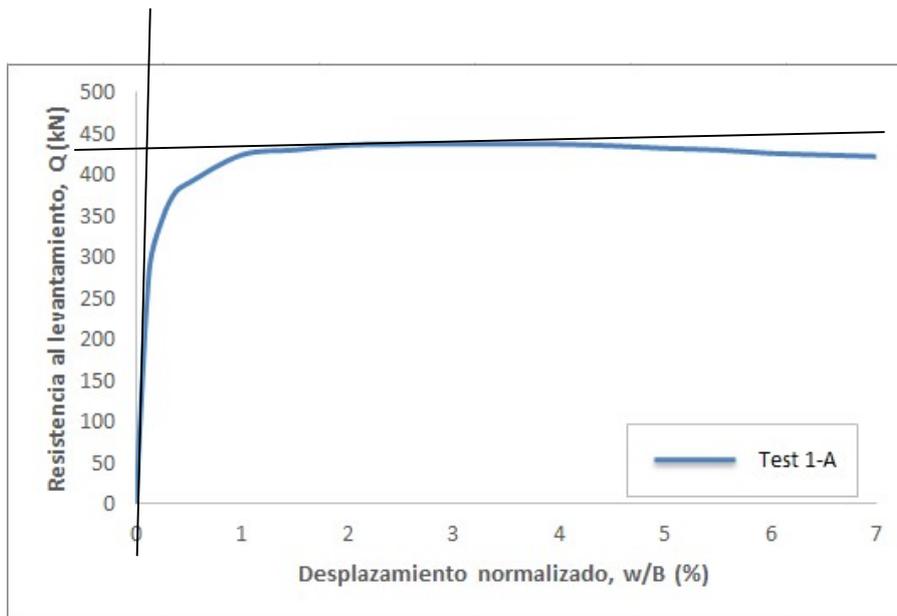


Figura 6-7. Carga – desplazamiento para la prueba 1-A (relleno de arcilla).

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo, se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

A continuación (Ver Tabla 6-10), se realiza el análisis del resultado obtenido mediante el método de intersección de tangente y la comparación con los resultados que arrojaron cada una de las metodologías indicadas en el presente documento. Es importante tener en cuenta que se realizará el análisis para el suelo que fue utilizado como material principal en la prueba.

Tabla 6-10. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 1.

Método	Relleno arcilla de Londres Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	296.03	0.67
Fricción y cortante	293.51	0.67
Meyerhof y Adams	324.24	0.74

Método	Relleno arcilla de Londres Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Balla	568.06	1.29
Matsuo	454.96	1.03
Biarez y Barraud	225.36	0.51
Ensayo de carga	440.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

El valor del ensayo de carga de falla para la zapata 1 es de 440 kN, la cual se encuentra referenciada con una línea roja (ver Figura 6-8). Se realiza el cálculo de la capacidad por cada método que se está comparando y se decide graficar los valores; de la gráfica se debe tener en cuenta que el material sobre el que se realizó el ensayo fue un relleno de arcilla de Londres y al momento de ver la gráfica el método que se comporta o se encuentra cercano al valor de la prueba de carga es el método del matsuo, un poco mayor ($Tu_{Cono}/Tu_{PruebaCarga} = 1.03$); el valor más alto lo da el método de Balla ($Tu_{Cono}/Tu_{PruebaCarga} = 1.29$); el valor promedio lo da el método de cono de arranque ($Tu_{Cono}/Tu_{PruebaCarga} = 0.67$).

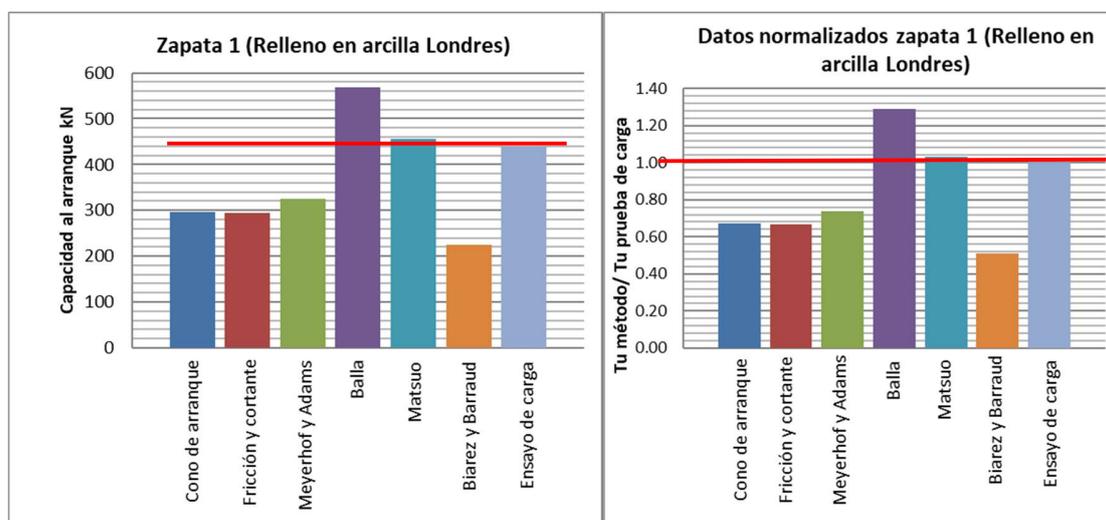


Figura 6-8. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia

6.3.1.3. Prueba de carga 2 – A

La prueba de carga 2 - A fue realizada dentro de la investigación desarrollada por Frederick donde la zapata se encuentra sobre el material natural que es una arcilla de Londres y un relleno de arcilla de Londres compactado; esta zapata estuvo en un rango de desplazamiento de $W= 31 \text{ mm}$ ($w/B = 2\%$).

Las dimensiones de la zapata ensayada se relacionan en la Tabla 6-11, Figura 6-9 y el material sobre el cual se realizó la prueba de carga presenta las características relacionadas en la Tabla 6-12.

Tabla 6-11. Datos iniciales de la zapata 2-A.

Zapata	Relleno	Suelo natural	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
2	Arcilla de Londres	Arcilla de Londres	B=1,45 L= 1,45	3000

B= Ancho

L=Largo

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

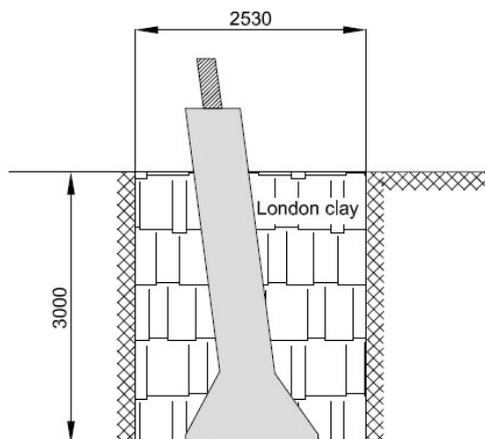


Figura 6-9 Zapata tipo L4M.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

Tabla 6-12. Datos iniciales de material de relleno de la zapata 2-A en prueba de carga a gran escala realizada en el documento.

Material	γ' (kN/m^3)	ϕ' ($^\circ$)	C' (kPa)	K_o
----------	----------------------------------	-------------------------	--------------------------	-------

Arcilla de Londres (Relleno)	16,7	23	10	1
------------------------------	------	----	----	---

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

El programa de carga realizado para la zapata 2 -A se presenta en la Tabla 6-13, en donde indica que el desplazamiento total será de 30 mm y la fecha en la cual se realizó el ensayo.

Tabla 6-13. Programa de carga.

Fecha	Zapata	Ensayo	W (mm)
20/07/12	1	2-A	30

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

La prueba de carga en la zapata 2-A fue realizada sobre el relleno de arcilla de Londres, el tiempo de duración de la prueba fue de 8 segundos en total y alcanzó la carga máxima de 433 KN con un desplazamiento de 31 mm.

La gráfica de desplazamiento representa cada una de las pruebas de carga realizadas para cada zapata y permite determinar la carga de falla; para estos análisis la carga de falla se va a determinar de acuerdo con el criterio de intersección tangente. En la Figura 6-10 se presentan los resultados graficados de la prueba 2-A que tiene un valor leído mediante el método de tangente de 400 KN.

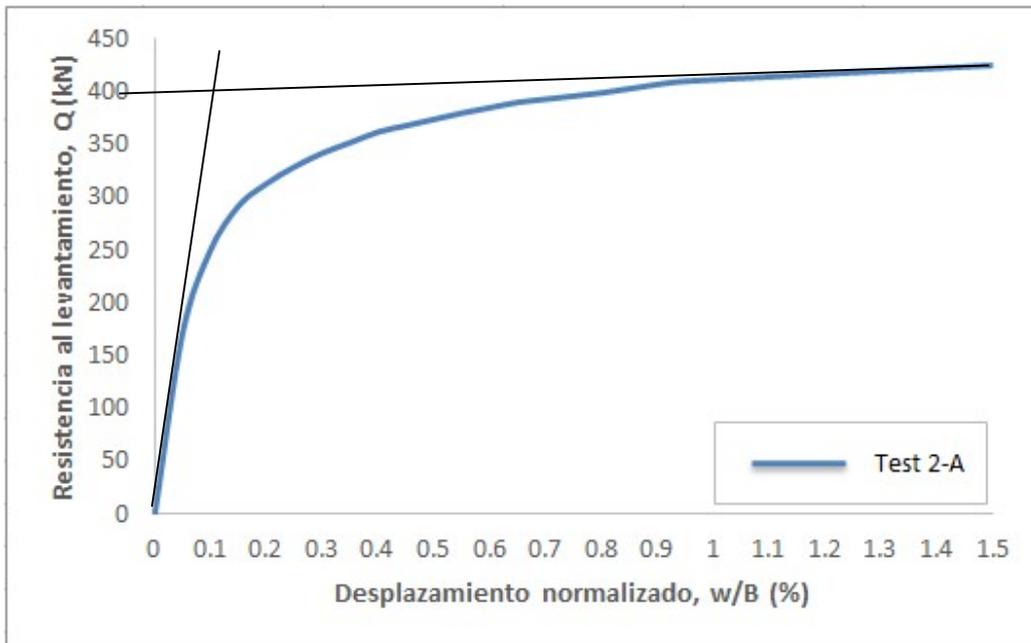


Figura 6-10. Carga – desplazamiento de carga de la prueba 2-A (relleno de arcilla).

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo, se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

A continuación (Ver Tabla 6-14), se realiza el análisis del resultado obtenido mediante el método de intersección de tangente y la comparación con los resultados que arrojaron cada una de las metodologías indicadas en el presente documento. Es importante tener en cuenta que se encontrará el análisis para el suelo tipo relleno que fue utilizado como material principal en la prueba.

Tabla 6-14. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 2.

Método	Relleno arcilla de Londres Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	292.50	0.73
Fricción y cortante	291.54	0.73

Método	Relleno arcilla de Londres Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Meyerhof y Adams	321.88	0.80
Balla	562.55	1.41
Matsuo	451.16	1.13
Biarez y Barraud	223.55	0.56
Ensayo de carga	400.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

Los resultados que se muestran en la Figura 6-11 indican que el resultado que fue arrojado en la prueba de carga es de 400 kN; excepto para el método del cono de arranque, el valor de la prueba es menor a los datos reflejados por cada uno de los métodos; sin embargo, es importante tener en cuenta que el material sobre el cual fue realizada la prueba es un relleno de arcilla de Londres y revisando la gráficas se puede concluir que el método del cono de arranque al momento de normalizar los resultados se acerca a la unidad presentando un valor de $Tu_{\text{Cono}}/Tu_{\text{PruebaCarga}}$ de 0.73 por lo cual, es el más cercano, y un poco menor, al valor a la prueba de arranque. Así mismo, se puede indicar que el método de Balla arroja un valor de 1.41 por encima de los valores del ensayo realizado ($Tu_{\text{Cono}}/Tu_{\text{PruebaCarga}}$) y el método que da un valor promedio es el de Meyerhof y Adams ($Tu_{\text{Cono}}/Tu_{\text{PruebaCarga}} = 0.80$).

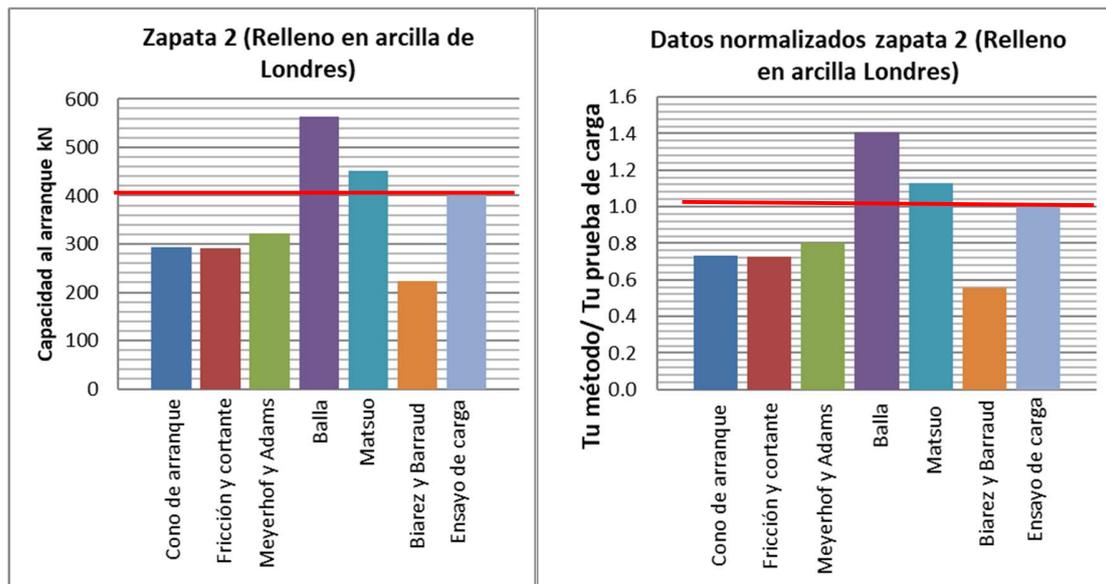


Figura 6-11. Valores de capacidad al arranque por diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.1.4. Prueba de carga 3 – A

La prueba de carga 3 - A, fue realizada dentro de la investigación desarrollada por Frederick donde la zapata se encuentra sobre un relleno de material granular tipo 2; esta zapata estuvo en un rango de desplazamiento de $W = 15 \text{ mm}$ ($W/B= 1\%$).

Las dimensiones de la zapata ensayada se relacionan en la Tabla 6-15, Figura 6-13 y el material sobre el cual se realizó la prueba de carga presenta las características relacionadas en la Tabla 6-16.

Tabla 6-15. Datos iniciales de la zapata 3-A.

Zapata	Relleno	Suelo natural	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
3	Material granular (Tipo 2)	Material granular (Tipo 2)	B=1,45 L= 1,45	2992

B= Ancho

L=Largo

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

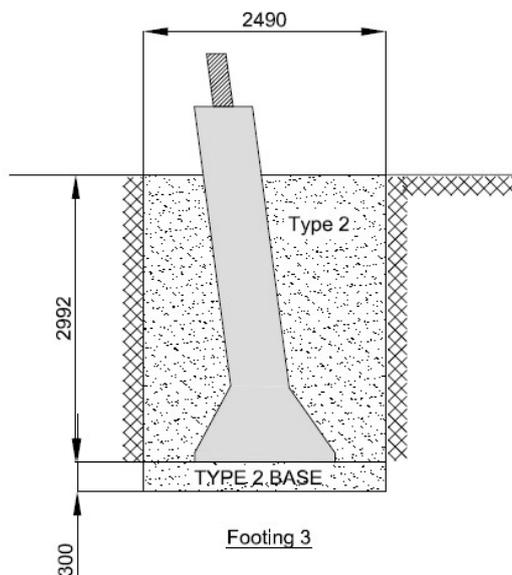


Figura 6-12 Zapata tipo L4M.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

Tabla 6-16. Datos iniciales de material de relleno de la zapata 3-A en la prueba de carga a gran escala realizada en el documento.

Material	Peso unitario del suelo γ (kN/m ³)	Peso unitario del concreto γ (kN/m ³)	ϕ (°)	C (kPa)	Ko
Tipo 2 granular (Relleno)	16	22.07	35	0	1

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

El programa de carga realizado para la zapata 3 - A se presenta en la Tabla 6-17, en donde se indica que el desplazamiento total será de 15 mm y la fecha en la que se realizó el ensayo.

Tabla 6-17. Programa de carga.

Fecha	Zapata	Ensayo	W (mm)
19/07/12	3	3-A	15

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

La prueba de carga en la zapata 3 - A fue realizada sobre el relleno granular tipo 2, el tiempo de duración de la prueba fue de 2 segundos en total, alcanzó la carga máxima de 350 kN en 2 segundos con un desplazamiento de 14 mm.

Las gráficas de desplazamiento representan la prueba de carga realizada para cada zapata y permiten determinar la carga de falla; para estos análisis la carga de falla se va a determinar de acuerdo con el criterio de intersección tangente. En la Figura 6-13 se presentan los resultados graficados de la prueba 3-A con un valor leído de 280 kN.

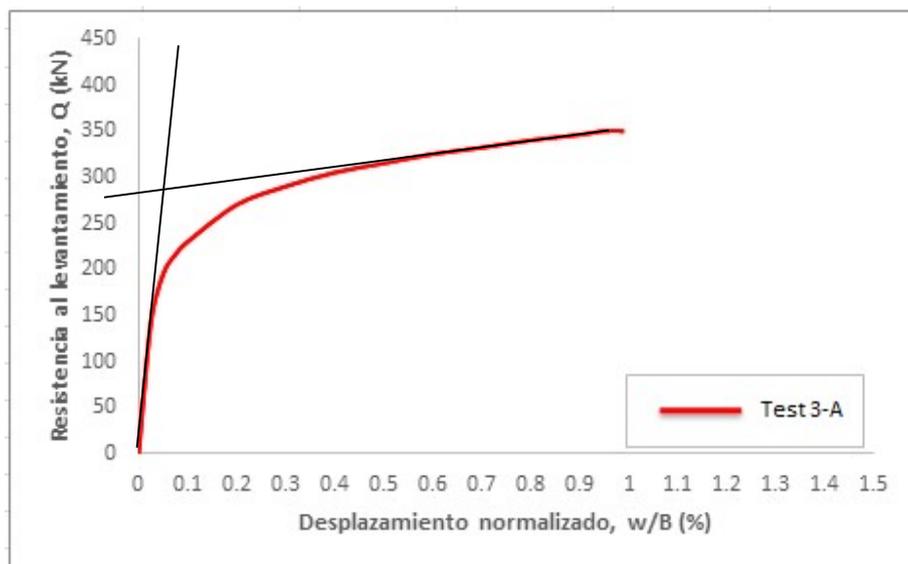


Figura 6-13. Curva Carga – desplazamiento de la prueba 3-A (relleno de arcilla, parcialmente unido).

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo, se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

A continuación (ver Tabla 6-18), se realiza el análisis del resultado obtenido mediante el método de intersección de tangente y la comparación con los resultados que arrojaron cada una de las metodologías indicadas en el presente documento. Es importante tener en cuenta que se realizará el análisis para el suelo tipo relleno que fue utilizado como material principal en la prueba.

Tabla 6-18. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 3.

Método	Relleno material granular tipo 2 Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	291.03	1.04
Fricción y cortante	123.40	0.44

Método	Relleno material granular tipo 2 Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Meyerhof y Adams	237.11	0.85
Balla	414.20	1.48
Matsuo	794.26	2.84
Biarez y Barraud	112.66	0.40
Ensayo de carga	280.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6-14 se muestran los resultados del cálculo realizado para la zapata que fue objeto de estudio; esta zapata quedó emplazada en material tipo 2 granular. El suelo que se ensayó es un suelo que no presenta cohesión y tiende a comportarse como un material granular, por lo cual, se puede concluir que el método que obtuvo (Tu método/ Tu prueba de carga) cercano a 1.0 fue el del Cono de Arranque y el más lejano fue el de Matsuo (TuMatsuo/TuPruebaCarga = 2.84).

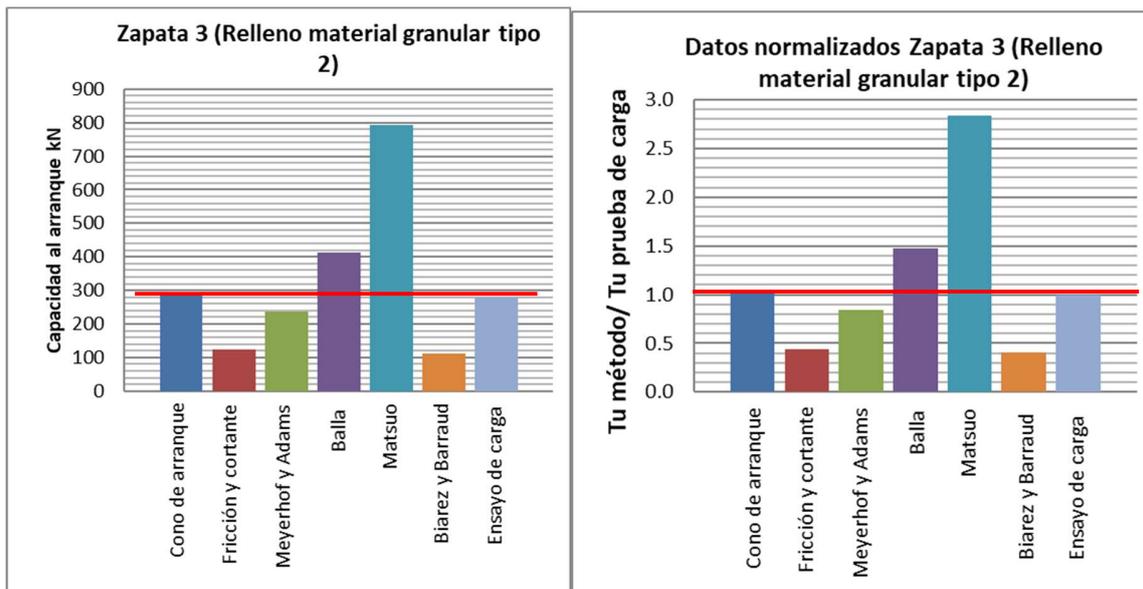


Figura 6-14. Valores de capacidad al arranque por los diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.1.5. Prueba de carga 4 – A

La prueba de carga 4 - A fue realizada dentro de la investigación desarrollada por Frederick donde la zapata se encuentra sobre el material natural que es la arcilla de Londres y un relleno de arcilla de Londres compactado; esta zapata estuvo en un rango de desplazamiento de $W= 110 - 145 \text{ mm}$ ($W/B= 8 -10\%$).

Las dimensiones de la zapata ensayada se relacionan en la Tabla 6-19, Figura 6-9 y el material sobre el cual se realizó la prueba de carga presenta las características relacionadas en la Tabla 6-20.

Tabla 6-19. Datos iniciales de la zapata 4-A.

Zapata	Relleno	Suelo natural	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
4	Material granular (Tipo 2)	Arcilla de Londres	B=1,45 L= 1,45	3007

B= Ancho

L=Largo

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

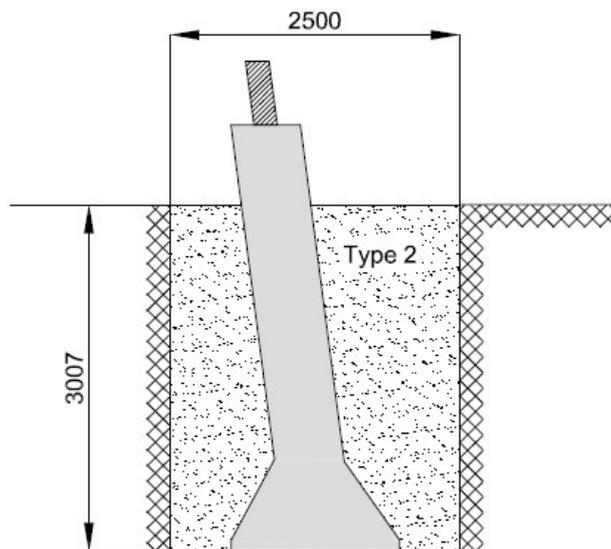


Figura 6-15 Zapata tipo L4M.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

Tabla 6-20. Datos iniciales de la zapata 4-A en la prueba de carga a gran escala realizada en el documento.

Material	Peso unitario del suelo γ (kN/m ³)	Peso unitario del concreto γ (kN/m ³)	ϕ (°)	C (kPa)	Ko
Tipo 2 granular (Relleno)	16	22.07	35	0	1

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

El programa de carga realizado para la zapata 4-A es presentado en la Tabla 6-21, en donde indica que el desplazamiento total será de 110 mm y la fecha en la que se realizó el ensayo.

Tabla 6-21. Programa de carga.

Fecha	Zapata	Ensayo	W (mm)
19/07/12	4	4-A	110

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

La prueba de carga en la zapata 4-A fue realizada sobre el relleno granular tipo 2, el tiempo de duración de la prueba fue de 16 minutos en total, la prueba fue realizada de acuerdo con lo indicado en la norma BS EN61773 DESIGN TEST. En la Tabla 6-22 y Figura 6-16, se presentan los resultados de la prueba 4 – A, la cual aplicó 300 kN en el último intervalo de tiempo ejecutado..

Incremento (%)	Q (kN)	W (mm)	Mantener la duración
20	85	0.36	2 min 20s
40	167	0.75	1 min 40 s
55	235	38	3 min 20s
65	270	63	3 min 50s
75	300	111	5 min 20s

Tabla 6-22. Incrementos de carga aplicados y desplazamientos resultantes para la Prueba 4-A.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

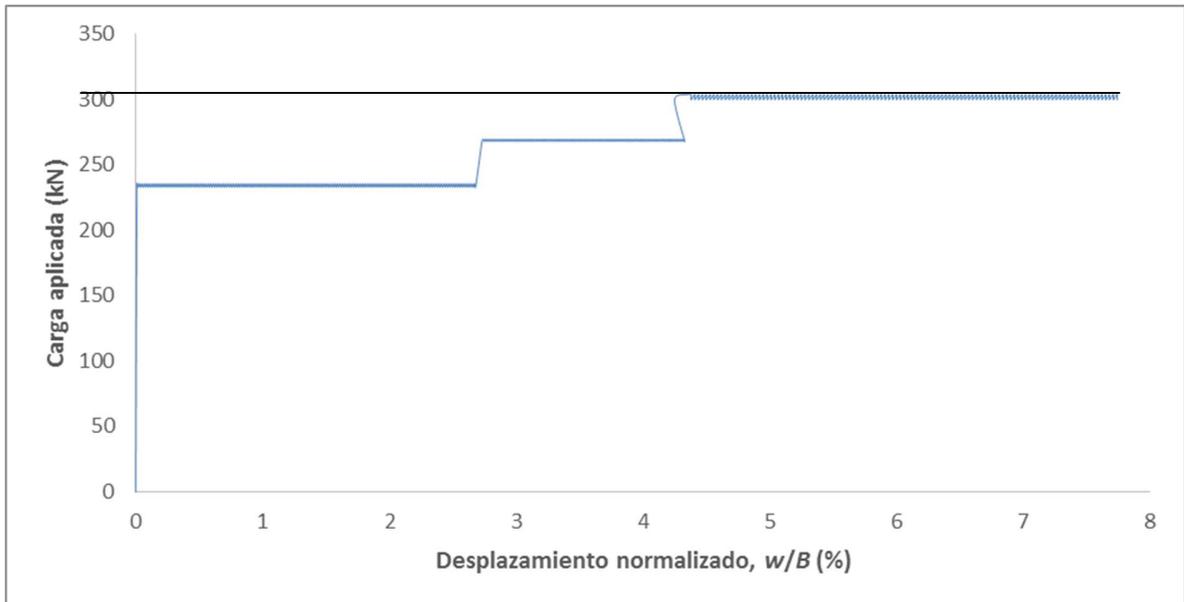


Figura 6-16. Aplicación de carga – desplazamiento para ensayo 4-A.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

A continuación (ver Tabla 6-23), se realiza el análisis del resultado obtenido mediante el método de intersección de tangente y la comparación con los resultados que arrojaron cada una de las metodologías indicadas en el presente documento. Es importante tener en cuenta que se realizará el análisis para el suelo de relleno que fue utilizado como material principal en la prueba.

Tabla 6-23. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 4.

Método	Relleno arcilla de Londres Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	293.80	0.98
Fricción y cortante	124.15	0.41

Método	Relleno arcilla de Londres Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Meyerhof y Adams	239.23	0.80
Balla	186.03	0.62
Matsuo	335.71	1.12
Biarez y Barraud	113.73	0.38
Ensayo de carga	300.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6-17 se presentan los resultados calculados para el ensayo realizado de carga; en este ensayo la superficie de falla se desarrolló en el material de relleno granular tipo 2; como conclusión se puede observar que el método de Cono de Arranque se encuentra por debajo del valor generado en la prueba de carga y en los valores normalizados es muy cercano a la unidad ($Tu_{\text{Cono}}/Tu_{\text{PruebaCarga}} = 0.98$), por otro lado, el método de Biarez y Barraud ($Tu_{\text{Cono}}/Tu_{\text{PruebaCarga}} = 0.38$) y Fricción y Cortante ($Tu_{\text{Cono}}/Tu_{\text{PruebaCarga}} = 0.41$) dan valores normalizados por debajo de la prueba de carga y alejados de la misma. El método de Meyerhof y Adams resulta en un valor de $Tu_{\text{Meyerhof y Adams}}/Tu_{\text{PruebaCarga}} = 0.80$, un poco inferior a 1.0.

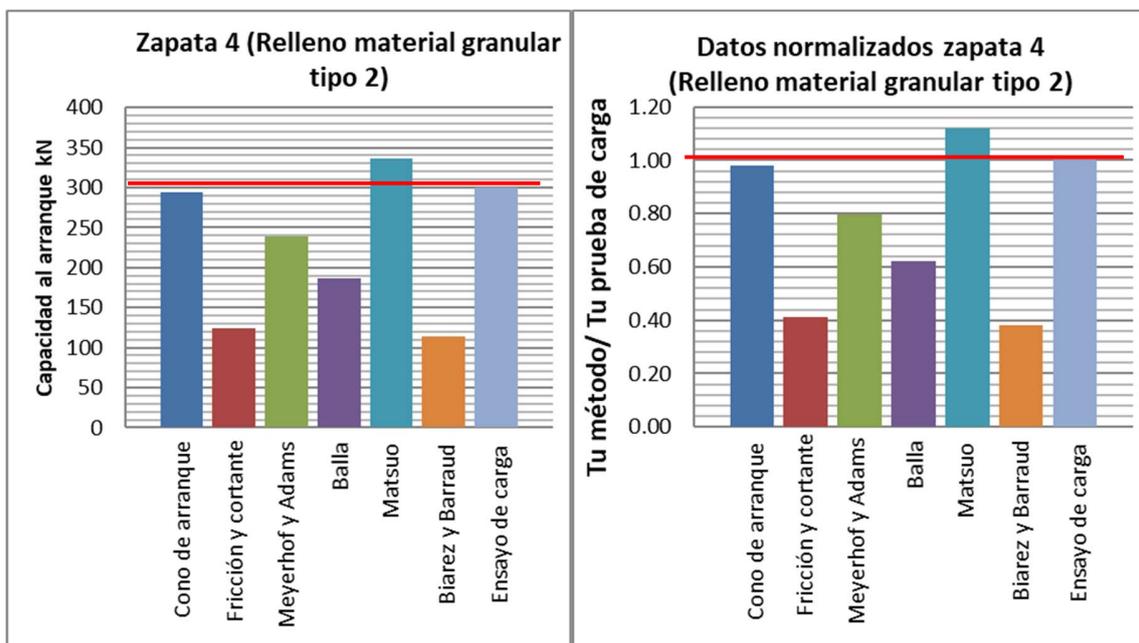


Figura 6-17. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.1.6. Prueba de carga 5 -A

La prueba de carga 5 - A fue realizada dentro de la investigación desarrollada por Frederick, donde la zapata se encuentra sobre el material natural que es la arcilla de Londres y un relleno de material granular tipo 2; esta zapata estuvo en un rango de desplazamiento de $W= 110 - 145 \text{ mm}$ ($W/B= 8 -10\%$).

Las dimensiones de la zapata ensayada se relacionan en la Tabla 6-24, Figura 6-18 y el material sobre el cual se realizó la prueba de carga presenta las características relacionadas en la Tabla 6-25.

Tabla 6-24. Datos iniciales de la zapata 5-A.

Zapata	Relleno	Suelo natural	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
5	Material granular (Tipo 2)	Arcilla de Londres	B=1,45 L= 1,45	3059

B= Ancho

L=Largo

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

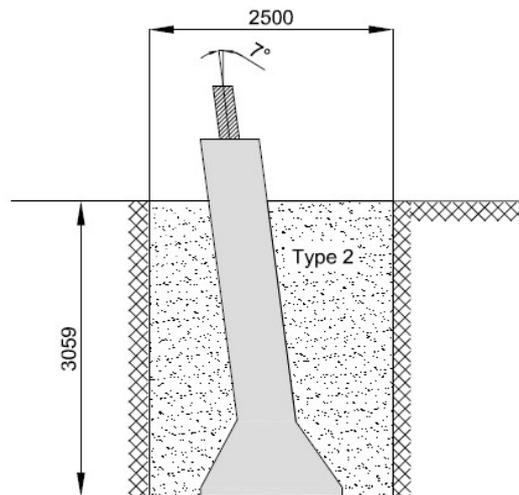


Figura 6-18 Zapata tipo L4M.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

Tabla 6-25. Datos iniciales de la zapata 5-A en la prueba de carga a gran escala realizada en el documento.

Material	Peso unitario del suelo γ (kN/m³)	Peso unitario del concreto γ (kN/m³)	ϕ (°)	C (kPa)	Ko
Granular Tipo 2 (Relleno)	16	22.07	35	0	1

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

El programa de carga realizado para la zapata 5-A se presenta en la Tabla 6-26, en donde indica que el desplazamiento total será de 115 mm y la fecha en la que se realizó el ensayo.

Tabla 6-26. Programa de carga

Fecha	Zapata	Ensayo	W (mm)
24/07/12	5	5-A	115

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

La prueba de carga en la zapata 5-A fue realizada sobre el relleno del material granular tipo 2, el tiempo de duración de la prueba fue de 3.5 segundos en total, sin embargo, la zapata alcanzó la carga máxima de 483 kN en 3 segundos con un desplazamiento de 67 mm.

En la Figura 6-19 se observan los resultados correspondientes a la prueba 5-A, donde el valor de carga obtenido mediante el método de tangente es de 480 KN.

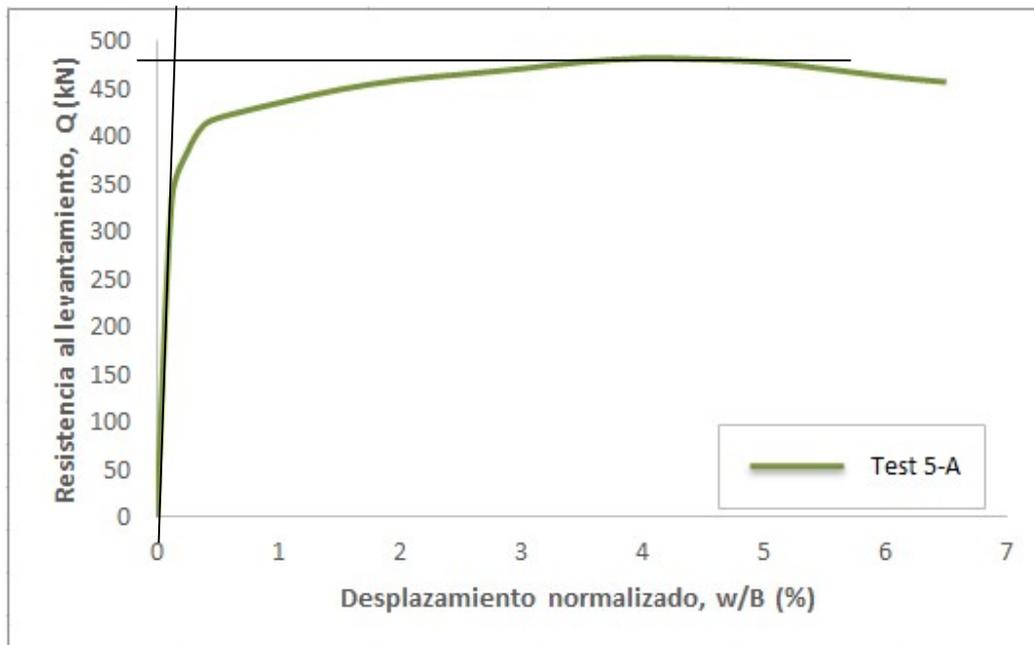


Figura 6-19. Curva Carga – desplazamiento para la prueba 5-A (relleno tipo 2).

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo, se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

A continuación (ver Tabla 6-27), se realiza el análisis del resultado obtenido mediante el método de intersección de tangente y la comparación con los resultados que arrojaron cada una de las metodologías indicadas en el presente documento. Es importante tener en cuenta que se encontrará el análisis para el suelo relleno tipo 2 que fue utilizado como material principal en la prueba.

Tabla 6-27. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 5.

Método	Relleno material granular tipo 2 Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	303.54	0.63

Método	Relleno material granular tipo 2 Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Fricción y cortante	126.74	0.26
Meyerhof y Adams	246.67	0.51
Balla	190.74	0.40
Matsuo	344.08	0.72
Biarez y Barraud	117.46	0.24
Ensayo de carga	480.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6-20 se muestran los valores de capacidad determinados por cada método que se está analizando; inicialmente se puede deducir que el valor de falla es de 480 kN y ésta fue desarrollada en el material de relleno granular tipo 2. En este material los métodos de fricción y cortante ($Tu_{Fricción\ y\ Cortante}/Tu_{Prueba\ Carga} = 0.26$) y, Biarez y Barraud ($Tu_{Biarez\ y\ Barraud}/Tu_{Prueba\ Carga} = 0.24$) se encuentran lejos y por debajo del valor indicado en la prueba de carga; por otra parte, el Cono de Arranque ($Tu_{Cono}/Tu_{Prueba\ Carga} = 0.60$) está por debajo del valor de la prueba de carga y es el que se encuentra más cercano, conjuntamente con el de Matsuo ($Tu_{Cono}/Tu_{Prueba\ Carga} = 0.72$).

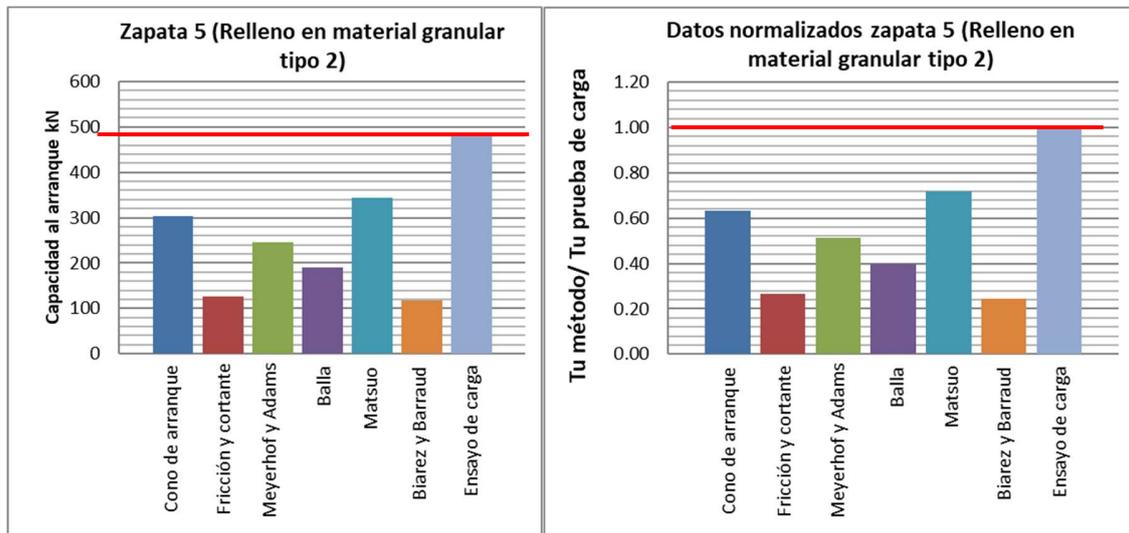


Figura 6-20. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.2. Prueba de carga - Análisis de cimentaciones sometidas a esfuerzos de arrancamiento

6.3.2.1. Generalidades

En el año 1985, Aureo Pinheiro Ruffier dos Santos realizó la investigación titulada “Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos” (Santos, A.P.R. 1985), donde se generó el análisis del comportamiento de cimentaciones sometidas a esfuerzos de tracción; se utilizaron ensayos realizados sobre suelos residuales de Gneis; los resultados de estos ensayos fueron comparados con resultados obtenidos mediante diferentes metodologías y con la ayuda de un programa computacional de elementos finitos disponible en COPPE desarrollado por Halley Pacheco de Oliveira. Para usar el programa, se generó un retro análisis de los resultados obtenidos en las pruebas; como conclusión se dio que aunque los elementos finitos predicen bien algunos casos de ingeniería, para el caso de cimientos a tensión, los elementos finitos no predicen de una manera correcta el comportamiento suelo - cimiento y tampoco estima la capacidad de carga de los cimientos sometidos a esfuerzos de extracción.

Las pruebas realizadas en esta investigación se componen de la construcción de cuatro zapatas en diferentes tipos de suelos; en la Tabla 6-28 se relaciona la información correspondiente a las dimensiones de cada zapata, profundidad de desplante y propiedades del suelo sobre el que se realizaron los ensayos.

Tabla 6-28. Medidas y parámetros geotécnicos considerados para el cálculo de capacidad de carga.

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)	Peso unitario del concreto γ_c (kgf/cm ³)	Peso unitario del suelo γ (kgf/cm ³)	Cohesión C' (kgf/cm ²)	Angulo de fricción ϕ (grados)
1	B=3,0 L= 3,0	3,0	0.00191	0.00153	0.290	25.9

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)	Peso unitario del concreto γ_c (kgf/cm ³)	Peso unitario del suelo γ (kgf/cm ³)	Cohesión C' (kgf/cm ²)	Angulo de fricción ϕ (grados)
2	B=3,0 L= 3,0	3,0	0.00187	0.00154	0.250	26.5
3	B=2,0 L= 2,0	2,0	0.00189	0.00153	0.325	24.0
4	B=2,5 L= 2,5	2,5	0.00182	0.0153	0.290	25.5

Fuente: Santos, A.P.R. (1985). "Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos".

6.3.2.2. Prueba de carga zapata S-1

Para la prueba realizada y denominada como la zapata S-1, se relaciona en la Tabla 6-29 las dimensiones de cada zapata, profundidad de desplante y propiedades del suelo sobre el que se realizó el ensayo de carga. El tipo de suelo que se utilizó en este ensayo es un suelo residual Gneis.

Tabla 6-29. Dimensiones y parámetros geotécnicos considerados para el cálculo de capacidad de carga.

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)	Peso unitario del concreto γ_c (kgf/cm ³)	Peso unitario del suelo γ (kgf/cm ³)	Cohesión C' (kgf/cm ²)	Angulo de fricción ϕ (grados)
1	B=3,0 L= 3,0	3,0	0.00191	0.00153	0.290	26

Fuente: Santos, A.P.R. (1985). "Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos".

La Figura 6-21 muestra los resultados arrojados para la prueba de carga S-1, donde se indican el desplazamiento y la carga que cada prueba obtuvo al momento de la ejecución. De éstas graficas se obtiene el valor de la carga de falla mediante el criterio de intersección tangente.

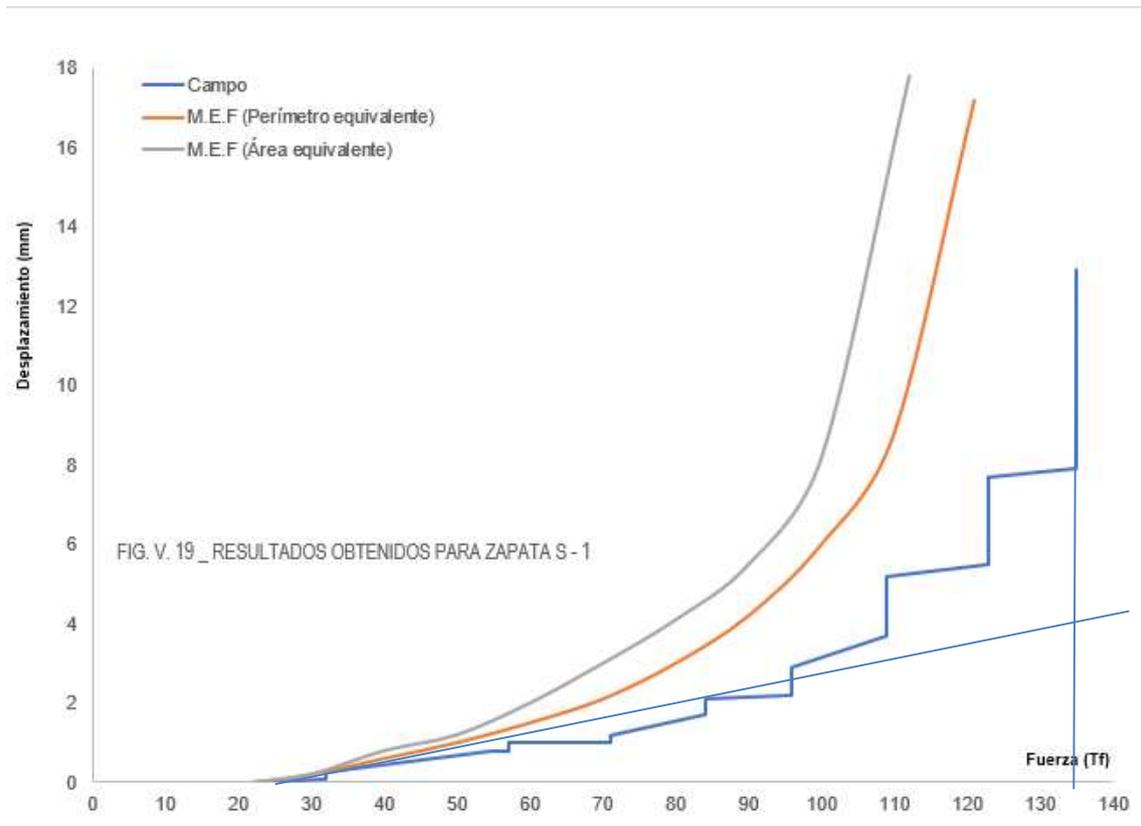


Figura 6-21. Resultados para una zapata S-1.

Fuente: Santos, A.P.R. (1985). "Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos".

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

A continuación (ver Tabla 6-30), se realiza la comparación y análisis del resultado obtenido mediante el método de intersección de tangente y la comparación con los resultados que arrojaron cada una de las metodologías indicadas en el presente documento. Es importante tener en cuenta que se encontrará el análisis para el suelo residual tipo Gneis que fue utilizado como material principal en la prueba.

Tabla 6-30. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 1.

Método	Suelo residual Gneis Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	548.03	0.41
Fricción y cortante	1408.46	1.04
Meyerhof y Adams	1465.68	1.09
Balla	1341.96	0.99
Matsuo	2591.58	1.92
Biarez y Barraud	917.06	0.68
Pruebas de carga	1350.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6-22 se presenta los resultados de cada uno de los métodos evaluados para las condiciones del ensayo de prueba de carga, el suelo residual Gneis tiende a tener un comportamiento granular por lo cual, se puede deducir que de acuerdo a las gráficas mostradas el método que se comporta de una manera similar al valor de la prueba de carga es Balla (Tu método/ Tu prueba de carga 0.99), seguido de Fricción y Cortante (Tu método/ Tu prueba de carga 1.04) y Meyerhof y Adams (Tu método/ Tu prueba de carga 1.09). Adicionalmente, el método que se encuentra alejado del valor de la prueba de carga es el de Matsuo (Tu método/ Tu prueba de carga 1.92).

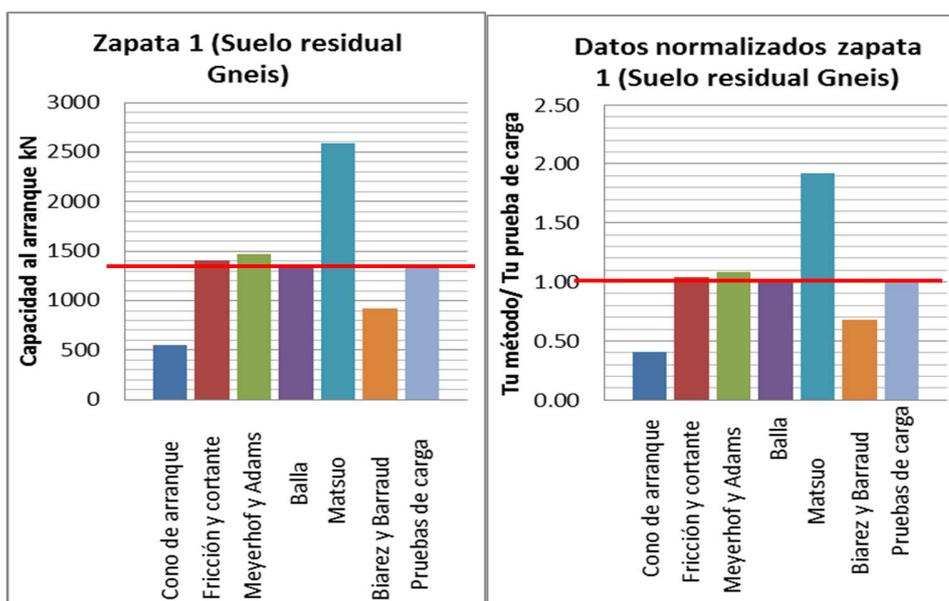


Figura 6-22. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia

6.3.2.1. Prueba de carga zapata S-2

La prueba realizada en esta investigación se compone de la construcción de una zapata sobre un suelo residual Gneis, en la Tabla 6-28 se relaciona la información correspondiente a las dimensiones de la zapata S-2, profundidad de desplante y propiedades del suelo sobre el que se realizaron los ensayos.

Tabla 6-31. Medidas y parámetros geotécnicos considerados para el cálculo de capacidad de carga.

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)	Peso unitario del concreto γ_c (kgf/cm ³)	Peso unitario del suelo γ (kgf/cm ³)	Cohesión C' (kgf/cm ²)	Angulo de fricción ϕ (grados)
2	B=3,0 L= 3,0	3,0	0.00187	0.00154	0.250	27

Fuente: Santos, A.P.R. (1985). "Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos".

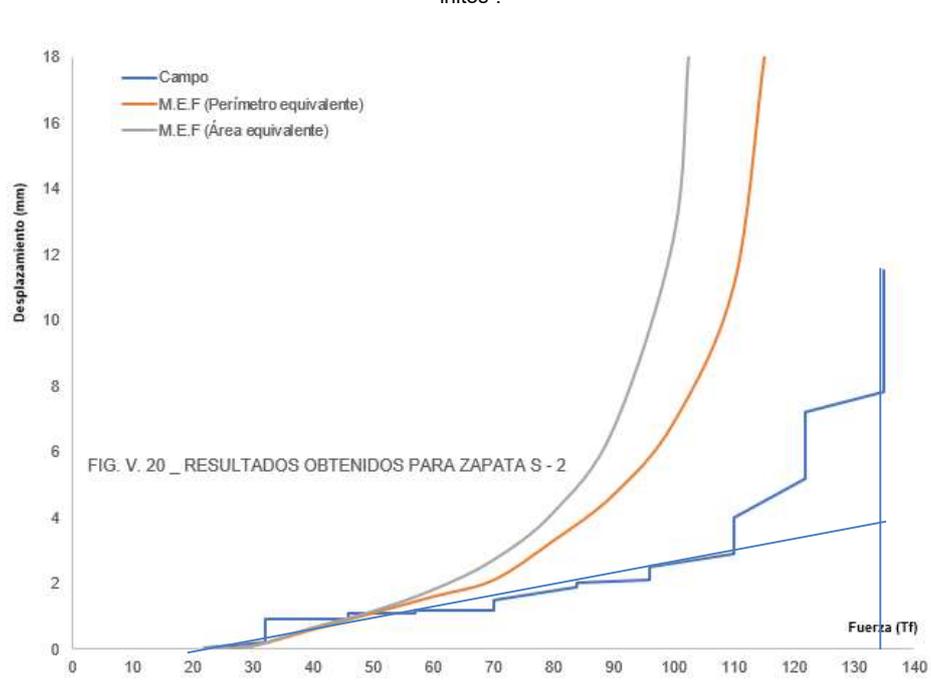


Figura 6-23. Resultados para una zapata S-2.

Fuente: Santos, A.P.R. (1985). "Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos".

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

A continuación (ver Tabla 6-32), se realiza el análisis del resultado obtenido mediante el método de intersección de tangente y la comparación con los resultados que arrojaron cada una de las metodologías indicadas en el presente documento. Es importante tener en cuenta que se encontrará el análisis para el suelo residual Gneis que fue utilizado como material principal en la prueba.

Tabla 6-32. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 2.

Método	Suelo residual Gneis Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	543.31	0.40
Fricción y cortante	1271.50	0.93
Meyerhof y Adams	1336.08	0.98
Balla	1201.07	0.88
Matsuo	2388.81	1.74
Biarez y Barraud	816.77	0.60
Pruebas de carga	1370.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 6-24 muestra los resultados dados por cada método que se evaluó las condiciones que tuvo la prueba de carga realizada, se muestra que los valores más bajos son arrojados por el cono de arranque (Tu método/ Tu prueba de carga 0.40), mientras que Matsuo (Tu método/ Tu prueba de carga 1.74) tiene el valor más alto, por lo cual, se puede concluir que el método más cercanos a la prueba de arranque es Meyerhof y Adams (Tu método/ Tu prueba de carga 0.98).

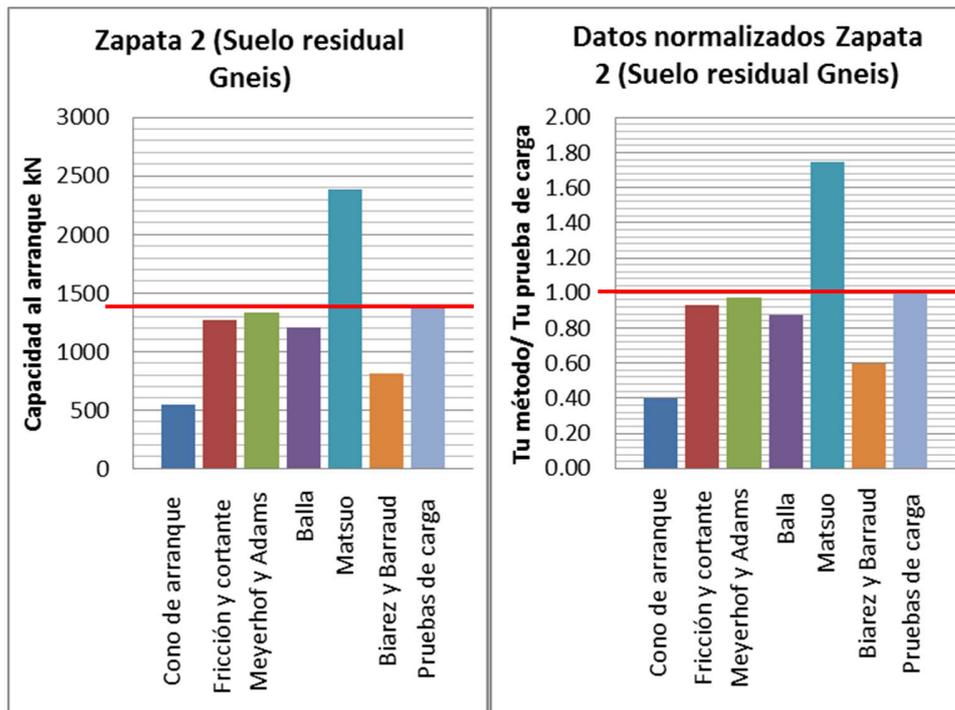


Figura 6-24. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.2.2. Prueba de carga zapata S-3

Las pruebas realizadas en esta investigación se componen de la construcción de cuatro zapatas en diferentes tipos de suelos, en la Tabla 6-33 se relaciona la información correspondiente a las medidas de cada zapata, profundidad de desplante y propiedades del suelo residual tipo Gneis sobre el que se realizaron los ensayos.

Tabla 6-33. Medidas y parámetros geotécnicos considerados para el cálculo de capacidad de carga.

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)	Peso unitario del concreto γ_c (kgf/cm ³)	Peso unitario del suelo γ (kgf/cm ³)	Cohesión C' (kgf/cm ²)	Angulo de fricción ϕ (grados)
3	B=2,0 L= 2,0	2,0	0.00189	0.00153	0.325	24.0

Fuente: Santos, A.P.R. (1985). "Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos initos".

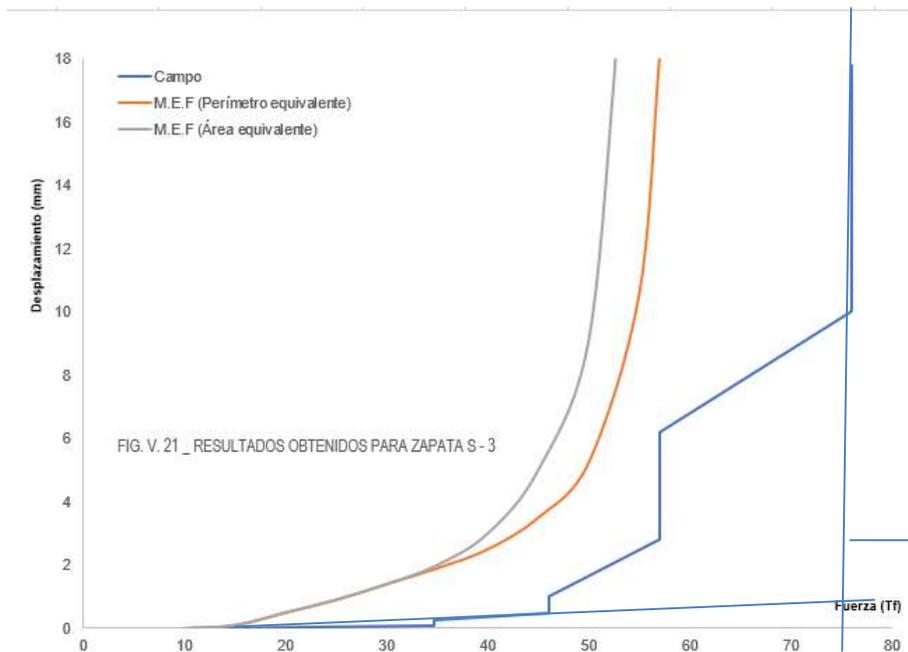


Figura 6-25. Resultados para una zapata S-3.

Fuente: Santos, A.P.R. (1985). "Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos".

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

A continuación (ver Tabla 6-34), se realiza la comparación y análisis del resultado obtenido mediante el método de intersección de tangente y la comparación con los resultados que arrojaron cada una de las metodologías indicadas en el presente documento. Es importante tener en cuenta que se realizará el análisis para el suelo residual Gneis que fue utilizado como material principal en la prueba.

Tabla 6-34. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 3.

Método	Suelo residual Gneis Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	160.39	0.23
Fricción y cortante	704.97	1.02
Meyerhof y Adams	743.28	1.08
Balla	587.75	0.85
Matsuo	1352.74	1.96
Biarez y Barraud	495.67	0.72
Pruebas de carga	690.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6-26, se muestra los resultados de los métodos donde se evaluaron las condiciones en las cuales se realizó la prueba de carga, aquí se demuestra que el cono de arranque da resultados muy bajos con respecto a la prueba de carga, mientras que Matsuo (Tu método/ Tu prueba de carga 1.96) da valores muy elevados. El método de Fricción y arranque (Tu método/ Tu prueba de carga 1.02) da valores cercanos a la prueba de carga realizada.

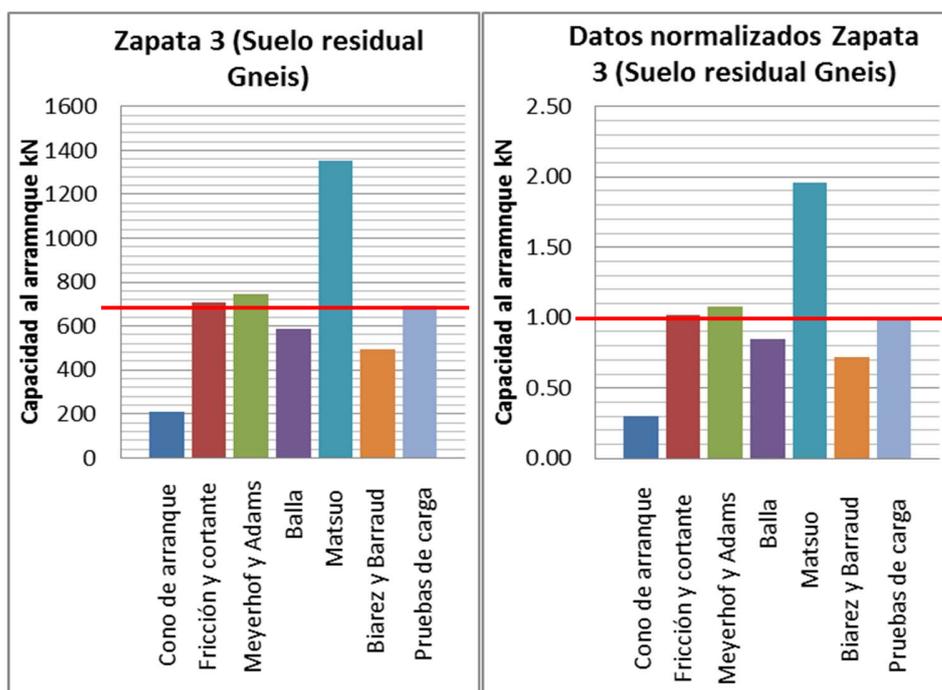


Figura 6-26. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.2.3. Prueba de carga zapata S-4

Las pruebas realizadas en esta investigación se componen de la construcción de cuatro zapatas en diferentes tipos de suelos, en la Tabla 6-35 se relaciona la información correspondiente a las medidas de cada zapata, profundidad de desplante y propiedades del suelo Gneis sobre el que se realizaron los ensayos.

Tabla 6-35. Medidas y parámetros geotécnicos considerados para el cálculo de capacidad de carga de la zapata S-4.

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)	Peso unitario del concreto γ_c (kgf/cm ³)	Peso unitario del suelo γ (kgf/cm ³)	Cohesión C' (kgf/cm ²)	Angulo de fricción ϕ (grados)
4	B=2,5 L= 2,5	2,5	0.00182	0.0153	0.290	26

Fuente: Santos, A.P.R. (1985). "Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos".

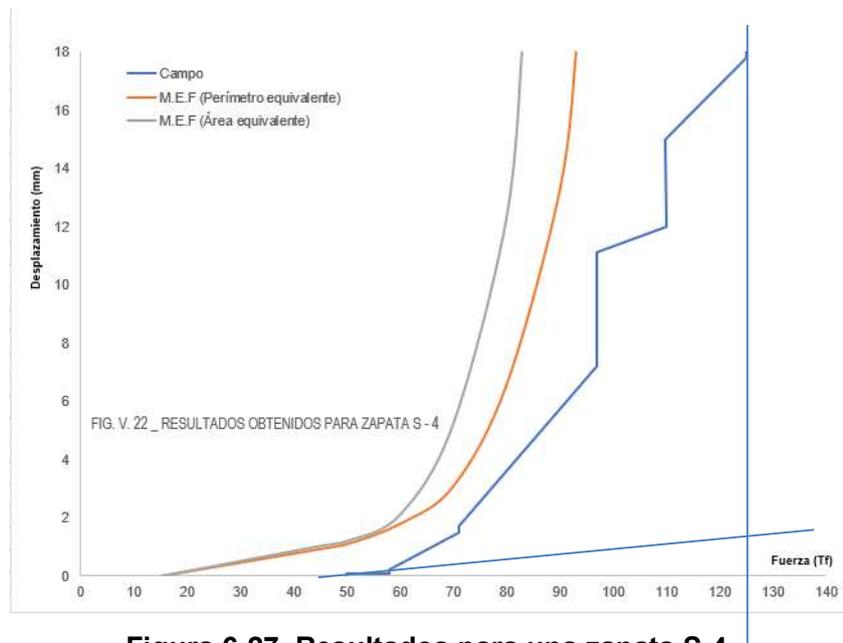


Figura 6-27. Resultados para una zapata S-4.

Fuente: Santos, A.P.R. (1985). "Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos".

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

A continuación (ver Tabla 6-36), se realiza el análisis del resultado obtenido mediante el método de intersección de tangente y la comparación con los resultados que arrojaron cada una de las metodologías indicadas en el presente documento. Es importante tener en cuenta que se realizará el análisis para el suelo Gneis que fue utilizado como material principal en la prueba.

Tabla 6-36. Calculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 4.

Método	Suelo residual Gneis Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	311.00	0.25
Fricción y cortante	440.11	0.35
Meyerhof y Adams	764.07	0.61
Balla	666.33	0.53
Matsuo	1356.61	1.09
Biarez y Barraud	475.34	0.38
Pruebas de carga	1250.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6-28 muestra los resultados dados por cada uno de los métodos a las condiciones que se tuvieron en la prueba de carga, esta grafica muestra que los valores más bajos con respecto a la prueba están dados por el método de cono de arranque (Tu método/ Tu prueba de carga 0.25), contrario a lo que pasa con el método de Matsuo (Tu método/ Tu prueba de carga 1.09) que en esta ocasión puede ser el valor más cercano a la prueba de carga realizada.

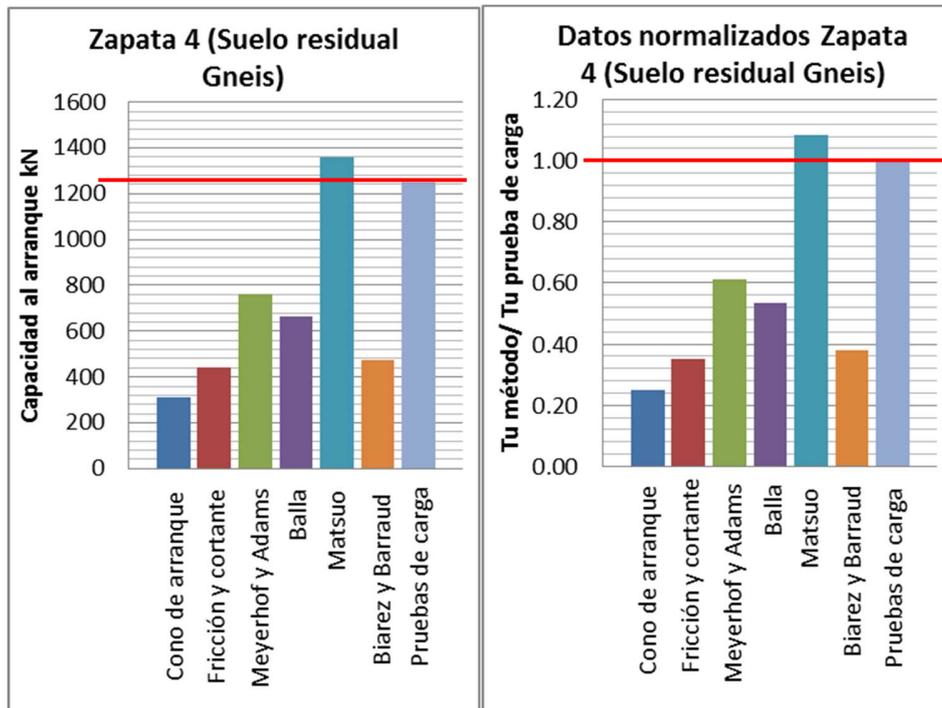


Figura 6-28. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con el ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.3. Capacidad de carga de cimentaciones sometidas a esfuerzos verticales de tracción

6.3.3.1. Generalidades

Para el año 1983 Fernando Artur Brasil Danziger, desarrolló la investigación que tiene como título “Capacidad de carga de cimentaciones sometidas a esfuerzos verticales de tracción” (DANZIGER, F.A.B. 1983) en donde se realizaron varias pruebas de carga de zapatas y pilares en suelos residuales Gneis, en ese documento se realiza una descripción de las pruebas realizadas, caracterización de los materiales y se discuten los resultados. Adicionalmente, se realiza una comparación con diferentes metodologías incluyendo la metodología de Grenoble (Biarez y Barraud), la cual según esta investigación da un comportamiento más cercano a la superficie de falla que se obtiene mediante pruebas de carga.

Tabla 6-37. Medidas de cada zapata.

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)
1	B=3,0 L= 3,0	3,0
2	B=3,0 L= 3,0	3,0
3	B=2,0 L= 2,0	2,0
4	B=2,5 L= 2,5	2,5

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

Tabla 6-38. Ensayos de laboratorio para suelos en casa zapata.

Zapata N°	Muestra N°	PROF (m)	h _L (%)	h _p (%)	I _p (%)	%< #200	γ _s (g/c m ³)	e	Sr (%)	ENSAYO TRIAXIAL CU		Clasificación	
										Cu (kg/c m ²)	φ _u	HRB	UCS
S1	I.A	1.00	NP	NP	NP	43.0	2.61	0.596	72.2	0.90	26°	A-4	SM
S1	I.B	3.00	NP	NP	NP	33.0	2.63	0.590	69.7	0.25	27°	A-2-4	SM
S2	II.A	1.00	53.0	33.0	20.0	49.0	2.58	0.618	74.9	0.25	37°	A-7-5	SC/MH
S2	II.B	3.00	NP	NP	NP	28.0	2.64	0.712	78.6	0.60	29°	A-2-4	SM
S3	III.A	1.00	49.0	33.0	16.0	47.0	2.59	0.671	78.6	0.75	25°	A-7--5	SC/ML-MH
S3	III.B	2.22	NP	NP	NP	39.0	2.65	0.632	75.8	0.75	23°	A-4	SM
S4	IV.A	1.00	59.0	33.0	26.0	52.0	2.58	0.688	74.2	1.25	20°	A-7-5	MH-CH
S4	IV.B	3.00	58.0	35.0	23.0	56.0	2.63	0.808	77.5	0.25	23°	A-7-5	MH-CH

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

En el documento de la investigación se encuentra un perfil en el cual indican cada estructura sobre que tipo de suelo fue cimentada, lo cual permite realizar en este documento el análisis de acuerdo con el tipo de suelo usado en la prueba de carga.

6.3.3.2. Prueba de carga zapata 1

En la prueba de carga realizada para la zapata 1, se tuvieron en cuenta las dimensiones relacionadas en la Tabla 6-39 y en la Figura 6-29.

Tabla 6-39. Medidas de cada zapata.

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)
1	B=3,0 L= 3,0	3,0

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

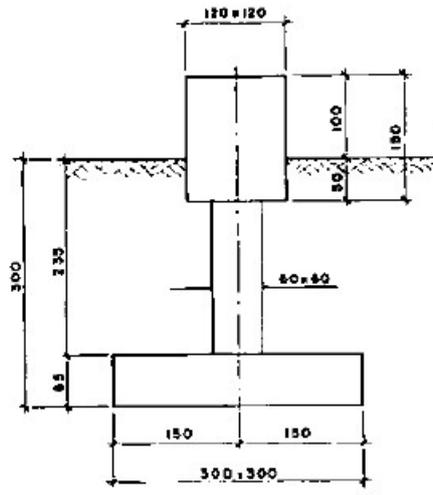


Figura 6-29. Dimensiones Zapata 1.

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

El perfil del terreno donde se construyeron las estructuras, en este caso la Zapata 1, tiene dos tipos de suelo, para la zapata 1 se presentan los parámetros de los suelos encontrados en la Tabla 6-40, aunque la zapata este cimentada sobre el material I.B, la superficie de falla se desarrollará en el material I.A, el cual se clasificó como una arena limosa.

Tabla 6-40. Ensayos de laboratorio para suelos de zapata 1.

Zapata N°	Muestra N°	Profundidad (m)	h _L (%)	h _p (%)	I _p (%)	%< #200	γ _s (g/c m ³)	e	Sr (%)	Ensayo Triaxial CD		Clasificación	
										C' (kg/c m ²)	φ	AAS HTO	UCS
S1	I.A	1.00	NP	NP	NP	43.0	2.61	0.596	72.2	0.90	26°	A-4	SM
S1	I.B	3.00	NP	NP	NP	33.0	2.63	0.590	69.7	0.25	27°	A-2-4	SM

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

En este numeral se presentan las gráficas de desplazamiento – carga que se desarrollaron de acuerdo con las pruebas de carga realizadas para cada una de las zapatas, la carga de falla se determina mediante el método de intersección tangente.

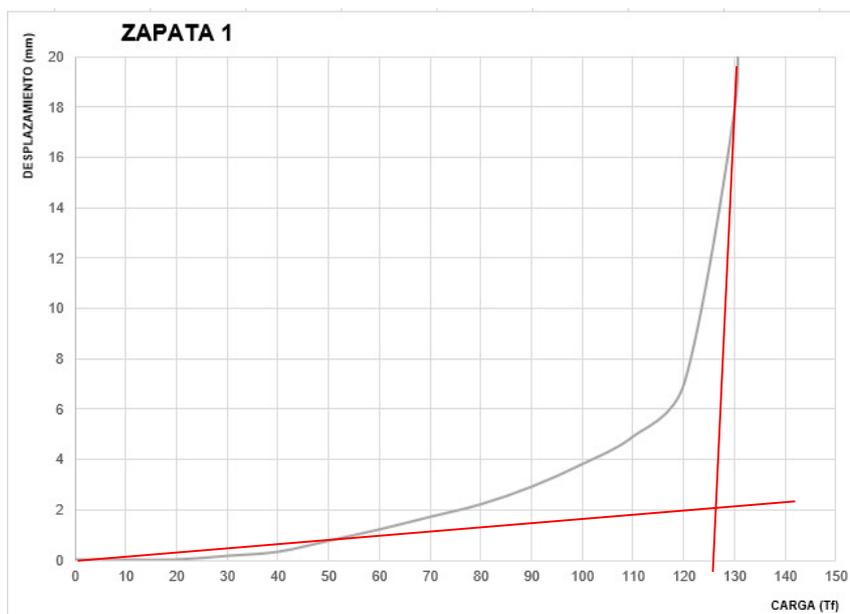


Figura 6-30. Carga por desplazamiento Zapata 1.

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

De acuerdo con la prueba de carga realizada, se generan las gráficas (ver Figura 6-31) donde se comparan los resultados que se calculan con las diferentes metodologías con

respecto al resultado del ensayo ejecutado donde el resultado de carga de falla es leído mediante el método de intersección tangente.

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

Tabla 6-41. Cálculo de resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 1.

Método	Suelo arena limosa Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	605.91	0.47
Fricción y cortante	1681.67	1.31
Meyerhof y Adams	1883.59	1.47
Balla	1457.30	1.14
Matsuo	3637.02	2.84
Biarez y Barraud	1084.80	0.85
Pruebas de carga	1280.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 6-31 muestra los resultados que dan los métodos analizados en este documento en comparación con el valor determinado de la prueba de carga. El valor del cono de arranque es menor ($Tu_{\text{Fricción y Cortante}}/Tu_{\text{Prueba Carga}} = 0.47$) a la prueba de carga, mientras que Matsuo ($Tu_{\text{Fricción y Cortante}}/Tu_{\text{Prueba Carga}} = 2.84$) da el valor más alto; el método que da resultados más cercanos a la prueba de carga es el de Balla ($Tu_{\text{Balla}}/Tu_{\text{Prueba Carga}} = 1.14$), seguido de los métodos de fricción y cortante ($Tu_{\text{Fricción y Cortante}}/Tu_{\text{Prueba Carga}} = 1.31$) y Meyerhof y Adams ($Tu_{\text{Meyerhof y Adams}}/Tu_{\text{Prueba Carga}} = 1.47$).

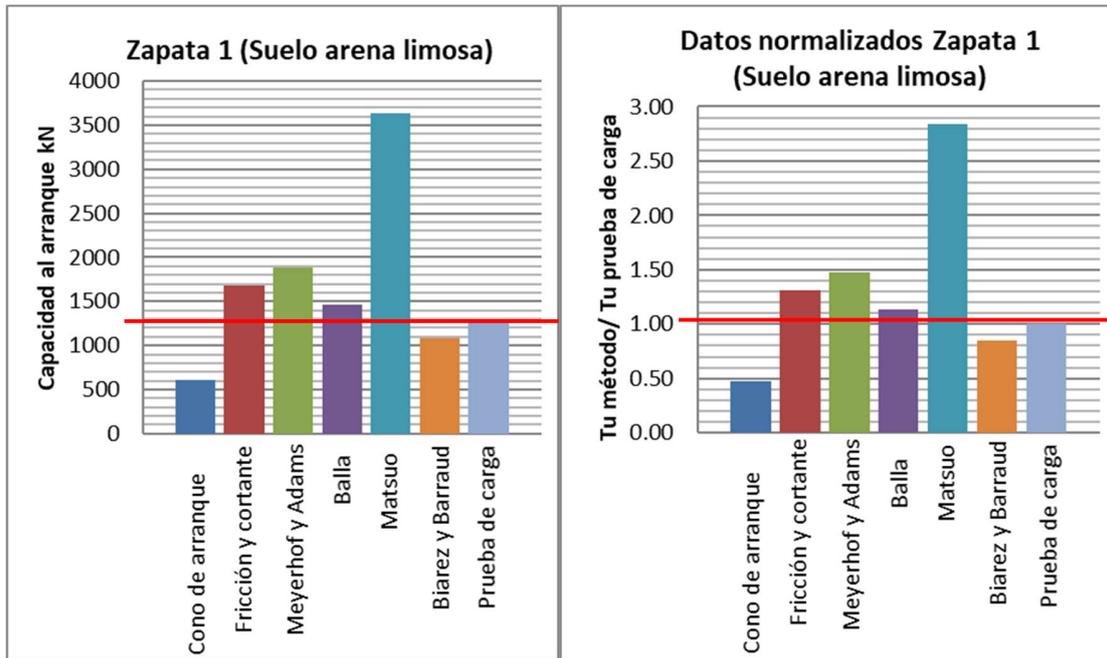


Figura 6-31. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.3.1. Prueba de carga zapata 2

En la prueba de carga realizada para la zapata 2, se tuvieron en cuenta las dimensiones relacionadas en la Tabla 6-42 y en la Figura 6-29.

Tabla 6-42. Medidas de cada zapata 2.

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)
2	B=3,0 L= 3,0	3,0

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

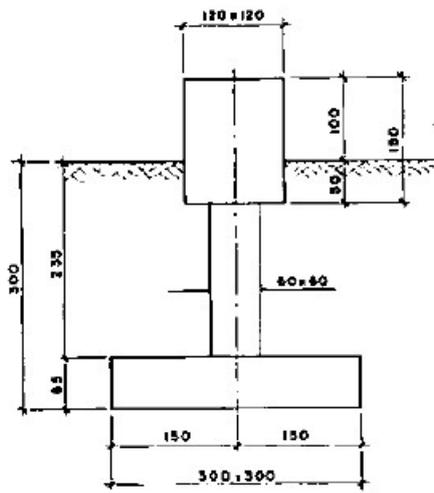


Figura 6-32. Dimensiones Zapata 2.

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

El perfil del terreno donde se construyeron las estructuras, en este caso la Zapata 2, tiene dos tipos de suelo, para la zapata 2 se presentan los parámetros de los suelos encontrados en la Tabla 6-43, aunque la zapata este cimentada sobre el material II.B, la superficie de falla se desarrollará en el material II.A, el cual se clasificó como una arena arcillosa.

Tabla 6-43. Ensayos de laboratorio para suelos de zapata 2.

Zapata N°	Muestra N°	Profundidad (m)	h _L (%)	h _p (%)	I _p (%)	% < #200	γ _s (g/c m ³)	e	Sr (%)	Ensayo Triaxial CD		Clasificación	
										C' (kg/c m ²)	φ	AAS HTO	UCS
S2	II.A	1.00	53.0	33.0	20.0	49.0	2.58	0.618	74.9	0.25	37°	A-7-5	SC
S2	II.B	3.00	NP	NP	NP	28.0	2.64	0.712	78.6	0.60	29°	A-2-4	SM

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

En este numeral se presentan las gráficas de desplazamiento – carga que se desarrollaron de acuerdo con las pruebas de carga realizadas para cada una de las zapatas; la carga de falla se determina mediante el método de intersección tangente.

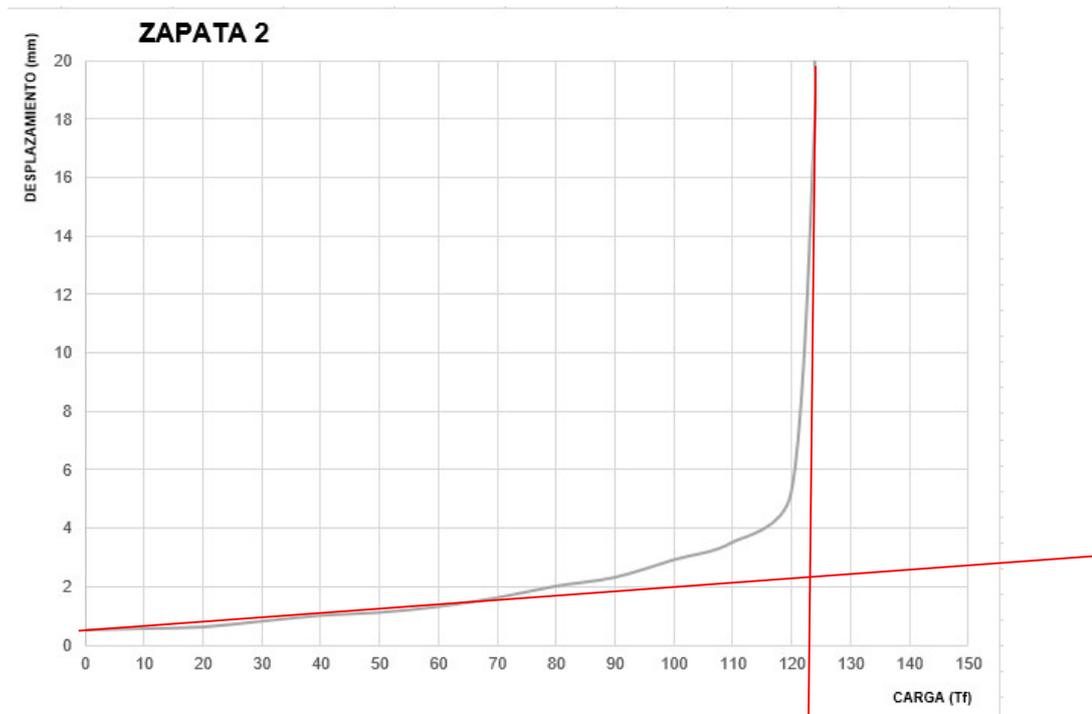


Figura 6-33. Carga por desplazamiento Zapata 2.

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

De acuerdo con la prueba de carga realizada, se generan las gráficas (ver Figura 6-34) donde se comparan los resultados que se calculan con las diferentes metodologías con respecto al resultado del ensayo ejecutado donde el resultado de carga de falla es determinado mediante el método de intersección tangente.

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

Tabla 6-44. Cálculo de la resistencia al arranque para el ensayo de la prueba de carga en la zapata 2.

Método	Suelo arena arcillosa Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	605.91	0.48
Fricción y cortante	1685.43	1.35
Meyerhof y Adams	2207.73	1.77
Balla	1449.43	1.16
Matsuo	4514.53	3.61
Biarez y Barraud	1073.46	0.86
Pruebas de carga	1250.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6-34 se muestran los resultados obtenidos de los métodos con los valores utilizados en la prueba de carga, donde se muestra que el valor de Matsuo (Tu método/ Tu prueba de carga 3.61) sobrepasa hasta tres veces el valor dado en la prueba de carga, mientras que el método de cono de arranque (Tu método/ Tu prueba de carga 0.48) generó valores menores al de la prueba de carga. De esta prueba de carga se puede concluir que el método que tiene un comportamiento similar es el de Balla (Tu método/ Tu prueba de carga 1.16).

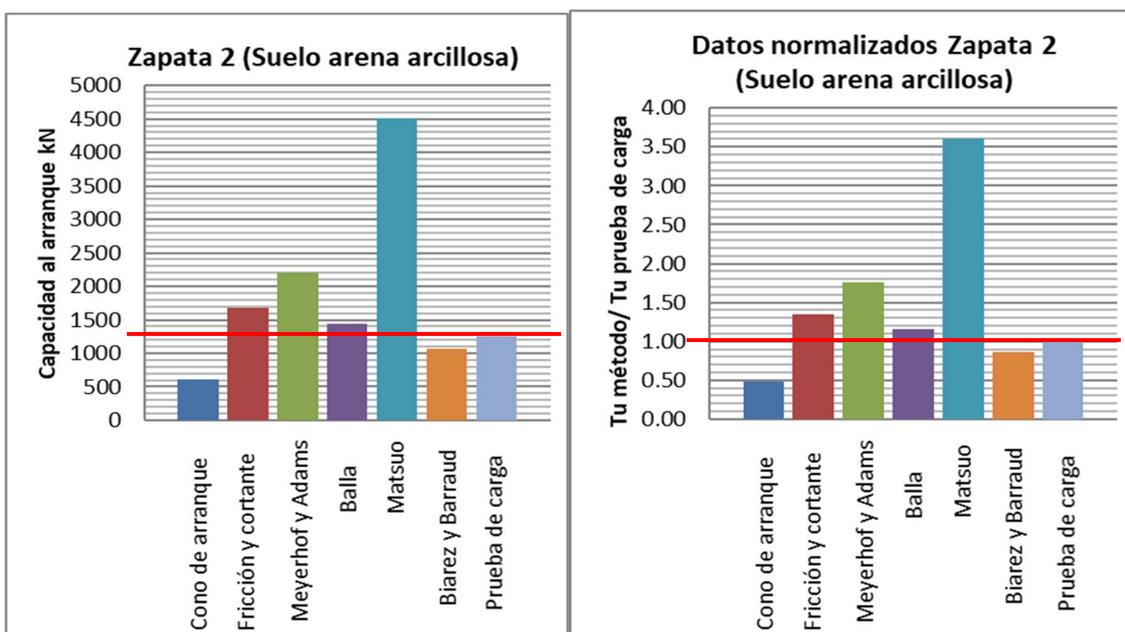


Figura 6-34. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.3.1. Prueba de carga zapata 3

En la prueba de carga realizada para la zapata 3, se tuvieron en cuenta las dimensiones relacionadas en la Tabla 6-45 y en la Figura 6-35.

Tabla 6-45. Dimensiones de la zapata 3.

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)
3	B=2,0 L= 2,0	2,0

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

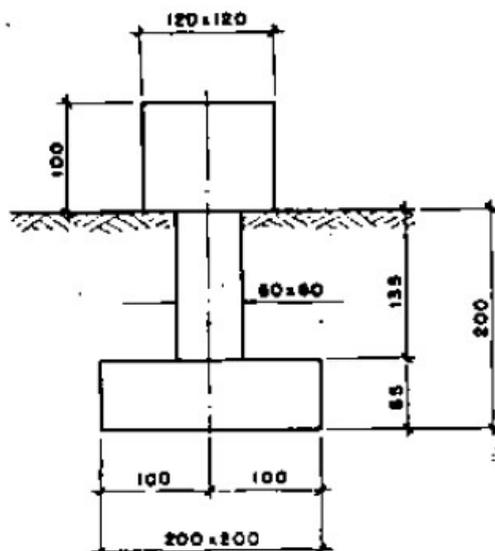


Figura 6-35. Dimensiones de la Zapata 3.

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

El perfil del terreno donde se construyeron las estructuras, en este caso la Zapata 3, tiene dos tipos de suelo; para la zapata 3 se presentan los parámetros de los suelos encontrados en la Tabla 6-46, aunque la zapata este cimentada sobre el material III.B, la superficie de falla se desarrollará en el material III.A, el cual se clasificó como una arena arcillosa.

Tabla 6-46. Ensayos de laboratorio para suelos de zapata 3.

Zapata N°	Muestra N°	Profundidad (m)	h _L (%)	h _p (%)	I _p (%)	%< #200	γ _s (g/c m ³)	e	Sr (%)	Ensayo Triaxial CD		Clasificación	
										C' (kg/c m ²)	φ	AAS HTO	UCS
S3	III.A	1.00	49.0	33.0	16.0	47.0	2.59	0.671	78.6	0.75	25°	A-7--5	SC
S3	III.B	2.22	NP	NP	NP	39.0	2.65	0.632	75.8	0.75	23°	A-4	SM

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

En este numeral se presenta la gráfica de desplazamiento – carga que se desarrolló de acuerdo con la prueba de carga realizada para la zapata 3; la carga de falla es determinada mediante el método de intersección tangente (ver Figura 6-36).

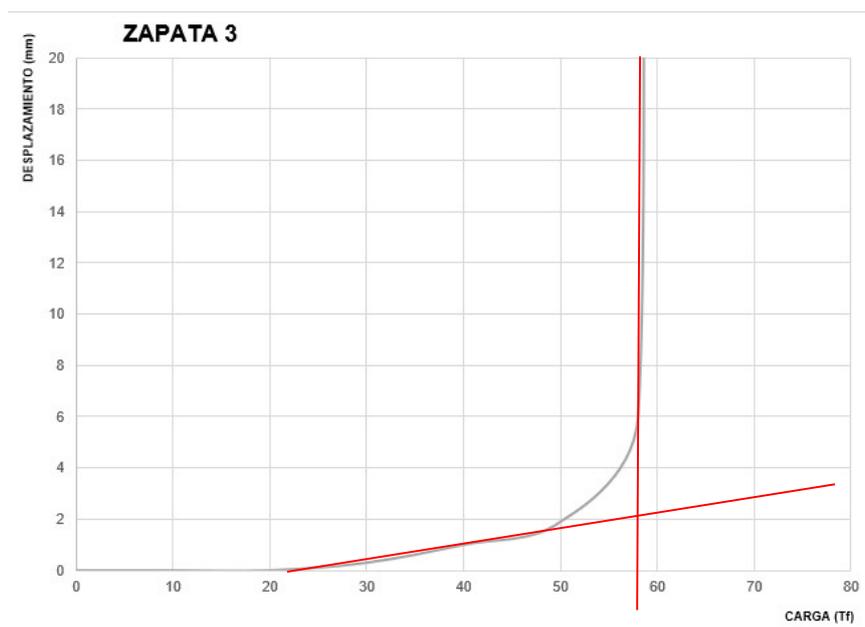


Figura 6-36. Carga por desplazamiento zapata 3.

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

De acuerdo con la prueba de carga realizada, se generan las gráficas (Ver Figura 6-37) donde se comparan los resultados que se calculan con las diferentes metodologías, con

respecto al resultado del ensayo ejecutado donde el resultado de carga de falla es determinado mediante el método de intersección tangente.

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

Tabla 6-47. Cálculo de la resistencia al arranque para el ensayo de carga en la zapata 3.

Método	Suelo arena arcillosa Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	179.53	0.31
Fricción y cortante	1425.72	2.46
Meyerhof y Adams	1473.32	2.54
Balla	1213.49	2.09
Matsuo	2606.72	4.49
Biarez y Barraud	1024.04	1.77
Pruebas de carga	580.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 6-37 presenta los valores arrojados por los métodos que se evaluaron con los parámetros determinados en la prueba de carga, se muestra que los valores más altos son dados por el método de Matsuo (Tu método/ Tu prueba de carga 4.49) este valor sobrepasan hasta tres veces el resultado de la prueba de carga. Como conclusión, se puede indicar que los métodos que se acercan a los valores de la prueba de carga es el Biarez y Barraud (Tu método/ Tu prueba de carga 1.77) y Balla (Tu método/ Tu prueba de carga 2.09).

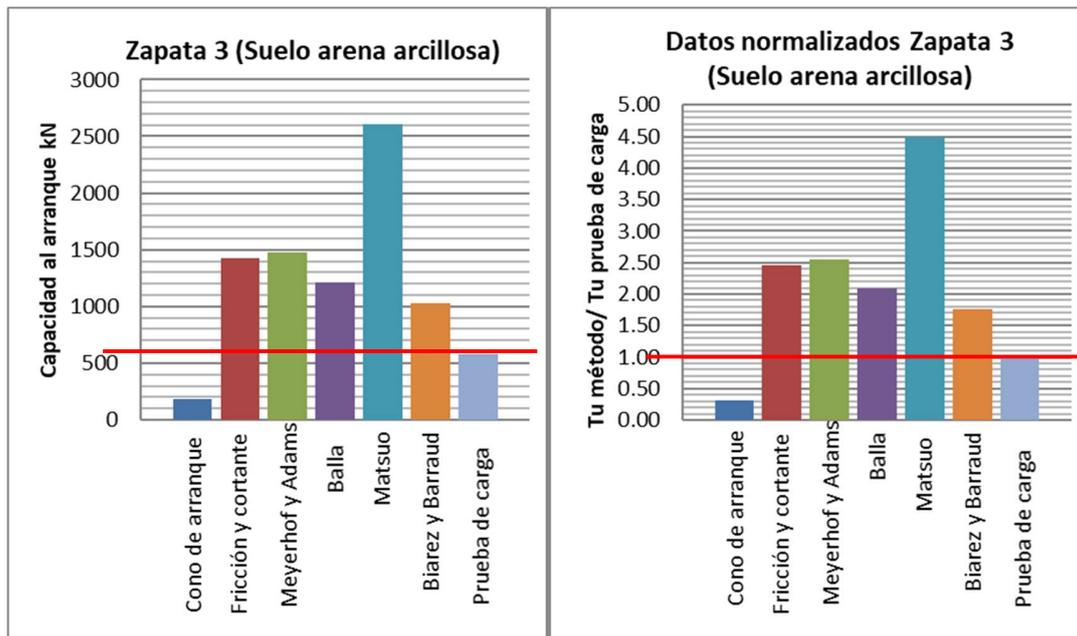


Figura 6-37. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.3.1. Prueba de carga zapata 4

En la prueba de carga realizada para la zapata 4, se tuvieron en cuenta las dimensiones relacionadas en la Tabla 6-48 y en la Figura 6-35.

Tabla 6-48. Dimensiones de la zapata 4.

Zapata	Medidas (m)	Profundidad de desplante (m)
4	B=2,5 L= 2,5	2,5

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

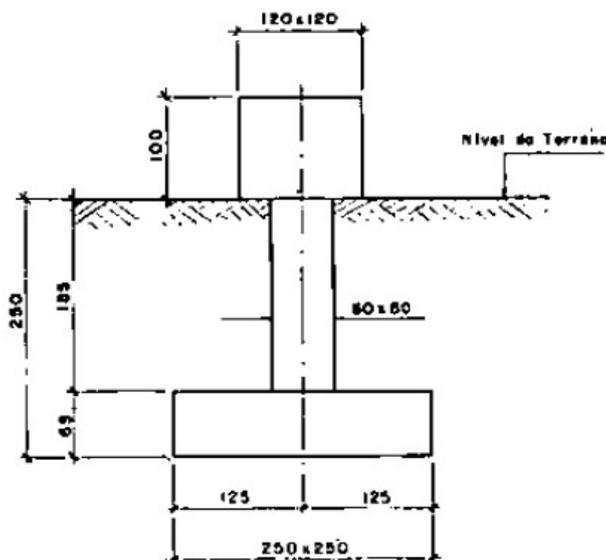


Figura 6-38. Dimensiones de la Zapata 4.

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

El perfil del terreno donde se construyeron las estructuras, en este caso en este caso la Zapata 4, tiene dos tipos de suelo; para la zapata 4 se presentan los parámetros de los suelos encontrados en la Tabla 6-49; aunque la zapata este cimentada sobre el material IV.B, la superficie de falla se desarrollará en el material IV.A, el cual se clasificó como una arena arcillosa.

Tabla 6-49. Ensayos de laboratorio para los suelos de la zapata 4.

Zapata N°	Muestra N°	Profundidad (m)	h _L (%)	h _p (%)	I _p (%)	% < #200	γ _s (g/c m ³)	e	Sr (%)	Ensayo Triaxial CD		Clasificación	
										C' (kg/c m ²)	φ	AAS HTO	UCS
S4	IV.A	1.00	59.0	33.0	26.0	52.0	2.58	0.688	74.2	1.25	20°	A-7-5	MH-CH
S4	IV.B	3.00	58.0	35.0	23.0	56.0	2.63	0.808	77.5	0.25	23°	A-7-5	MH-CH

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

En este numeral se presenta la gráfica de desplazamiento – carga que se desarrolló para la prueba de carga ejecutada sobre la zapata 4; la carga de falla se determinó mediante el método de intersección tangente (ver Figura 6-39).

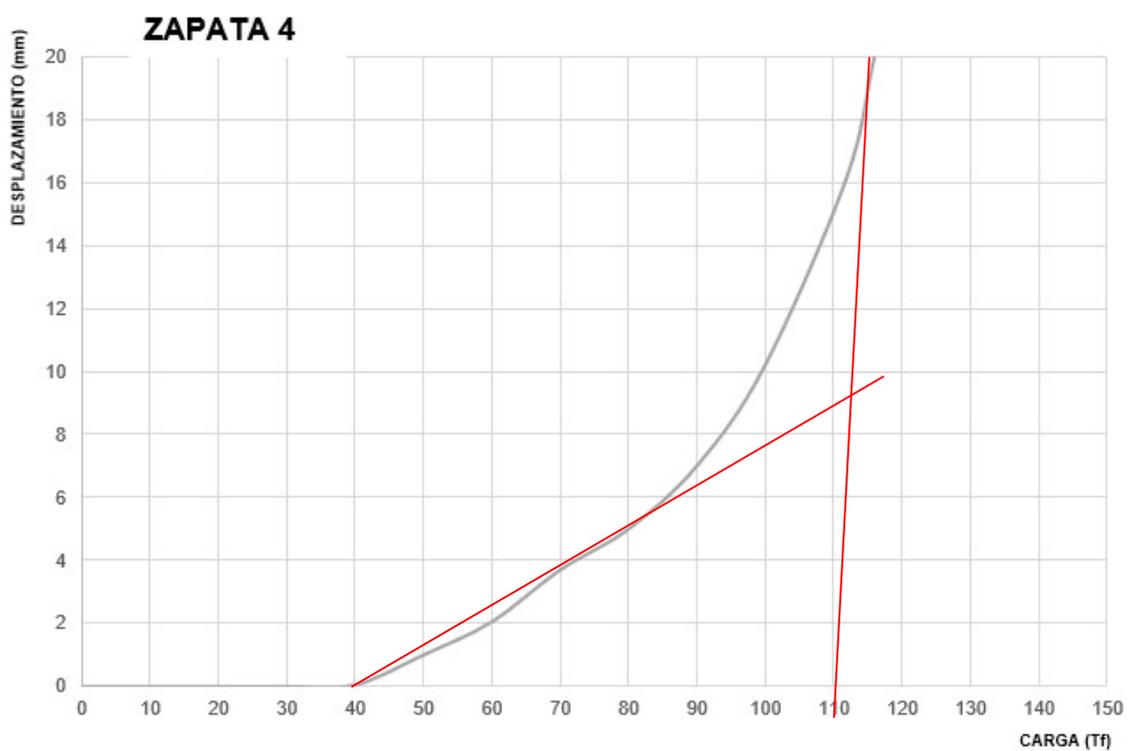


Figura 6-39. Carga por desplazamiento zapata 4.

Fuente: DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.

De acuerdo con la prueba de carga realizada se generan las gráficas (ver Figura 6-40) donde se comparan los resultados que se calculan con las diferentes metodologías con respecto al resultado del ensayo ejecutado donde el resultado de carga es determinado mediante el método de intersección tangente.

Con el fin de generar una comparación entre los resultados de la prueba de carga y las diferentes metodologías de cálculo se genera el desarrollo de las memorias de cálculo con los parámetros encontrados anteriormente, las cuales son presentadas en el ANEXO 2.

Tabla 6-50. Cálculo de la resistencia al arranque para el ensayo de carga sobre la zapata 4.

Método	Suelo arena arcillosa Tu kN	Tu método/ Tu prueba de carga
Cono de arranque	350.64	0.32
Fricción y cortante	417.22	0.38
Meyerhof y Adams	779.51	0.71
Balla	624.53	0.57
Matsuo	1438.55	1.31
Biarez y Barraud	469.11	0.43
Pruebas de carga	1100.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

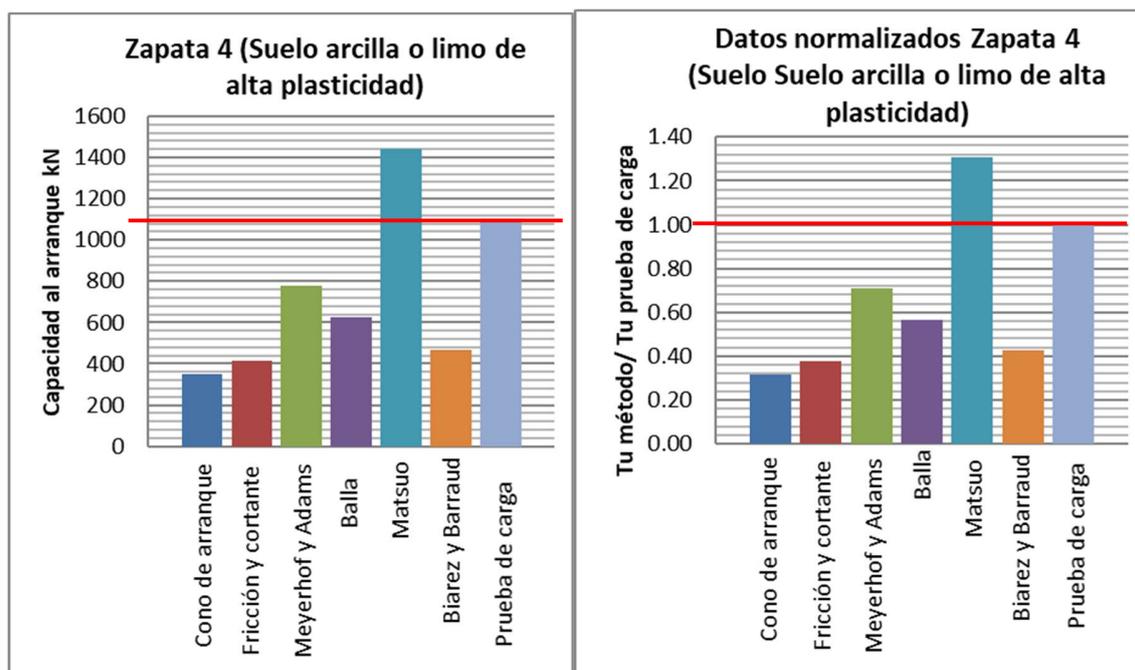


Figura 6-40. Valores de capacidad al arranque de diferentes métodos en comparación con ensayo de carga.

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 6-40 muestra los resultados dados por cada uno de los métodos analizados en esta investigación, según los valores que se emplearon en la prueba de carga, para lo cual, se muestra que el método que da el valor más bajo, con respecto a la prueba de

carga es el método del cono de arranque ($TuCono/TuPruebaCarga = 0.32$), mientras que el método que da un valor cercano a la prueba de carga es el de Matsuo, pero un poco mayor ($TuMatsuo/TuPruebaCarga = 1.31$). El método de Meyerhof y Adams da un valor de $TuMeyerhofyAdams/TuPruebaCarga = 0.71$), un poco menor que el valor de la prueba de carga.

6.4. Conclusiones y recomendaciones

.En las pruebas realizadas en los años inferiores al 2014 no se encuentra explícitamente indicado que normatividad fue tenida en cuenta para la realización de las pruebas.

Con respecto al análisis de la prueba de carga de Frederick Levy en el año 2014, las pruebas de carga fueron realizadas sobre dos materiales principales, el primero de ellos un relleno de arcilla de Londres y el segundo un relleno de material granular tipo 2. Para el relleno de arcilla de Londres fueron ensayadas dos zapatas, las cuales dieron como conclusión que el método que se encuentran más cercanos al valor de la prueba de carga y está en el promedio de resultados es el de Meyerhof y Adams presentando un valor de $TuCono/TuPruebaCarga$ de 0.80. Para el relleno de material granular tipo 2 se tiene como conclusión que en dos de tres pruebas el método que se comportó más cercano al valor de la prueba de carga fue el del Cono de arranque presentando un valor de $TuCono/TuPruebaCarga$ de 0.98.

En este documento es importante destacar que la prueba de carga 4-A zapata 4, la prueba de carga se realizó sobre un material granular y el procedimiento que se siguió fue de acuerdo con la normatividad BS EN61773 DESIGN TEST, donde se tuvieron en cuenta los incrementos de la carga de acuerdo a un porcentaje establecido; en este ensayo se muestra que el método que más parecido se comporta al valor carga de falla de la prueba de carga es el del cono de arranque ($TuCono/TuPruebaCarga$ de 1.04).

La segunda investigación fue desarrollada por Aureo Pinheiro Ruffier dos Santos en Brasil sobre un suelo residual Gneis en 1985; este material tiene un comportamiento similar a un cohesivo y de acuerdo con los parámetros establecidos para cada cimentación, las cargas

de falla están cercanas a los valores dados por las metodologías de Balla el promedio de resultados de (Tu/Tu normalizado promedio es de 0.92), Fricción y Cortante (Tu/Tu normalizado promedio es de 1.00) y Meyerhof y Adams (Tu/Tu normalizado promedio es de 1.05); por otro lado, se puede indicar que la metodología de Matsuo (Tu/Tu normalizado promedio es de 1.68) en la mayoría de casos se encuentra alejada de los resultados de las pruebas de carga, dando valores mayores a los de éstas.

En la última investigación analizada, la cual fue desarrollada por Fernando Artur Brasil Danziger en 1983, se realizaron cuatro pruebas de carga; en tres de ellas las zapatas fueron cimentadas en una arena limosa y en la cuarta, la zapata fue cimentada en un limo o arcilla de alta plasticidad. La comparación de los métodos utilizados en este documento para analizar las cimentaciones sobre el material cohesivo da como resultado que los métodos que predicen de mejor manera la carga de falla son el de Balla (Tu/Tu normalizado promedio es de 1.15), Meyerhof y Adams (Tu/Tu normalizado promedio es de 1.62) y Fricción y Cortante (Tu/Tu normalizado promedio es de 1.33). Siendo el método de Balla el que más se acerca a la unidad cuando se realiza la normalización con el valor de la prueba de carga. Por otro lado, para el suelo tipo de arcilla o limo de alta plasticidad los métodos evaluados dan valores muy conservadores y el que se encuentra más cercano dando un valor normalizado de 0.68 con respecto al valor de la prueba de carga es el de Meyerhof y Adams.

De acuerdo con la comparación realizada según la carga de falla de cada uno de los ensayos de carga a escala natural, se tiene como conclusión general que para los materiales cohesivos las metodologías que mejor predicen la carga de falla son Meyerhof y Adams, Fricción y Cortante y en algunas ocasiones Balla, y para los materiales granulares el método que presenta un mejor comportamiento es el de Cono de arranque.

Por otro lado, la predicción de falla de los métodos de Biarez y Barraud es bajo y Matsuo siempre dieron valores altos, por lo tanto, ambos métodos están alejados de la realidad por lo cual, se consideran que estos dos métodos no deben ser utilizados para predicciones de carga de falla.

Se recomienda realizar pruebas de centrifuga donde se puedan considerar suelos con propiedades mecánicas similares a los suelos de Colombia y este resultado compararlo con las predicciones de las metodologías encontradas a lo largo de este documento.

Capítulo VII

7. Modelación con elementos finitos de zapatas sometidas a cargas de tensión

7.1. Generalidades

En este capítulo se muestra el comportamiento en un programa de elementos finitos con ayuda de una investigación donde se presenta una prueba de carga seleccionada realizada a escala real, donde se utiliza los parámetros encontrados en el documento que se generó para esta prueba, y se realiza la simulación de tres pruebas de carga hasta su valor máximo según las gráficas de desplazamiento – carga, y a las cuales se les analiza la superficie de falla.

7.2. Investigaciones desarrolladas de modelación numérica de zapatas sometidas a tensión

Dentro de los documentos encontrados en este trabajo, se ha visto que en algunas investigaciones donde se realizaron pruebas de carga en escala real, se encuentran algunos análisis mediante elementos finitos.

Por ejemplo, para la investigación realizada por Frederick Levy, como tesis de doctorado en la Universidad de Southampton, quien tituló su trabajo como “*El levantamiento de las cimentaciones de las torres de transmisión de alto voltaje*”. En este documento el autor realizó modelaciones de elementos finitos mediante el programa Oasys safe; las medidas de las zapatas dentro de este programa fueron modificadas ya que el mismo no permitía modelar figuras en 3D; las modelaciones fueron realizadas mediante un modelo constitutivo de suelo lineal isotrópico perfectamente plástico con Mohr Coulomb. Los parámetros tomados para la modelación fueron adquiridos de las pruebas de Cone Penetration Test (CPT), realizadas a lo largo de la investigación.

En las pruebas de carga a gran escala, se construyeron cinco (5) zapatas tipo L4M (Ver Figura 7-1) en el mes de agosto de 2010 y éstas fueron colocadas en varias combinaciones de suelos de relleno y de fundación, a diferentes profundidades de desplante. En la Tabla 7-1, se relaciona la información nombrada anteriormente; por otro

lado, en la Tabla 7-2 se presentan los datos iniciales correspondientes a los parámetros geotécnicos utilizados en cada tipo de suelo que se encuentra en las pruebas de carga.

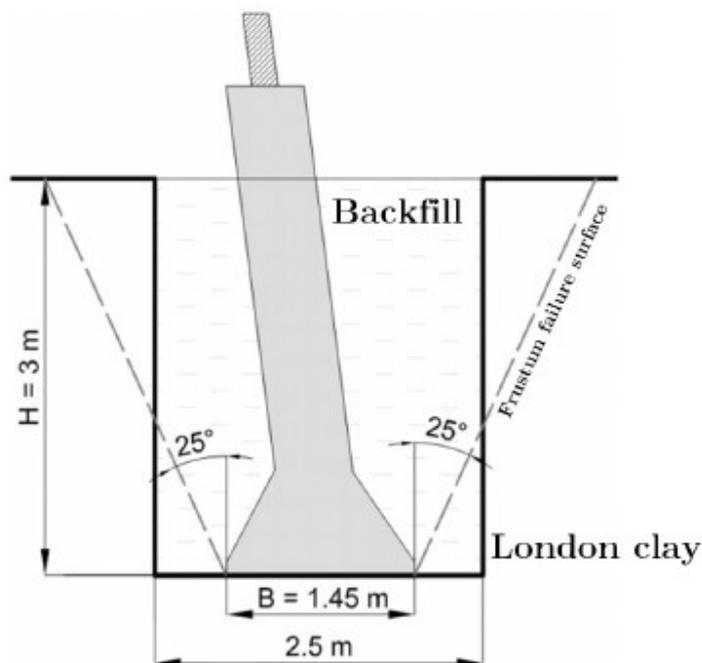


Figura 7-1 Zapata tipo L4M.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

De acuerdo con la especificación BS EN61773 (BSI, 1997), las zapatas que se construyen para ensayos a gran escala deben durar 14 días en fraguado, sin embargo, en este caso pasaron 2 años debido a que el constructor del aparato de carga tuvo algunos inconvenientes en la realización del mismo; esto generó una ventaja en la realización de los ensayos, debido a que por el tiempo transcurrido las zapatas se asemejan a las que se encuentran en uso en líneas de transmisión.

Tabla 7-1. Datos iniciales de las zapatas en las pruebas de carga a gran escala realizadas en el documento.

Zapata	Relleno	Suelo natural	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
1	Arcilla de Londres	Arcilla de Londres	B=1,45 L= 1,45	3019
2	Arcilla de Londres	Arcilla de Londres	B=1,45	3000

Zapata	Relleno	Suelo natural	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
			L= 1,45	
5	Material granular (Tipo 2)	Arcilla de Londres	B=1,45 L= 1,45	3059

B= Ancho
L=Largo

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy – 2014.

Tabla 7-2. Datos de parámetros geotécnicos de las zapatas en las pruebas de carga a gran escala realizadas en el documento.

Material	γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	Su (kPa)	C' (kPa)	Ko
Tipo 2 (Relleno)	16,0	35	0	0	1
Arcilla de Londres (Suelo natural)	19,4	23	80	16	3
Arcilla de Londres (Relleno)	16,7	23	50	10	1

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Dentro de las pruebas realizadas para las zapatas construidas, se generaron pruebas de carga rápida donde la zapata falló hasta que su desplazamiento fue de 150 mm y pruebas de carga de acuerdo con la especificación BS EN61773 (BSI, 1997), donde la zapata se movería con intervalos de 2mm cada minuto hasta completar 10 mm; las pruebas de carga son marcadas como el número de la zapata y la letra A; las pruebas 1A, 2A, 3A y 5A fueron pruebas rápidas y la 4A fue realizada cumpliendo con los parámetros de la especificación BS EN61773 (BSI, 1997). En la Tabla 6-6 se presenta el programa de carga que se tuvo en cuenta en el desarrollo de la investigación de doctorado.

Tabla 7-3. Programa de carga.

Fecha	Zapata	Ensayo	W (mm)	Contacto base
20/07/12	2	2-A	30	Totalmente unido
23/07/12	1	1-A	120	Totalmente unido
24/07/12	5	5-A	115	Totalmente unido

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Sin embargo, en el documento de Frederick Levy solo fueron modeladas las zapatas 1, 2 y 5; la primera modelación corresponde al esfuerzo efectivo, la segunda a esfuerzos totales y la tercera a consolidación. En las modelaciones realizadas se utilizaron parámetros determinados del ensayo realizado en campo (CPT) prueba de penetración de cono, donde en cada caso se manejó el valor mínimo registrado en el ensayo para el tipo de suelo; para la arcilla de Londres algunos parámetros se obtuvieron por medio de bibliografía, donde se presentan pruebas de laboratorio en muestras intactas o pruebas in situ.

Los parámetros utilizados en las modelaciones para los suelos encontrados se relacionan en la Tabla 7-4; las mismas fueron realizadas en el programa OASYS OASYS SAFE, donde utilizaron una malla en forma de cuadrilátero con ocho nodos; los análisis fueron asimétricos debido a que este programa no logra realizar análisis en tres dimensiones; los límites de la malla fueron colocados a 20 m desde el centro de la zapata; el límite vertical se fijó solo permitiendo rotación y ningún desplazamiento.

Tabla 7-4. Parámetros utilizados en modelaciones para los suelos encontrados.

Parámetro	Unidades	Arcilla de Londres	Relleno arcilla	Relleno tipo 2
E'	MPa	121	121	7
E_u	MPa	164	Variado	0
ν'	-	0.1	0.2	0.2
ν_u	-	0.49	-	-
γ	KN/m ³	19.4	16	16
ϕ'	°	23	23	35
C'	kPa	16	10	0
S_u	kPa	80	50	0
K_o	-	3	1	1
K_h	m ² /s	1×10^{-10}	1×10^{-10}	-

Lo anterior generó resultados aceptables donde la carga de falla fue parecida a la de la prueba de carga, a continuación, se relacionan los datos en la Tabla 7-5.

Tabla 7-5. Relación de resultados de pruebas de carga con respecto a los análisis del programa de elementos finitos.

Zapata	Resistencia al arranque (kN)	
	Ensayos de campo	Elementos finitos
1	480	466
2	480	466
5	432	450

7.3. Programa Rock and Soil 3-dimensional analysis program (RS3)

Las siglas del programa fueron definidas de la siguiente manera *RS3 = Rock and Soil 3-dimensional analysis program*, lo cual en español indica que el programa analiza esfuerzos y deformaciones en rocas y suelos en tres dimensiones.

Según la casa de Rocscience, este programa fue diseñado como programa de elementos finitos que permite analizar estructuras geotécnicas en 3D; principalmente se utiliza con el propósito de modelar excavaciones subterráneas; diseño de túneles, y soportes; excavación de superficies; diseños de cimientos; terraplenes; consolidación; infiltración de aguas subterráneas, entre otras cosas.

Este programa contiene una interface que permite al usuario tener mayor comodidad al momento de utilizar sus herramientas; la herramienta más llamativa es la que permite que el modelo se construya con herramientas CAD, o mediante la importación de archivos en 3D como los DXF.

Algunos de los cálculos que permite realizar este programa son, por ejemplo, desplazamientos, presión de agua de poros, esfuerzos, deformaciones y vectores de flujo; los resultados e imágenes pueden exportarse y personalizarse para presentaciones de informes.

7.4. Modelación numérica con el programa RS3

Para realizar la modelación de las pruebas de carga, inicialmente se debe realizar la recopilación de parámetros que el programa solicita para generar las modelaciones adecuadamente; los parámetros solicitados son el criterio de falla y la rigidez, según el criterio de falla seleccionado se deberá indicar la resistencia del material.

En la modelación de las pruebas de carga seleccionadas, se generará una serie de evaluaciones de los parámetros del suelo, mediante diferentes correlaciones, lo cual permitirá generar el criterio de redundancia, el cual se aplica en el área de la geotecnia.

La redundancia es definida como la práctica que permite tener varias opciones de soluciones y escoger la que se considere más adecuada; en este caso se realizará el uso de diferentes correlaciones que permitirán determinar los valores de resistencia y rigidez de cada material, según los ensayos que se realizaron en el documento de la prueba de carga.

En el documento de Frederick Levy, se encuentran cinco pruebas de carga en donde se construyeron 5 zapatas sobre diferentes materiales; para evaluar los parámetros de los materiales se realizaron 5 ensayos de CPT y se tomaron parámetros del texto de Butcher et al. (2008), donde se encuentran valores CPTs para la arcilla de Londres.

La ubicación de la exploración para las tres zapatas a analizar que se realizaron en el trabajo de doctorado de Frederick Levy, se muestra a continuación:

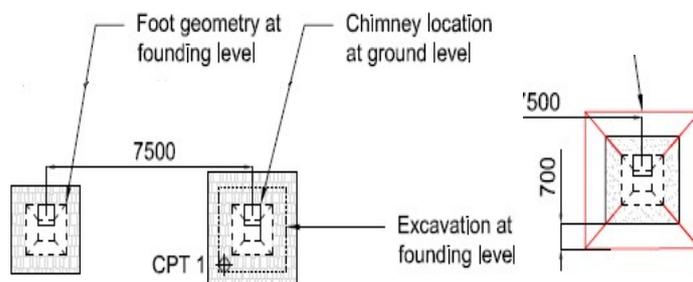


Figura 7-2 Localización de zapatas y ensayos CPT.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Dentro de este estudio se presentaron dos tipos de materiales, el primero es la arcilla de Londres y el segundo, un relleno tipo 2. Para la arcilla de Londres los parámetros fueron tomados de diferentes investigaciones realizadas en este tipo de suelo, mientras que para el relleno tipo 2 son tomados los valores que se presentaron en campo en los ensayos de CPT.

Las zapatas construidas para la investigación realizada fueron cinco, en cada una de ellas se presentó una predominancia de material; en la Tabla 7-6 se presenta el tipo de material en cada una de ellas.

Tabla 7-6. Tipo de material de suelo en cada zapata construida.

Zapata	Relleno	Base	Df (m)
1	Arcilla de Londres	Arcilla de Londres	3.0
2	Arcilla de Londres	Arcilla de Londres	3.0
5	Material relleno granular (Tipo 2)	Arcilla de Londres	3.1

Para la arcilla de Londres, se utilizaron investigaciones de diferentes autores, entre ellos se puede encontrar Crilly et al. (1992), quien tiene valores de pruebas índices de los primeros 6 metros, de igual forma Butcher et al, 2008 indican que la resistencia al corte no drenada (en pruebas de mediciones de CPT calibradas usando triaxial no consolidado no drenado) a nivel del terreno puede ser de 10 kPa y a medida que aumenta la profundidad casi a los 10 m el valor puede ser de 150 kPa. En la Tabla 7-7 se presentan los datos iniciales del material arcilla de Londres.

Tabla 7-7. Datos iniciales de zapatas en pruebas de carga a gran escala, realizadas en el documento para la arcilla de Londres.

Property	Value
Límite líquido (%)	88
Límite plástico (%)	25
Índice de plasticidad (%)	63
Gravedad específica	2.75

Property	Value
Fracción fina ($\leq 2\mu\text{m}$)%	62
Void ratio during 1-D compression	0.93 ($\sigma_v' = 80 \text{ kPa}$)
	0.86 ($\sigma_v' = 2000 \text{ kPa}$)
Water content	29%

Fuente: (Crilly et al., 1992; Butcher et al., 2008).

Adicionalmente, se expresa que Viggiani y Atkinson (1995) realizaron pruebas in situ en los años de 1989 y 1990, produciendo valores de módulo de corte de deformación pequeña (G_0) entre 5 MPa y 30 MPa. Por otro lado, Butcher y Powell 1996, efectuaron ensayos de ondas de corte y realizaron la comparación de los resultados de ensayos de ondas Rayleigh, Down Hole, y Cross Hole; los resultados pueden ser apreciados en la Figura 7-3.

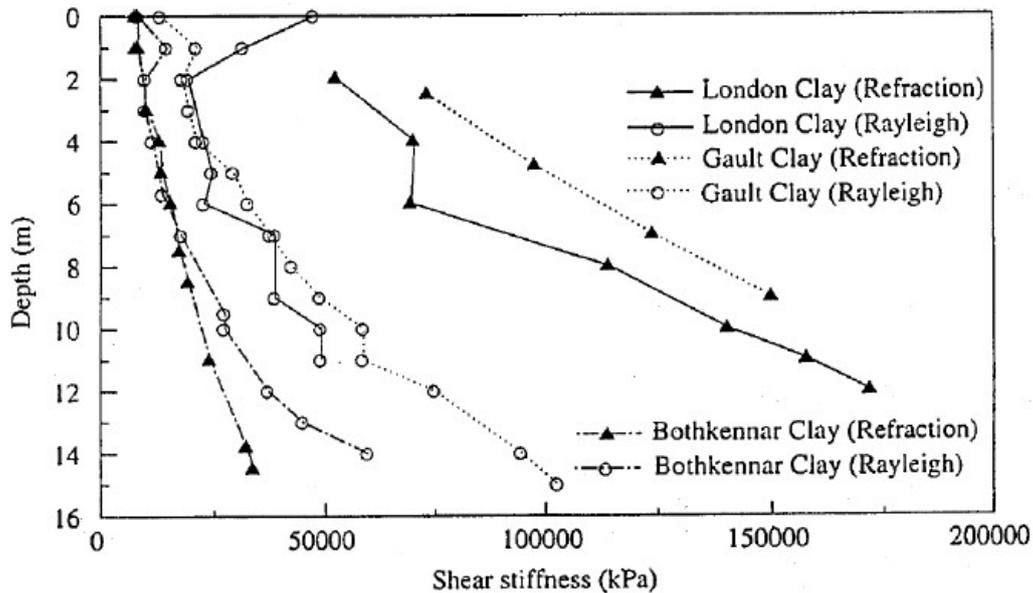


Figura 7-3 Mediciones geofísicas de la rigidez del suelo.

Fuente: Butcher and Powell, 1991.

Tabla 7-8. Datos tomados de la gráfica de Butcher and Powell, 1991 para la arcilla de Londres. (módulo de corte de deformación pequeña (G0) y drenado)

Profundidad	E' kPa	
	Refracción	Rayleigh
0	N/A	50000
2	50000	20000
4	75000	25000
6	75000	25000
8	112500	75000
10	137500	50000

Fuente: Elaboración propia

Como se indicó anteriormente, el proyecto realizado por Federick Levy desarrolló 5 ensayos CPT; el peso unitario de la arcilla de Londres in situ incrementa ligeramente desde 19,1 kN/m³ a 19,8 kN/m³, a partir de los 3 m hasta los 10 m, mientras que el peso unitario tiene un valor de 16 kN/m³ y 16,7 kN/m³ para el relleno tipo 2 y la arcilla de relleno, respectivamente. En la Tabla 7-9 se presenta el resumen del perfil encontrado, de acuerdo con los ensayos de CPT realizados.

Tabla 7-9. Resumen de perfil CPT realizados en cercanías a las pruebas de carga de las zapatas 1, 2 y 5.

CPT	Profundidad (m)	Material	Estado
1	0 – 3	Arcilla Londres	Relleno
	3 – 10	Arcilla Londres	In situ
2	0 – 3	Relleno Tipo 2	Relleno
	3 – 10	Arcilla Londres	In situ
3	0 - 10	Arcilla Londres	In situ

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations – Frederick.

En la Figura 7-4 y la Tabla 7-10 se presentan los resultados de resistencia final de CPT corregida (qt), dados para cada uno de los ensayos de CPT realizados.

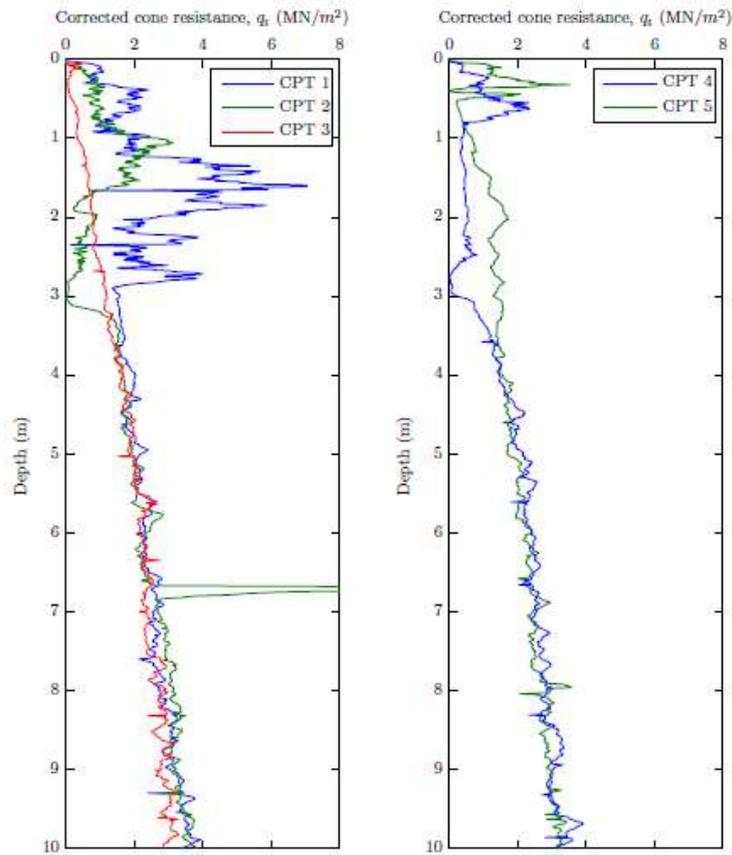


Figura 7-4 Resistencia de cono corregida con profundidad.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations – Frederick.

Tabla 7-10. Resumen de valores q_t (MN/m²).

Profundidad	q_t (MN/m ²)				
	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5
0	0,00	NA	0,00	NA	0,00
2	1,80	NA	1,00	NA	1,80
4	2,00	1,80	1,80	1,80	1,80
6	2,50	2,10	2,00	2,10	2,10
8	3,00	3,00	3,00	3,00	3,80
10	3,80	3,80	3,00	3,80	3,00

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 7-5 y en la Tabla 7-11 se muestra los resultados del CPT 2 y CPT4 con respecto al valor del módulo de rigidez de pequeña deformación drenado, para el relleno Tipo 2.

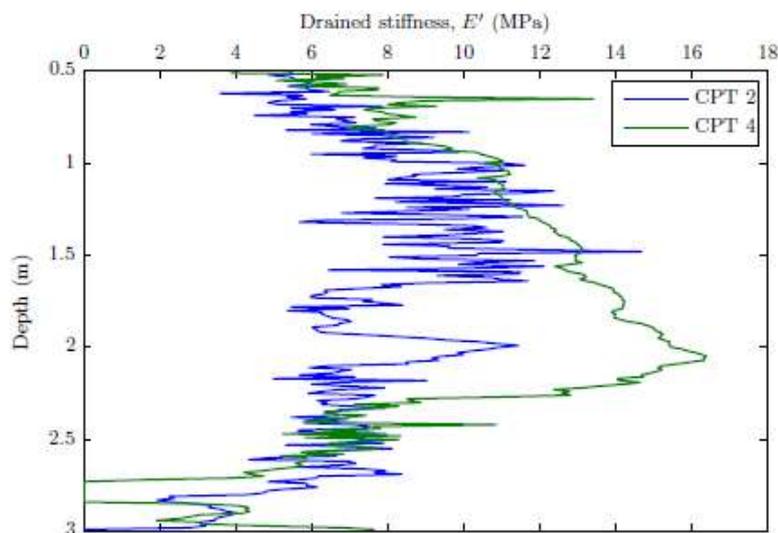


Figura 7-5 Rigidez de pequeña deformación drenado para el relleno tipo 2.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations – Frederick.

Tabla 7-11. Valores de módulo de rigidez de pequeña deformación drenado para ensayos CPT2 y CPT4, para el relleno tipo 2.

Profundidad	E' kPa	
	CPT2	CPT4
0,5	5500	4000
1,0	11500	11000
1,5	14500	13000
2,0	10000	15000
2,5	8000	9000
3,0	0	7500

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 7-12 se presentan los datos de la investigación realizada por Frederick en donde presentan los valores de resistencia determinados para cada tipo de suelo encontrado en la exploración del subsuelo donde se realizaron las pruebas de carga a gran escala.

Tabla 7-12. Datos iniciales de tipos de suelos encontrados en las zapatas en las pruebas de carga a gran escala realizadas en el documento de Federick.

Material	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	Su (kPa)	C' (kPa)	Ko
Tipo 2 (Relleno)	16,0	35	0	0	1
London Clay (Base)	19,4	23	80	16	3
London Clay (Relleno)	16,7	23	50	10	1

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations – Frederick.

7.4.1. Zapata No. 1

En la Tabla 7-13 se presentan los datos de medidas y tipos de suelo para la zapata 1 y en la Tabla 7-14 se presentan los valores que serán utilizados en la modelación para los parámetros de resistencia y de deformación los cuales pertenecen a los encontrados dentro del documento de investigación de Frederick.

Tabla 7-13. Datos iniciales de la Zapata No. 1 en prueba de carga a gran escala realizada en el documento de Federick.

Zapata	Relleno	Base	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
1	Arcilla de Londres	Arcilla de Londres	B=1,45 L= 1,45	3019

B= Ancho

L=Largo

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations – Frederick.

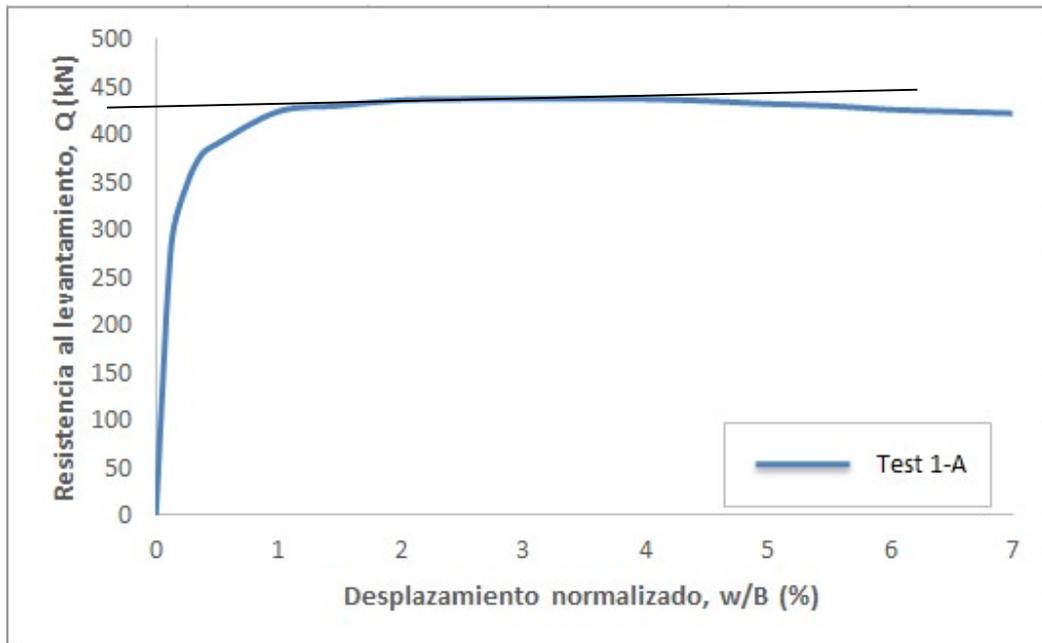


Figura 7-6. Curva carga (440 kN)– desplazamiento para la prueba 1-A (relleno de arcilla).

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Tabla 7-14. Datos para modelación de zapata 1.

Zapata No.	1
Material de relleno	Arcilla de Londres
Material de base	Arcilla de Londres
Medidas (m)	B (Ancho) = 1,45 L (Largo) = 1,45
Profundidad de desplante (m)	3,019
Parámetros del concreto	C (kPa)= 10500* γ (kN/m ³) = 24 $\nu' = 0.2$ E' (kPa)= 21589326**
Parámetros de resistencia para material de relleno	C (kPa)= 10 ϕ (°) = 23 γ (kN/m ³) = 16,7 $\nu' = 0.2$ E' (kPa)= 2500
Parámetros de resistencia para material arcilla de Londres	C (kPa)= 16 ϕ (°) = 23

	γ (kN/m ³) = 19,4 ν ' = 0.49 E ' (kPa) = 121000
Carga de falla (KN)	440
Desplazamiento correspondiente a la falla de carga W (m)	0.12

*El valor de cohesión para el concreto está dado por la resistencia a la compresión del concreto de 21 MPa dividido por dos

**El valor de módulo de elasticidad para el concreto es calculado de acuerdo a $4700 * \sqrt{f_c}$ kPa

Para ejecutar la modelación se estableció inicialmente las restricción del modelo donde la superficie se encuentra libre (tiene movimiento en X,Y y Z), y para las caras del suelo se restringe el movimiento en X y Y, por último, para el suelo que queda en la parte inferior se restringe todas las tres direcciones, la malla adoptada fue de cuatro nodos (tetraedro), la precisión escogida fue de 0.001, el estimativo inicial del factor de reducción de fuerza adoptado es de 1 y el máximo de iteraciones escogido es de 500.

Las propiedades de los materiales fueron introducidas según lo indicado en la tabla anterior, para el material de relleno y la arcilla se indicó que su comportamiento es plástico por lo cual, el programa solicitó parámetros de resistencia residuales siendo éstos del 80% de los valores iniciales. Por otro lado, para el material del concreto se establece que el mismo es un material elástico. Adicionalmente, para la carga inicial del elemento se modelaron los materiales con el esfuerzo de campo.

Dentro de las modelaciones realizadas se tienen resultados de desplazamiento, con el fin de realizar una comparación de valores se generaron diferentes escenarios donde se varió la carga desde cero hasta 476 KN.

En la Figura 7-7 se presenta la gráfica carga vs desplazamiento donde se muestra que para la carga de 440 KN indicada como máxima en el ensayo de carga real tenemos un desplazamiento de 0.12 metros; la modelación mediante el programa RS3 con los parámetros iniciales del documento se presenta con la línea de color verde, esta línea muestra un comportamiento elástico muy parecido a la prueba de carga y la carga de falla

es de 300 kN; después de una carga de 300 kN la curva elástica empieza a alejarse de la curva de comparación, al mismo tiempo que al ir aumentando la carga la misma no presenta una plasticidad adecuada que permita ser cercana a la de la prueba en escala natural.

Debido a lo anterior, se realiza un análisis de sensibilidad donde fueron variados los parámetros de cohesión 5, 10 y 15 kN/m² en el relleno y el material in situ tuvo modificaciones en su módulo de elasticidad el cual paso hacer de 15.000 KPa y una relación de Poisson de 0.35; cómo resultado se obtuvo que el parámetro que más se ajustaba a la curva de la prueba de carga en escala real es la variación de la cohesión a 15 kN/m² donde el desplazamiento máximo es 0.018 m.

Según el método de intersección tangente para la curva carga – desplazamiento del análisis de sensibilidad paramétrico la carga máxima seguiría siendo 440 kN, la misma que se lee para el ensayo de carga natural, lo que explica que al momento de aumentar la cohesión en el suelo y modificar los parámetros en el material in situ, haciendo este menos rígido, la misma presenta un acercamiento a la curva y predice la misma carga de la prueba a escala natural.

Lo anterior, indica que el suelo in situ cuenta con parámetros altos que lo hacen comportarse de manera rígida sin permitir que dentro de el se generen deformaciones ocasionando que estas se den solamente en el material de relleno que para este caso es una arcilla, debido a la variación generada en el material in situ, el material de relleno arcilla debió tener al mismo tiempo un aumento en su resistencia para asemejarse a la curva de la prueba.

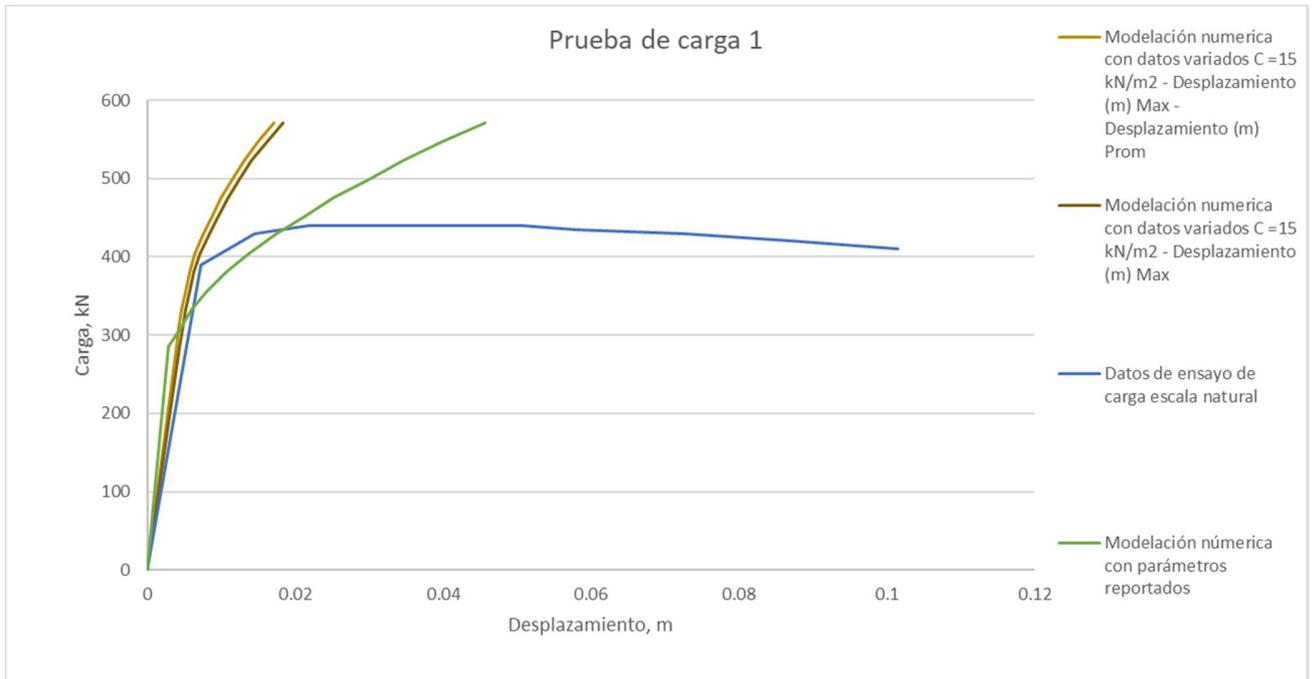
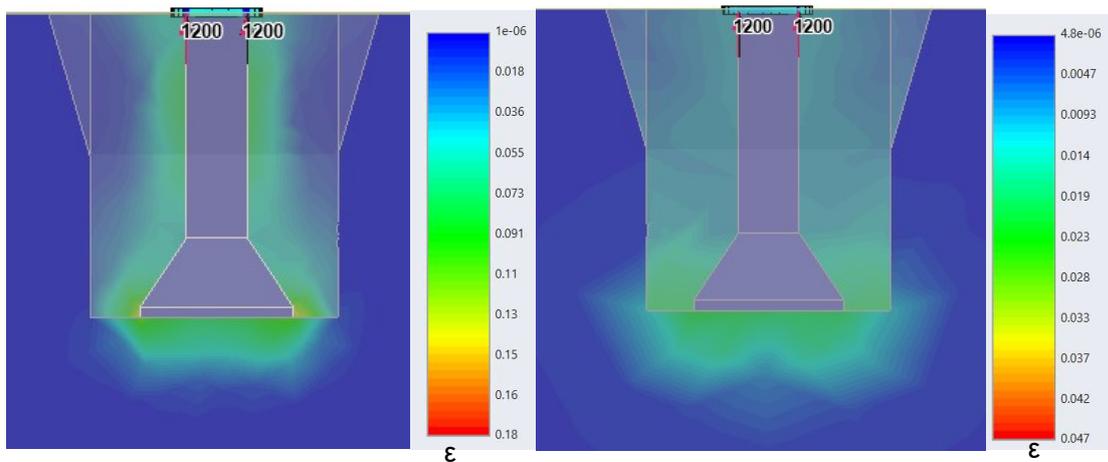


Figura 7-7. Gráfica carga vs desplazamiento.

Adicionalmente, de acuerdo a que el análisis de sensibilidad es apropiado cómo se muestra en la gráfica anterior, en la Figura 7-8 se muestra la superficie de falla para el esfuerzo de 1200 kN/m² donde se muestra que la superficie de falla de la izquierda es muy parecida a la que presenta el método de fricción y cortante; mientras, que cuando se realiza el análisis de sensibilidad de los parámetros, se selecciona el que más se acerca a la curva carga – desplazamiento la superficie de falla cambia y tiende a parecerse a la metodología de Biarez y Barraud para el tipo de suelo 2.



Deformación Deformación

Figura 7-8. Vista del programa de la superficie de falla para el esfuerzo de 1200 kN/m² (378,45 kN) (izquierda parámetros iniciales de prueba de carga – derecha resultado de análisis de sensibilidad de parámetros)

Según lo expuesto anteriormente, se logra concluir que el programa de elementos finitos utilizado RS3 presenta presentar curvas carga – desplazamiento muy cercanas a las generadas por el ensayo de carga a escala natural y la superficie de falla que muestra coincide con el método de Fricción y Cortante, el cual presenta un buen comportamiento en los materiales cohesivos.

7.4.2. Zapata No. 2

En la Tabla 7-15 se presentan los datos de medidas y tipos de suelo para la zapata 2 y en la Tabla 7-16 se presentan los valores que serán utilizados en la modelación para los parámetros de resistencia y de deformación los cuales pertenecen a los encontrados dentro del documento de investigación de Frederick.

Tabla 7-15. Datos iniciales de la Zapata No. 2 en prueba de carga a gran escala realizada en el documento de Frederick.

Zapata	Relleno	Base	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
2	Arcilla Londres	Arcilla Londres	B=1,45 L= 1,45	3000

B= Ancho

L=Largo

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations – Frederick.

En la Figura 7-9 se presenta la curva carga – desplazamiento para el ensayo 2-A, con el cual se realizará la comparación de los resultados obtenidos por medio del programa RS3.

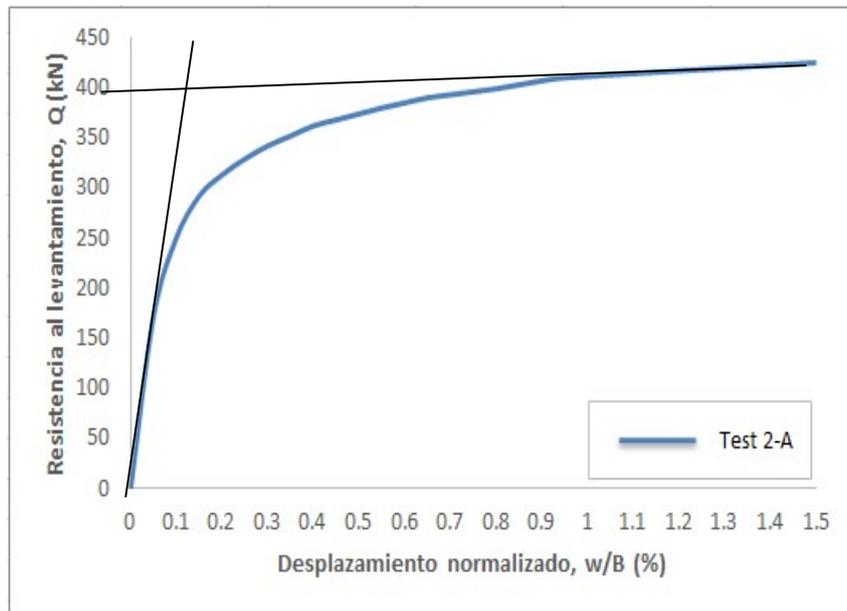


Figura 7-9. Curva carga (400 kN)– desplazamiento para ensayo 2-A.

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Tabla 7-16. Datos para modelación de zapata 2.

Zapata No.	2
Material de relleno	Arcilla Londres
Material de base	Arcilla Londres
Medidas (m)	B (Ancho) =1,45 L (Largo) = 1,45
Profundidad de desplante (m)	3.000
Parámetros del concreto	C (kPa)= 10500* γ (kN/m ³) = 24 $\nu' = 0.2$ E' (kPa)= 21589326**
Parámetros de resistencia para material de relleno	C (kPa)= 10 ϕ (°) = 23 γ (kN/m ³) = 16,7

	$\nu' = 0.2$ $E' \text{ (kPa)} = 2500$
Parámetros de resistencia para material arcilla de Londres	$C \text{ (kPa)} = 16$ $\phi \text{ (}^\circ\text{)} = 23$ $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 19,4$ $\nu' = 0.49$ $E' \text{ (kPa)} = 121000$
Carga de falla (KN)	400.00
Desplazamiento correspondiente a la falla de carga W (m)	0.30

* El valor de cohesión para el concreto está dado por la resistencia a la compresión del concreto de 21 MPa dividido por dos.

**El valor de módulo de elasticidad para el concreto es calculado de acuerdo a $4700 * \sqrt{f'c'}$ kPa.

Para ejecutar la modelación se estableció inicialmente las restricción del modelo donde la superficie se encuentra libre (tiene movimiento en X,Y y Z), y para las caras del suelo se restringe el movimiento en X y Y, por último, para el suelo que queda en la parte inferior se restringe todas las tres direcciones, la malla adoptada fue de cuatro nodos (tetraedro), la precisión escogida fue de 0.001, el estimativo inicial del factor de reducción de fuerza adoptado es de 1 y el máximo de iteraciones escogido es de 500.

Las propiedades de los materiales fueron introducidas según lo indicado en la tabla anterior, para el material de arcilla y el relleno se indicó que eran plásticos, por lo cual, el programa solicitó parámetros de resistencia residuales en los cuales se colocaron los valores del 80% de los valores iniciales. Por otro lado, para el material del concreto se establece que el mismo es un material elástico. Adicionalmente, para la carga inicial del elemento se modelaron los materiales con el esfuerzo de campo.

Dentro de las modelaciones realizadas se tienen resultados de desplazamiento y con el fin de realizar una comparación de valores se generaron diferentes escenarios donde se varió la carga desde cero hasta 475 KN/m².

En la Figura 7-10 se presenta la gráfica carga vs desplazamiento donde se muestra que para la carga de 400 KN (línea color azul) indicada como máxima en el ensayo de carga

real tenemos un desplazamiento de 0.3 metros; la modelación mediante el programa RS3 con los parámetros iniciales del documento se presenta con la línea de color verde, esta línea muestra un comportamiento elástico muy parecido a la prueba de carga y la carga de falla es de 270 kN, sin embargo, cuando la carga es mayor a 300 kN la curva empieza alejarse de la zona elástica pero sin tener un comportamiento plástico similar al de la prueba en escala natural.

Debido a lo anterior, se realiza un análisis de sensibilidad donde fueron variados los parámetros de cohesión 5, 10 y 15 kN/m² en el relleno y el material in situ tuvo modificaciones en su módulo de elasticidad el cual paso hacer de 15.000 KPa y una relación de Poisson de 0.35; cómo resultado se obtuvo que el parámetro que más se ajustaba a la curva de la prueba de carga en escala real es la variación de la cohesión a 15 kN/m² donde el desplazamiento máximo es 0.0064 m.

Según el método de intersección tangente para la curva carga – desplazamiento del análisis de sensibilidad paramétrico la carga será de 300 kN aproximadamente, se presentaría una disminución de 100 kN con respecto a la carga del ensayo de carga natural, lo que explica que al momento de aumentar la cohesión en el suelo y modificar los parámetros en el material in situ, haciendo este menos rígido, ambos materiales presentan deformaciones generando que la curva carga desplazamiento no tenga claramente un comportamiento plástico, pero se acerca un poco más al comportamiento elástico.

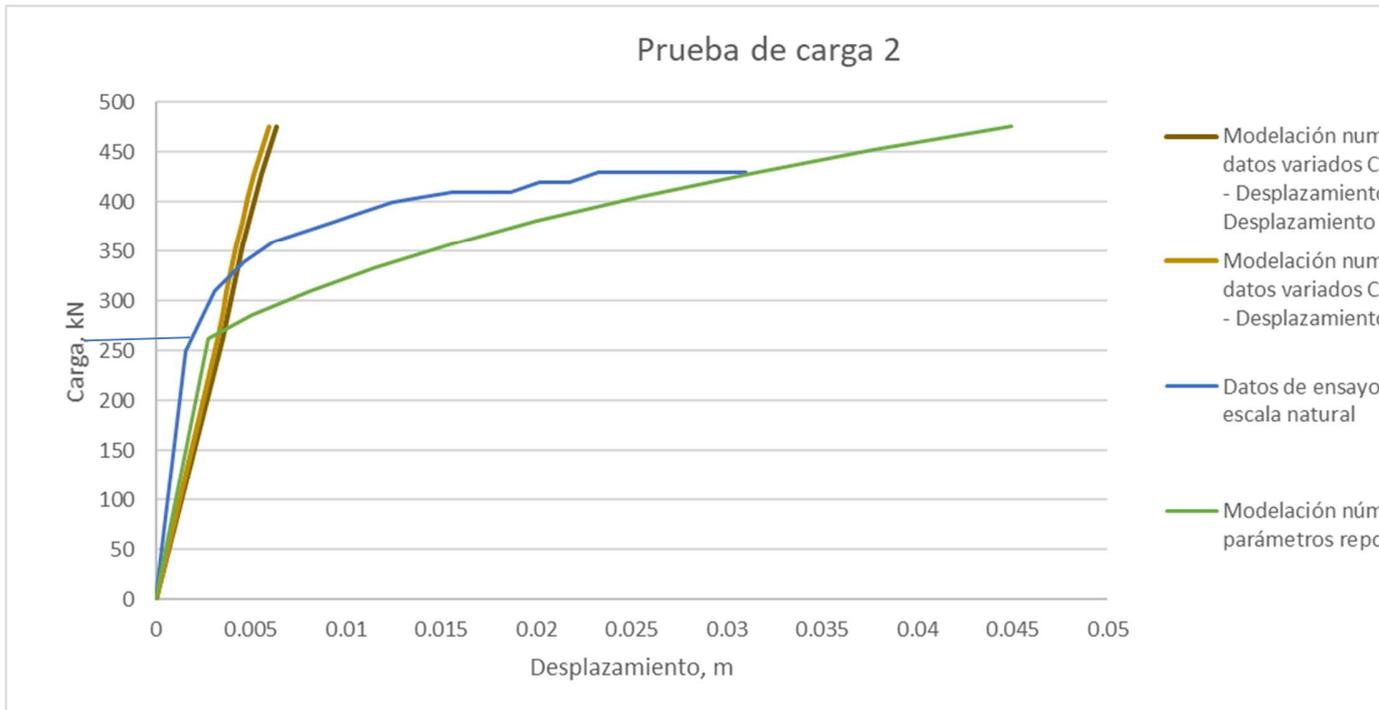
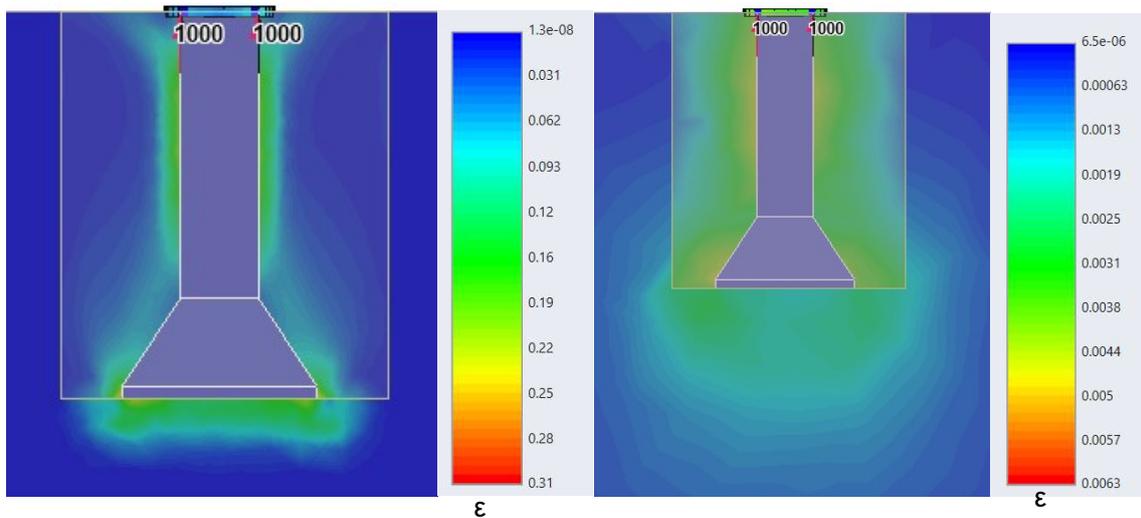


Figura 7-10. Gráfica carga vs desplazamiento para prueba de carga 2

Adicionalmente, de acuerdo a que el análisis de sensibilidad es apropiado cómo se muestra en la gráfica anterior, en la Figura 7-8 se muestra la superficie de falla para el esfuerzo de 1000 kN/m^2 donde se muestra que la superficie de falla donde la de la izquierda pertenece a la modelación de los parámetros iniciales de la prueba y la derecha al análisis de sensibilidad, ambas imágenes muestran una superficie de falla similar a la del método de fricción y cortante, el cual, a lo largo del documento a presentado un comportamiento favorable en materiales cohesivos.



Deformación Deformación
Figura 7-11. Vista del programa de la superficie de falla para el esfuerzo de 1000 kN/m² (378,45 kN) (izquierda parámetros iniciales de prueba de carga – derecha resultado de análisis de sensibilidad de parámetros)

Según lo expuesto anteriormente, se logra concluir que el programa de elementos finitos utilizado RS3 presenta curvas carga – desplazamiento muy cercanas a las generadas por el ensayo de carga a escala natural y la superficie de falla que muestra coincide con el método de Fricción y Cortante, el cual presenta un buen comportamiento en los materiales cohesivos.

7.4.3. Zapata No. 5

En la Tabla 7-17 se presentan los datos de medidas y tipos de suelo para la Zapata 5 y en la Tabla 7-18 se presentan los valores que serán utilizados en la modelación para los parámetros de resistencia y de deformación los cuales pertenecen a los encontrados dentro del documento de investigación de Frederick.

Tabla 7-17. Datos iniciales de la Zapata 5 en la prueba de carga a gran escala realizada en el documento de Frederick.

Zapata	Relleno	Base	Medidas (m)	Profundidad de desplante (mm)
5	Material granular (Tipo 2)	Arcilla de Londres	B=1,45 L= 1,45	3059

B= Ancho

L=Largo

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations – Frederick.

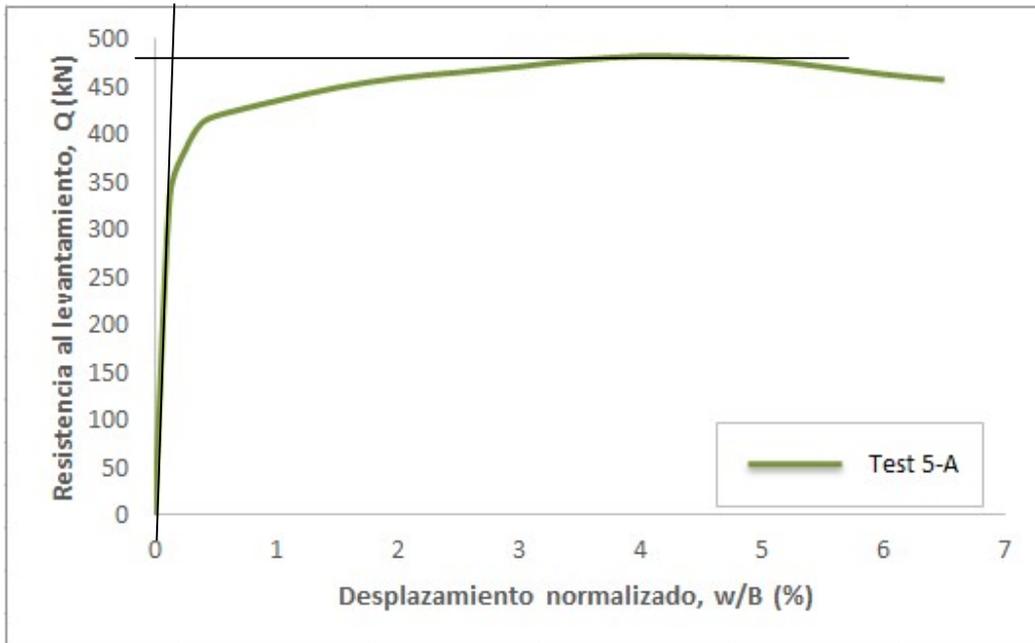


Figura 7-12. Curva carga (480 kN)– desplazamiento para la prueba 5-A (relleno tipo 2).

Fuente: The Uplift of High Voltage Transmission Tower Foundations - Frederick Levy.

Tabla 7-18. Datos para modelación de zapata 5.

Zapata No.	5
Material de relleno	Material relleno granular (Tipo 2)
Material de base	Arcilla de Londres
Medidas (m)	B (Ancho) = 1,45 L (Largo) = 1,45
Profundidad de desplante (m)	3,059
Parámetros del concreto	C (kPa)= 10500* γ (kN/m ³) = 24 $\nu' = 0.2$ E' (kPa)= 21589326**
Parámetros de resistencia para material de relleno	C (kPa)= 1 ϕ (°) = 35 γ (kN/m ³) = 16 $\nu' = 0.2$ E' (kPa)= 7000

Parámetros de resistencia para material arcilla de Londres	C (kPa)= 16 ϕ (°) = 23 γ (kN/m ³) = 19,4 ν ' = 0.49 E' (kPa)= 121000
Carga de falla (KN)	480
Desplazamiento correspondiente a la falla de carga W (m)	0.08

* El valor de cohesión para el concreto está dado por la resistencia a la compresión del concreto de 21 MPa dividido por dos.

**El valor de módulo de elasticidad para el concreto es calculado de acuerdo a $4700 * \sqrt{f'c}$ kPa

Para ejecutar la modelación se estableció inicialmente las restricción del modelo donde la superficie se encuentra libre (tiene movimiento en X,Y y Z), y para las caras del suelo se restringe el movimiento en X y Y, por último, para el suelo que queda en la parte inferior se restringe todas las tres direcciones, la malla adoptada fue de cuatro nodos (tetraedro), la precisión escogida fue de 0.001, el estimativo inicial del factor de reducción de fuerza adoptado es de 1 y el máximo de iteraciones escogido es de 500.

Las propiedades de los materiales fueron introducidas según lo indicado en la tabla anterior, para el material de arcilla se indicó que era plástico, por lo cual, el programa solicitó parámetros de resistencia residuales en los cuales se colocaron los valores del 80% de los valores iniciales. Por otro lado, para el material del relleno tipo 2 y concreto se establecieron como materiales elásticos. Adicionalmente, para la carga inicial del elemento se modelaron los materiales con el esfuerzo de campo.

Dentro de las modelaciones realizadas se tienen resultados de desplazamiento, con el fin de realizar una comparación de valores se generaron diferentes escenarios donde se varió la carga desde cero hasta 546 KN.

En la Figura 7-13 se presenta la gráfica carga vs desplazamiento normalizado donde se muestra que para la carga de 480 KN indicada como máxima en el ensayo de carga real tenemos un desplazamiento de 0.08 m, la modelación mediante el programa RS3 con los

parámetros iniciales del documento se presenta con la línea de color verde, esta línea muestra un comportamiento elástico muy parecido a la prueba de carga y la carga de falla es de 300 kN, sin embargo, al momento que la carga empieza a aumentar desde 300 kN la misma no presenta una plasticidad adecuada que permita ser cercana a la de la prueba en escala natural.

Debido a lo anterior, se realiza un análisis de sensibilidad donde fueron variados el valor de ángulo de fricción entre 30 y 45 grados en el relleno y el material in situ tuvo modificaciones en su módulo de elasticidad el cual paso a hacer de 15.000 KPa y una relación de Poisson de 0.35; como resultado se obtuvo que el parámetro que más se ajustaba a la curva de la prueba de carga en escala real es la variación del ángulo de fricción a 40 grados donde el desplazamiento máximo es 0.026 m.

Según el método de intersección tangente para la curva carga – desplazamiento del análisis de sensibilidad paramétrico la carga máxima seguiría siendo 400 kN, muy cercana al ensayo de escala natural, sin embargo, lo que explica que al momento de aumentar el ángulo de fricción del material de relleno y modificar los parámetros en el material in situ, haciendo este menos rígido, ambos materiales presentan deformaciones generando que la curva carga – desplazamiento se asemeje más en la parte elástica, pero en la parte plástica siga un poco lejos del ensayo de carga natural.

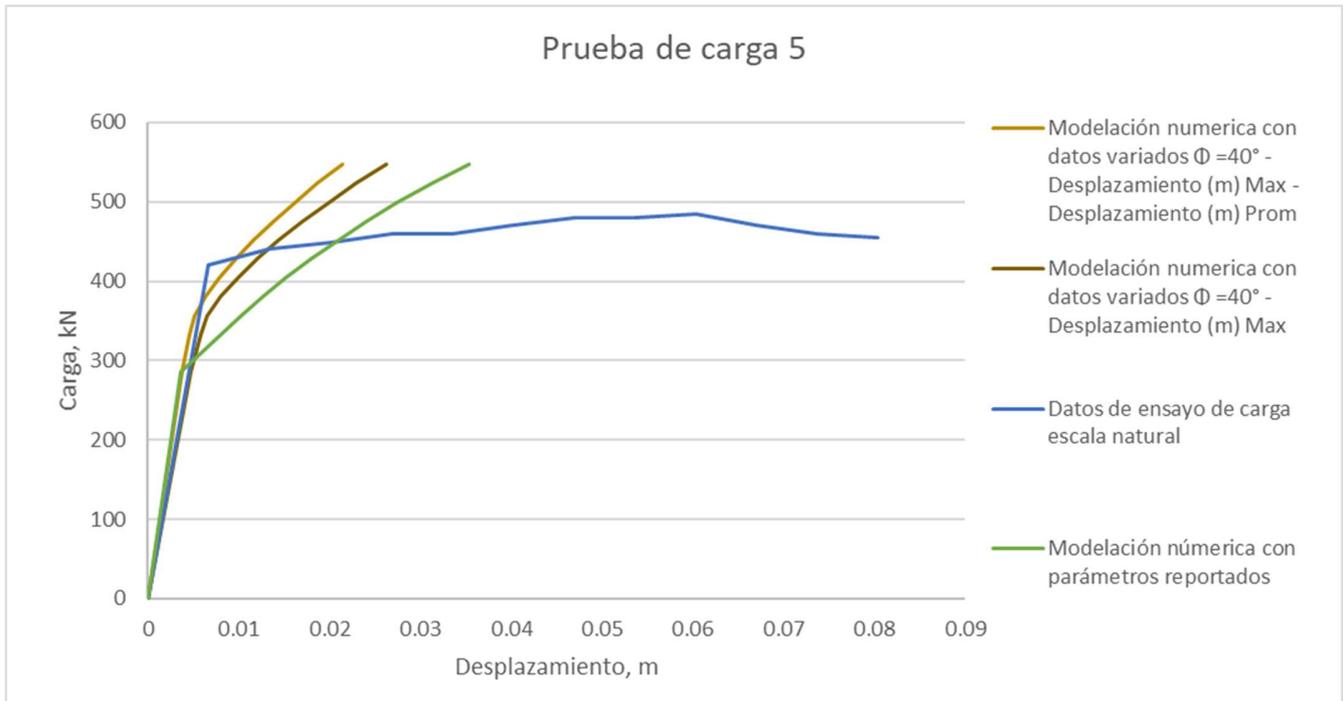


Figura 7-13. Gráfica carga vs desplazamiento con parámetros de la prueba de carga (Línea naranja prueba a escala natural, línea azul programa RS3)

Adicionalmente, de acuerdo a que el análisis de sensibilidad es apropiado cómo se muestra en la gráfica anterior, en la Figura 7-14 se muestra la superficie de falla para el esfuerzo de 1150 kN/m^2 donde se muestra que la superficie de falla de la izquierda es la realizada con los parámetros del ensayo a escala natural y la de la derecha presenta los resultados del análisis de sensibilidad, ambas imágenes muestran que la superficie de falla que se obtiene es la dada por el método de Fricción y cortante, que para este tipo de material no es el método que se recomienda, sin embargo, para algunos ángulos de fricción arroja resultados similares al método del cono de arranque que es el que mejor comportamiento presenta en este tipo de material.

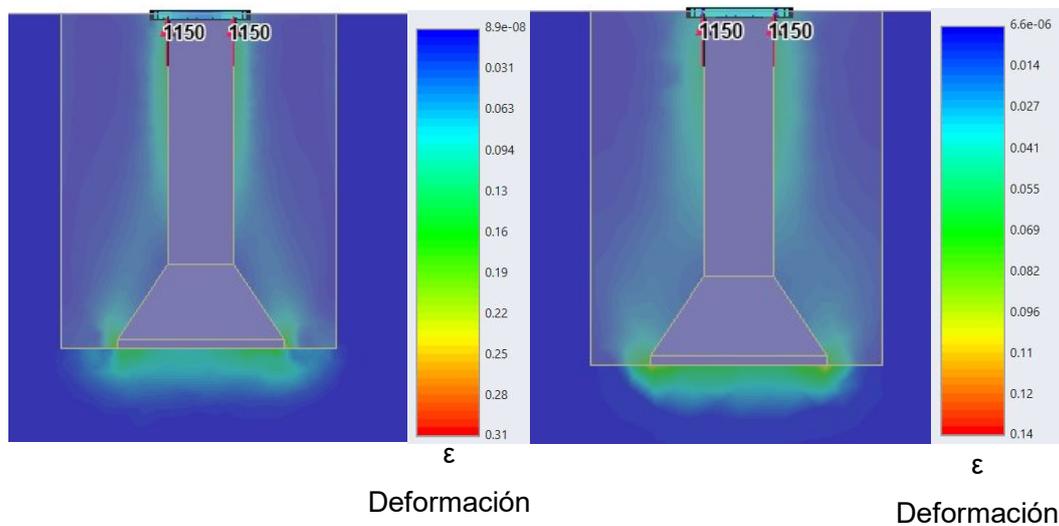


Figura 7-14. Vista del programa de la superficie de falla para el esfuerzo de 1150 kN/m² (546 kN) (izquierda parámetros iniciales de prueba de carga – derecha resultado de análisis de sensibilidad de parámetros)

Según lo expuesto anteriormente, se logra concluir que el programa de elementos finitos utilizado RS3 presenta curvas carga – desplazamiento muy cercanas a las generadas por el ensayo de carga a escala natural y la superficie de falla que muestra coincide con el método de Fricción y Cortante, que para este tipo de material no es el método que se recomienda, sin embargo, para algunos ángulos de fricción arroja resultados similares al método del cono de arranque que es el que mejor comportamiento presenta en este tipo de material.

7.5. Conclusiones y recomendaciones

Las tres pruebas de carga analizadas en este capítulo corresponden a las registradas en el documento de Frederick Levy, como tesis de doctorado en la universidad de Southampton, el cual tituló su trabajo como “*El levantamiento de las cimentaciones de las torres de transmisión de alto voltaje*”.

Dentro del análisis generado se realizó el montaje de las zapatas y los materiales encontrados en campo, las medidas y los parámetros, esto con el fin de modelar en el programa RS3 lo más cercano a lo encontrado en las pruebas de carga reales.

Las zapatas analizadas fueron tres, las cuales llevan el nombre de 1-A, 2-A y 5-A; la finalidad es modelar de manera más cercana los resultados de las pruebas de carga y tener una aproximación de la superficie de falla.

Para la prueba de carga 1-A en el ensayo en escala natural se obtuvo un resultado de carga máxima de 440 kN con un desplazamiento de 0.12 metros, al momento de realizar la modelación de esta prueba de carga se vio cómo resultado en la comparación de la curva carga – desplazamiento que el comportamiento elástico de la curva es similar hasta una carga de 300 kN, al mismo tiempo que al ir aumentando la carga la misma no presenta una plasticidad adecuada que permita ser cercana a la de la prueba en escala natural.

Debido a lo anterior se realiza un análisis de sensibilidad paramétrico el cual dio como resultado un mejor ajuste a la curva de carga – desplazamiento en su parte elástica, sin embargo, en la parte plástica la misma se alejó un poco más de la curva inicial; para ambas modelaciones es revisada la superficie de falla en el programa RS3, en donde se muestra visualmente que para el análisis inicial la superficie de falla es muy parecida a la que presenta el método de fricción y cortante; mientras, que cuando se realiza el análisis de sensibilidad de los parámetros, se selecciona el que más se acerca a la curva carga – desplazamiento la superficie de falla cambia y tiende a parecerse a la metodología de Biarez y Barraud para el tipo de suelo 2.

De lo anterior muestra que el material in situ contenía parámetros que lo hacían comportar de manera rígida, sin permitir que se presentarían deformaciones en el mismo y dejando todas las deformaciones en el material de relleno.

Para la prueba de carga 2-A en el ensayo en escala natural se obtuvo un resultado de carga máxima de 400 kN con un desplazamiento de 0.30 metros, al momento de realizar la modelación de esta prueba de carga se vio cómo resultado en la comparación de la curva carga – desplazamiento que el comportamiento elástico de la curva es similar hasta una carga de 300 kN pero sin tener un comportamiento plástico similar al de la prueba en escala natural.

Debido a lo anterior se realiza un análisis de sensibilidad paramétrico el cual dio como resultado un mejor ajuste a la curva de carga – desplazamiento en su parte elástica, sin embargo, en la parte plástica la misma se alejó un poco más de la curva inicial; para ambas modelaciones es revisada la superficie de falla en el programa RS3, en donde se muestra visualmente que para el análisis inicial la superficie de falla es similar a la del método de fricción y cortante, el cual, a lo largo del documento ha presentado un comportamiento favorable en materiales cohesivos.

De lo anterior muestra que el material in situ contenía parámetros que lo hacían comportar de manera rígida, sin permitir que se presentarían deformaciones en el mismo y dejando todas las deformaciones en el material de relleno.

Para la prueba de carga 5-A en el ensayo en escala natural se obtuvo un resultado de carga máxima de 480 kN con un desplazamiento de 0.08 metros, al momento de realizar la modelación de esta prueba de carga se vio cómo resultado en la comparación de la curva carga – desplazamiento que el comportamiento elástico de la curva es similar hasta una carga de 300 kN, al mismo tiempo que al ir aumentando la carga la misma no presenta una plasticidad adecuada que permita ser cercana a la de la prueba en escala natural.

Debido a lo anterior se realiza un análisis de sensibilidad paramétrico el cual dio como resultado un mejor ajuste a la curva de carga – desplazamiento en su parte elástica, sin embargo, en la parte plástica la misma se alejó un poco más de la curva inicial; para ambas modelaciones es revisada la superficie de falla en el programa RS3, en donde se muestra visualmente que para el análisis inicial la superficie de falla que muestra coincide con el método de Fricción y Cortante, que para este tipo de material no es el método que se recomienda, sin embargo, según la comparación paramétrica realizada en los capítulos anteriores de este documento para algunos ángulos de fricción arroja resultados similares al método del cono de arranque que es el que mejor comportamiento presenta en este tipo de material.

De manera general, se puede concluir que al momento de modelar y generar las gráficas carga – desplazamiento y compararlas con las realizadas en el ensayo de carga a escala natural, éstas tienden a tener un buen comportamiento elástico, una buena predicción de carga de falla y la superficie de falla que muestra para materiales cohesivos y granulares es muy similar a la del método de Fricción y Cortante.

Realizar pruebas de carga a escala natural en un suelo colombiano y hacer su exhumación para confirmar las superficies de falla, con el fin de realizar una modelación en elementos finitos y comparar las curvas carga – desplazamiento y las superficies de falla. Así mismo, hacer la comparación de las cargas de falla con las predicciones de las metodologías consideradas en este documento.

Capítulo VIII

8. Aplicación de metodologías de cálculo en una línea de transmisión Colombiana

8.1. Generalidades

En este capítulo se presentará la comparación de metodologías de cálculo de capacidad al arranque a partir de los datos generados en un estudio geotécnico realizado por una empresa Colombiana, con los datos acogidos para el cálculo de la cimentación superficial tipo zapata en concreto sobre suelo y según el cálculo realizado de capacidad al arranque con el método de cono al arranque, donde el factor de seguridad es de 1.5; se utilizan los datos de los suelos, dimensiones de la cimentación y tipo de torre para el cálculo de los factores de seguridad por medio de los demás métodos tratados a lo largo de este documento.

8.2. Descripción de la línea de transmisión

El tramo de línea de transmisión utilizado está compuesto por 440 torres a 500 kV y tiene una longitud aproximada de 211.2 km. Para el diseño de la línea de transmisión se eligió una serie de tipos de torre, los cuales se relacionan en la Tabla 8-1, en donde se encuentra el tipo de torre y la carga axial a tensión.

Tabla 8-1. Tipos de torre para el tramo.

Torre	Cuerpo	Altitud	Carga vertical a tensión (kN)
A0.2	1-4	0-2000	252,19
A.2	1-4	0-2000	349,05
A0.3	1-4	0-2000	391,51
AT.3	1-3	0-2000	497,32
AA.2	1-6	0-2000	531,46
A.3	1-4	0-2000	621,56
AA.3	1-6	0-2000	725,50
B.2	1-6	0-2000	931,69
C.2	1-4	0-2000	1023,74
B.3	1-6	0-2000	1278,30
C.3	1-4	0-2000	1517,96
D.3	1-6	0-2000	2237,78

Fuente: Elaboración propia

Se realizó exploración directa (14 perforaciones mecánicas hasta 15 metros de profundidad y 8 apiques – barrenos hasta 6 metros de profundidad o hasta encontrar rechazo) e indirecta (16 líneas de refracción sísmica de 115 metros de longitud); para las torres en donde no se logró realizar exploración directa e indirecta se hizo la recopilación de información secundaria, con el fin de caracterizar e identificar las diferentes unidades geológicas a lo largo de toda la línea.

De acuerdo con las líneas sísmicas se presenta el análisis de velocidades de onda de compresión y corte, obteniendo parámetros elásticos de los suelos, y complementariamente el valor N del ensayo de penetración estándar (SPT) y la clasificación del tipo de perfil de suelo según la NSR-10 realizadas en el tramo; se presentan tres tipos de suelos, los cuales corresponden en los primeros tres (3) metros al tipo de perfil E, seguido de un perfil de tipo de suelo D, con un espesor promedio de 15 m y, por último, un tipo de perfil C, un poco más consolidado y a profundidades mayores a los 20 metros.

Por otro lado, las torres a lo largo de la línea pueden encontrarse en un material cohesivo o granular según el Sistema de clasificación Unificada de Suelos (USCS). El 8.6% de los sitios de torre se encuentran sobre materiales cohesivos de consistencia media a rígida (38 sitios), de consistencia muy rígida a dura en el 56.6% (249 sitios), el 1.6% se encuentra sobre materiales no –cohesivos de compacidad suelta a medio suelta (7 sitios), el 32.7% de compacidad medio densa a muy densa (144 sitios), y el 0.5% sobre roca con RQD>25% (2 sitios).

Dentro de los resultados de ensayos de laboratorio se puede destacar que; primero, los suelos cohesivos presentan un índice de plasticidad medio de 20%, con un límite líquido entre 24% y 99%. Por lo cual, los suelos cohesivos se clasifican como arcillas y limos de baja a alta plasticidad; segundo, los puntos de exploración presentan humedad promedio entre 5 y 107%; tercero, el 2 % de los sitios (9 torres) presentan valores de humedad natural mayor que el límite líquido, entre un 7% y 16 %, de lo cual se concluye, que la humedad natural se encuentra muy cerca del límite líquido y, por lo tanto, estos suelos se pueden considerar normalmente consolidados.

El material granular o no cohesivo en un porcentaje del tramo de 34.8%, donde el 1,6 % corresponde a compacidad suelta a media, el 32.7% de compacidad media a muy densa y el 0.5% sobre roca con RQD<25%.

Adicionalmente, a lo largo del tramo se realizó la toma de medidas de resistividad; en el análisis de estos resultados se considera que las parrillas se encontrarán a una profundidad de desplante entre 2.3 m y 4.6 m; la lectura de resistividad de diseño se define como la menor lectura en cualquier dirección tomada en el espaciamiento de 4.0 m; la resistividad es menor de 50 Ω -m en el 72.5% del total de los sitios (319 torres) y es mayor o igual a 50 Ω -m en el 27.5% restante (121 torres). El pH medido a lo largo de la línea se encontró entre 5.1 y 8.2. Debido a que el porcentaje mayor de las torres presentó una lectura menor de 50 Ω -m, se concluye que en estos sitios se puede generar corrosión en la cimentación, si ésta fuera metálica.

Para el tramo se realizaron ensayos de resistencia, tales como, compresión inconfiada y corte directo. Para el caso de la compresión inconfiada se ensayaron 11 muestras, mientras que para corte directo fueron ensayadas 9 muestras (Arcilla, Arcilla limo arenosa, limo arcilloso, y arcilla limosa). Los resultados de estos ensayos fueron utilizados para determinar los valores de resistencia, en conjunto con las correlaciones utilizadas a partir del N_{spt} , las cuales fueron utilizadas para los diseños geotécnicos de las cimentaciones del proyecto.

Se realizó un análisis de densidad de rellenos compactados para zapatas en concreto y parrillas metálicas, donde se ejecutaron 11 ensayos de proctor estándar y 10 ensayos de proctor modificado. El valor de densidad seca promedio obtenido en el ensayo de Proctor Estándar es de 1.561 kg/cm^3 y el valor de densidad seca promedio equivalente al 90% del valor máximo del ensayo Proctor Modificado es de 1.588 kg/cm^3 .

Dentro del diseño se encuentra como recomendación que durante la construcción de las cimentaciones tipo zapata convencional en concreto reforzado y parrillas, se debe garantizar un valor mínimo de densidad seca de los rellenos igual a 1.6 ton/m^3 (16 KN/m^3), equivalente al 100% del valor máximo probable del ensayo Proctor Estándar o al 90% del

valor máximo probable del ensayo de Proctor Modificado. En caso que esta recomendación no sea tenida en cuenta, se podrá generar como resultado una afectación sobre el factor de seguridad al arrancamiento de las cimentaciones, por lo tanto, deberá realizarse el debido control mediante ensayos sobre el relleno compactado.

Con el fin de evitar problemas de inestabilidad de las paredes de la excavación de las zapatas y parrillas y para garantizar que el cono de arranque cuente con un peso unitario del suelo mayor a 1.6 Ton/m^3 (16 KN/m^3), en el diseño se consideró tomar un peso unitario de ese valor solo en los sitios donde el peso unitario de suelo sea igual a mayor al mismo.

8.3. Análisis y diseños realizados

Los diseños realizados para el tramo donde se tiene un total de 440 torres, iniciaron con la determinación de los parámetros de resistencia con ayuda de los ensayos de campo y laboratorio; subsecuentemente, se determinó si el análisis de capacidad se debía realizar en estado de inundación o no inundación; a continuación, se realizó el análisis de susceptibilidad a licuación para cada sitio de torre, para el caso de suelos granulares.

Después de esto, se realizó el análisis de asentamientos por consolidación según las cargas permanentes de cada una de las torres; de la misma manera se realizó el diseño de cimentaciones, el cual se encontraba dirigido a la realización del cálculo de capacidad portante, la capacidad a la tensión (o arrancamiento), la capacidad de carga lateral, asentamientos y todas aquellas variables que pudieran influir en la estabilidad de la cimentación, todo lo anterior se realizó para cada una de las torres.

Para cada sitio de torre, teniendo en cuenta el tipo de suelo, su resistencia y compresibilidad se realizó el análisis de más de una de las siguientes alternativas de cimentación:

- Zapata convencional en concreto reforzado cimentada en suelo.
- Zapata convencional en concreto reforzado cimentada en roca.
- Parrilla metálica liviana cimentada en suelo.

- Parrilla metálica pesada cimentada en roca.
- Pila en suelo con cuerpo recto (sin campana).
- Pila en suelo con ensanchamiento en la base (con campana).
- Micropilotes en suelo.
- Micropilotes en roca.
- Pilastra cimentada en roca fracturada tipo I.
- Pilastra cimentada en roca fracturada tipo II.
- Pilastra cimentada en roca fracturada tipo III.
- Cimentación especial (pilotes) para el caso de suelos colapsables, con susceptibilidad a la socavación o condiciones de estabilidad geotécnicas particulares.

Para la selección de las alternativas factibles, se realizó un análisis en conjunto geotécnico, geológico, químico y de accesibilidad, donde se vincularon doce criterios presentados en una matriz multicriterio. Posterior a esta selección, se determinó el orden de selección según la evaluación técnica, económica y constructiva de cada tipo de cimentación.

8.4. Comparación de la aplicación del método del cono de arranque con otras metodologías

Para el tramo, se realiza un análisis de la información encontrada en la exploración realizada y los diseños generados; de esto se elaboró una tabla donde con ayuda del ensayo de SPT, por medio del N corregido N_{60} , el cual es corregido según la correlación de Bowles 1988, a profundidades menores y mayores a 3 m, se procedió a determinar la consistencia o compacidad, para un material cohesivo o granular, respectivamente.

La compacidad fue determinada con ayuda de la Tabla 8-2 y la consistencia se da según la Tabla 8-3. Seguido a esta clasificación, se realizó la evaluación de acuerdo con el tipo de torre, qué tipos de suelo se encontraban y se procedió a escoger los tipos de torres que tuvieran más tipos de suelo, para tener un espectro amplio de comparación; en color gris se encuentran los tipos de torre seleccionados (Ver Tabla 8-4).

Tabla 8-2. Suelos granulares compacidad.

Densidad	SPT N ₇₀	
	Muy baja	1
Baja	6	9
Media	9	25
Densa	26	45
Muy densa	45	50

Fuente: Bowles Joseph E. Análisis y diseño de cimentaciones.

Tabla 8-3. Suelos cohesivos consistencia.

Consistencia	N ₇₀	
	Muy blanda	0
blanda	3	5
media	6	9
Rígida	10	16
Muy Rígida	17	30
Dura	30	50

Fuente: Bowles Joseph E. Análisis y diseño de cimentaciones.

Tabla 8-4. Relación de denominación de torre y consistencia o compacidad del suelo.

Denominación torre	Tipo de suelo	Consistencia o Compacidad
A0.2	Granular	Compacidad Densa
	Granular	Compacidad Media
	Granular	Compacidad Muy Baja
	Cohesivo	Consistencia Dura
	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Cohesivo	Consistencia Muy Rígida
A.2	Granular	Compacidad Media
	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Cohesivo	Consistencia Muy Rígida
	Granular	Compacidad Densa
	Cohesivo	Consistencia Dura
A0.3	Granular	Compacidad Media
	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Granular	Consistencia Muy Rígida
AT.3	Granular	Compacidad Media

Denominación torre	Tipo de suelo	Consistencia o Compacidad
	Cohesivo	Consistencia Muy Rígida
AA.2	Granular	Compacidad Densa
	Granular	Compacidad Media
	Cohesivo	Consistencia Dura
	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Cohesivo	Consistencia Muy Rígida
A.3	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Cohesivo	Consistencia Muy Rígida
	Granular	Compacidad Media
AA.3	Granular	Compacidad Media
	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Cohesivo	Consistencia Muy Rígida
B.2	Granular	Compacidad Muy Baja
	Granular	Compacidad Media
	Cohesivo	Consistencia Blanda
	Cohesivo	Consistencia Dura
	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Cohesivo	Consistencia Muy Rígida
C.2	Granular	Compacidad Media
	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Cohesivo	Consistencia Muy Rígida
B.3	Granular	Compacidad Media
	Cohesivo	Consistencia Dura
	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Cohesivo	Consistencia Muy Rígida
C.3	Granular	Compacidad Media
	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Granular	Consistencia Muy Rígida
D.3	Granular	Compacidad Media
	Cohesivo	Consistencia Rígida
	Cohesivo	Consistencia Muy Rígida

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con el tipo de torre, se busca elegir por cada una, un sitio de torre en estado seco y uno en estado sumergido; sin embargo, en algunos casos solo fue posible tener un estado de sumergencia por la consistencia o compacidad encontrada en el suelo. En la Tabla 8-5 se presenta la relación del nombre de la torre de los tipos A0.2, B2 y C2, tipo de

material, número de golpes N a una profundidad menor a los 3 m, condición de sumergencia, denominación de la torre, carga a tensión, consistencia o compacidad del suelo.

Tabla 8-5. Relación de nombre de torre A0.2, B2 y C2, número de golpes en una profundidad menor a 3 m, denominación de la torre, carga axial a tensión y consistencia o compacidad.

TORRE	MATERIAL	N ₆₀ (GOLPES/ PIE) PROF. < 3m	SUMERGENC IA	DENOMINA CIÓN TORRE	CARGA AXIAL A TENSIÓ N (KN)	CONSISTENCIA O COMPACIDAD < 3m
TVA146	COHESIVO	20	SECA	A0.2	252.2	CONSISTENCIA MUY RIGIDA
TVA153	COHESIVO	20	SUMERGIDA	A0.2	252.2	CONSISTENCIA MUY RIGIDA
TVA154	COHESIVO	10	SUMERGIDA	A0.2	252.2	CONSISTENCIA RIGIDA
TVA222	COHESIVO	30	SECA	A0.2	252.2	CONSISTENCIA DURA
TVA230	GRANULAR	30	SECA	A0.2	252.2	COMPACIDAD DENSA
TVA235	GRANULAR	20	SECA	A0.2	252.2	COMPACIDAD MEDIA
TVA272 N	GRANULAR	15	SUMERGIDA	A0.2	252.2	COMPACIDAD MEDIA
TVA282	GRANULAR	5	SECA	A0.2	252.2	COMPACIDAD MUY BAJA
TVA288	COHESIVO	15	SECA	A0.2	252.2	CONSISTENCIA RIGIDA
TVA170	COHESIVO	30	SECA	B.2	931.7	CONSISTENCIA DURA
TVA226	COHESIVO	20	SECA	B.2	931.7	CONSISTENCIA MUY RIGIDA
TVA281	GRANULAR	5	SECA	B.2	931.7	COMPACIDAD MUY BAJA

TORRE	MATERIAL	N ₆₀ (GOLPES/ PIE) PROF. < 3m	SUMERGENC IA	DENOMINA CIÓN TORRE	CARGA AXIAL A TENSIÓ N (KN)	CONSISTENCIA O COMPACIDAD< 3m
TVA283 V	COHESIVO	5	SECA	B.2	931.7	CONSISTENCIA BLANDA
TVA286	GRANULAR	15	SECA	B.2	931.7	COMPACIDAD MEDIA
TVA343	COHESIVO	15	SECA	B.2	931.7	CONSISTENCIA RÍGIDA
TVA070	GRANULAR	15	SECA	C.2	1023.7	COMPACIDAD MEDIA
TVA218	COHESIVO	25	SECA	C.2	1023.7	CONSISTENCIA MUY RÍGIDA
TVA273	GRANULAR	10	SUMERGIDA	C.2	1023.7	COMPACIDAD MEDIA
TVA313	COHESIVO	15	SECA	C.2	1023.7	CONSISTENCIA RÍGIDA

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 8-6 se presenta la relación del nombre de la torre D3, tipo de material, número de golpes N a una profundidad mayor a los 3 m, condición de sumergencia, denominación de torre, carga axial, y consistencia o compacidad del material.

Tabla 8-6. Relación de nombre de la torre D3, número de golpes en una profundidad mayor a 3 m, denominación de torre, carga axial y consistencia o compacidad del material.

TORRE	MATERIAL	N ₆₀ (GOLPES/ PIE) PROF. ≥ 3 m hasta 7.50 m	SUMERGENC IA	DENOMINA CIÓN TORRE	CARGA AXIAL A TENSIÓN (KN)	CONSISTENCIA O COMPACIDAD ≥ 3m
TVA058	GRANULAR	30	SECA	D.3	2237.79	COMPACIDAD DENSE
TVA071 V	COHESIVO	35	SECA	D.3	2237.79	CONSISTENCIA DURA
TVA299	COHESIVO	20	SECA	D.3	2237.79	CONSISTENCIA MUY RÍGIDA

TORRE	MATERIAL	N ₆₀ (GOLPES/PIE) PROF. ≥ 3 m hasta 7.50 m	SUMERGENCIA	DENOMINACIÓN TORRE	CARGA AXIAL A TENSIÓN (KN)	CONSISTENCIA O COMPACIDAD ≥ 3m
TVA400	GRANULAR	30	SUMERGIDA	D.3	2237.79	COMPACIDAD DENSA
TVA474	COHESIVO	30	SUMERGIDA	D.3	2237.79	CONSISTENCIA DURA
TVA026 V	GRANULAR	15	SECA	D.3	2237.79	COMPACIDAD MEDIA
TVA057	COHESIVO	10	SECA	D.3	2237.79	CONSISTENCIA RÍGIDA

A continuación, de acuerdo con cada tipo de torre, se realizará el respectivo análisis comparativo con ayuda de las metodologías tratadas a lo largo de este documento. Teniendo en cuenta, la consistencia y compacidad del material encontrado se tomarán los valores de resistencia; el peso unitario se determinará según la condición de sumergencia en la cual se haya evaluado el material; y según las dimensiones utilizadas para las cimentaciones tipo zapata en concreto, en donde el factor de seguridad correspondiente al método del cono de arranque haya sido 1.5, estas dimensiones serán colocadas en los demás métodos para verificar el factor de seguridad de cada uno de ellos y realizar la comparación respectiva.

Para los valores de resistencia en los suelos de comportamiento cohesivo se determinó adoptar un análisis estadístico, donde es posible comparar los resultados de los ensayos de corte directo realizados para este tipo de material. Se analizará la variación de ángulo de fricción e índice de plasticidad y, por otro lado, se realizará la correlación de la cohesión vs el índice de consistencia. En la Tabla 8-7 se presentan los valores de ángulo de fricción, cohesión y parámetros de caracterización del suelo del corte directo realizado para suelos de comportamiento cohesivo.

Tabla 8-7. Ángulo de fricción y cohesión del corte directo para suelos de comportamiento cohesivo.

Sitio	Corte directo		%Finos	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (%)
	Φ (°)	c (KPa)						
E2	25.8	39.0	33.5	25.4	59.2	25.8	33.4	1.0

Sitio	Corte directo		%Finos	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IC (%)
	Φ (°)	c (KPa)						
E7	33.0	24.0	32.5	23.4	32.0	14.0	18.0	0.5
E14	34.1	88.0	60.7	22.9	56.0	32.8	23.2	1.4
E22	32.3	25.0	16.3	20.5	40.6	19.3	21.3	0.9
TVA002	26.1	27.0	64.9	47.0	52.2	35.7	16.5	0.3
TVA080	33.0	24.0	43.3	17.9	39.8	23.0	16.8	1.3
TVA231	31.3	35.0	58.4	26.7	41.3	26.4	14.9	1.0
TVA286	33.8	30.0	31.0	18.6	26.8	21.2	5.6	1.5
TVA374	25.4	28.0	64.0	37.2	70.5	46.0	24.5	1.4

A partir de la tabla anterior, se realizó la validación de los datos a fin de verificar la presencia de datos extremos que no presenten una adecuada correlación con la tendencia general del grupo de datos; para este análisis se recurrió a la confiabilidad de los datos contenida entre el percentil 25 (Q_1) y el percentil 75 (Q_3);

$$Q_i = X_{\frac{(N+1) \cdot i}{100}} \quad (51)$$

Donde:

Q_i : Percentil i de la muestra de datos analizada

X_i : Cada uno de los valores i del conjunto de datos analizados

N : Total de elementos del conjunto de datos analizado

De acuerdo con esto se determinó el rango (R) de los datos entre los percentiles 25 y 75, como la diferencia entre ambos percentiles, y a partir de este valor se verificaron aquellos valores aceptables dentro de la tendencia como:

$$X_{max} \leq Q_3 + 1.5 \cdot R \quad (52)$$

$$X_{min} \geq Q_1 - 1.5 \cdot R \quad (53)$$

A partir de las expresiones anteriores, en términos del índice de plasticidad (IP) y del ángulo de fricción ϕ se consideran como datos extraordinarios los que se encuentran por fuera de los siguientes rangos:

$$12 \leq IP \leq 34$$

$$15 \leq \phi \leq 44$$

Considerando ocho de los nueve datos obtenidos en los ensayos se determinó la correlación que presentan un mejor ajuste. Se empleó como criterio de selección aquellos datos que con error de $\pm 25\%$ se encuentran asociados a una tendencia de tipo logarítmica, normalmente usada para correlacionar estas dos variables. (ver Figura 8-1).

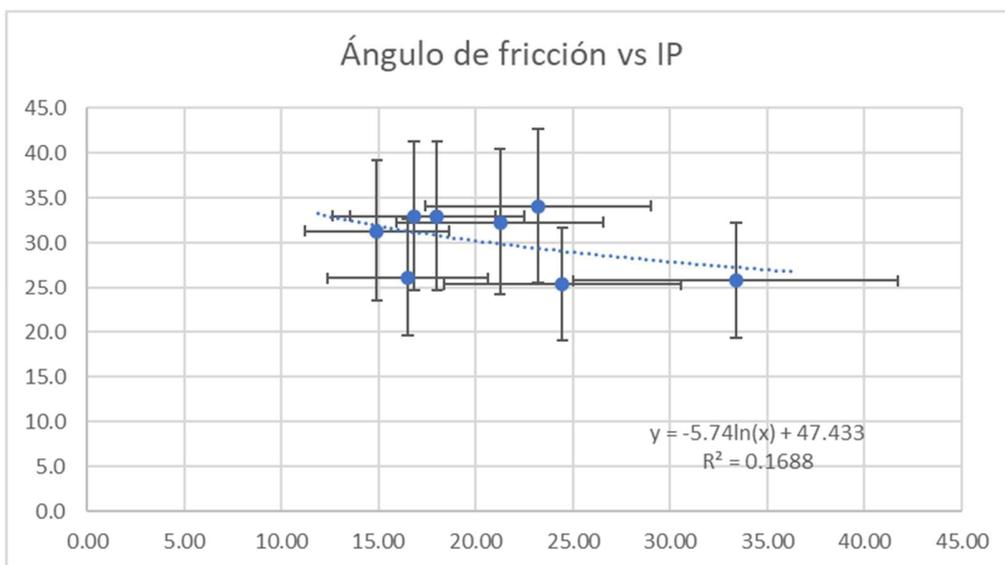


Figura 8-1. Datos correlacionados de ángulo de fricción vs índice de plásticidad con un error del 25%.

Se observa que una serie de datos se encuentran claramente dentro de la tendencia de la curva logarítmica. Por lo cual, con estos datos se determinó la curva que representa el comportamiento del grupo de datos, y a partir de los valores estimados mediante la función de correlación se verificó el error ponderado del conjunto de datos.

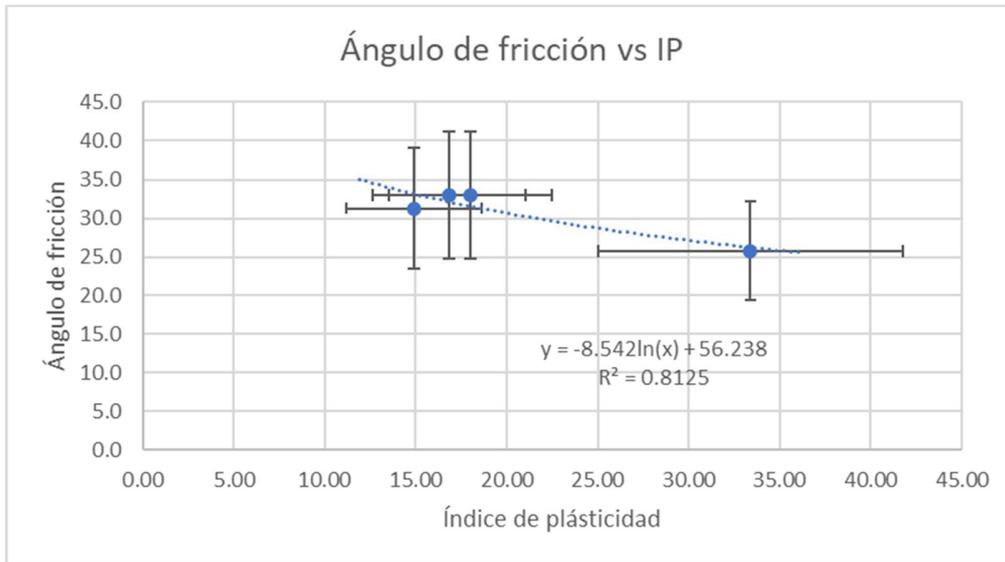


Figura 8-2. Datos correlacionados de ángulo de fricción vs índice de plasticidad.

El error ponderado fue determinado mediante la siguiente expresión:

$$\epsilon = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{e_i - \hat{e}_i}{e_i} \quad (54)$$

Donde:

ϵ : error ponderado de la muestra respecto al estimativo.

e_i : valor medido de la variable analizada del grupo de datos

\hat{e}_i : valor calculado de la variable analizada mediante la correlación propuesta

Se considera como una correlación aceptable cuando la magnitud del error ponderado es inferior a 0.25:

$$\epsilon \leq 0.25$$

Tabla 8-8. Cálculo del error ponderado para ángulo de fricción

IP	Φ real	ln (IP)	Φ estimado	$(e_i - \hat{e}_i)/e_i$
33.4	25.8	3.5	26.3	0.02
18.0	33.0	2.9	31.5	0.04
23.2	34.1	3.1	29.4	0.14
21.3	32.3	3.1	30.1	0.07
16.5	26.1	2.8	32.3	0.24

IP	Φ real	$\ln(IP)$	Φ estimado	$(e_i - \hat{e}_i)/e_i$
16.8	33.0	2.8	32.1	0.03
14.9	31.3	2.7	33.2	0.06
5.6	33.8	1.7	41.5	0.23
24.5	25.4	3.2	28.9	0.14

De acuerdo con la tabla anterior se tiene que el error ponderado es:

$$\epsilon = 0.12$$

A partir de los análisis anteriores se concluye que el ángulo de fricción para suelos de comportamiento cohesivo se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$\phi' = -8.542 \cdot \ln(IP) + 56.238 \quad (55)$$

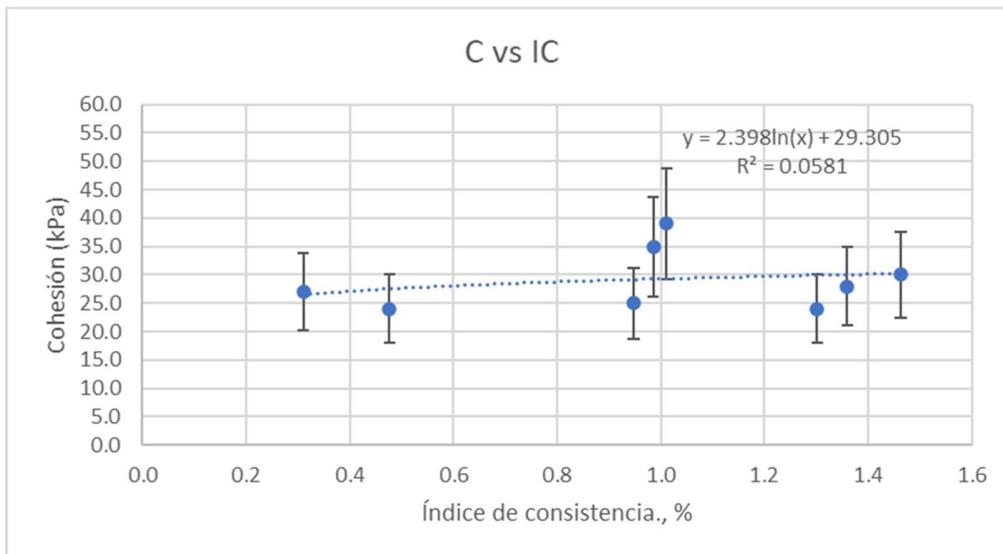


Figura 8-3. Datos correlacionados de cohesión vs índice de consistencia.

Para determinar la cohesión, inicialmente se emplea el criterio del rango máximo y mínimo de datos a partir del percentil 25 y el percentil 75 se determinaron como datos de trabajo aquellos que se encuentran dentro del siguiente rango:

$$0.0 \leq IC \leq 2.9$$

$$23 \leq c \leq 37$$

Se observa que una serie de datos se encuentran claramente dentro de la tendencia de la curva logarítmica. Por lo cual, con estos datos se determinó la curva que representa el comportamiento del grupo de datos.

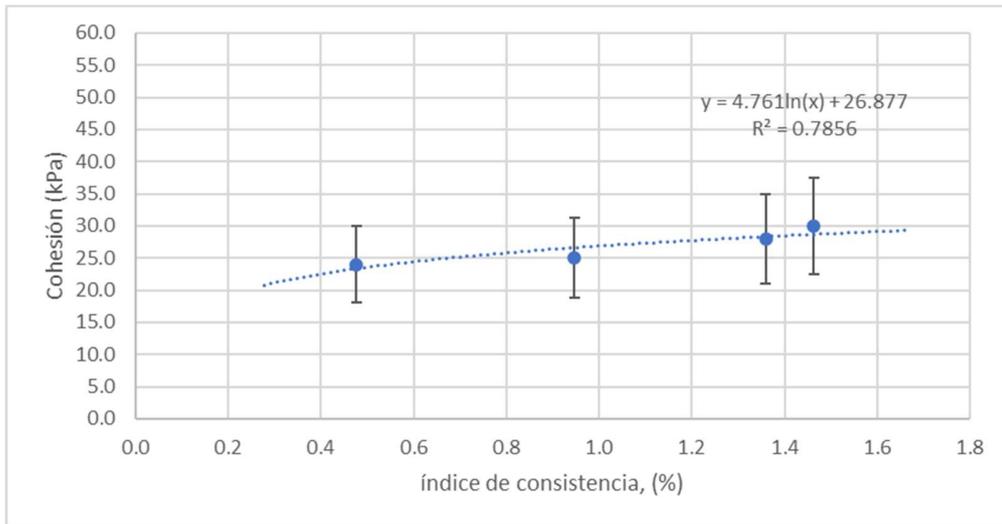


Figura 8-4. Datos correlacionados de cohesión vs índice de consistencia.

En la Tabla 8-8 se presenta el cálculo del error ponderado para los valores de cohesión.

Tabla 8-9. Cálculo del error ponderado para cohesión

IC (%)	c (KPa)	LN (IC)	C ESTIMADO	(ei - êi)/ei
1.01	39.00	0.01	26.93	0.31
0.48	24.00	-0.74	23.35	0.03
1.43	88.00	0.35	28.56	0.68
0.95	25.00	-0.05	26.62	0.06
0.31	27.00	-1.17	21.31	0.21
1.30	24.00	0.26	28.13	0.17
0.99	35.00	-0.01	26.81	0.23
1.46	30.00	0.38	28.69	0.04
1.36	28.00	0.31	28.34	0.01

El error ponderado es de:

$$\epsilon = 0.19$$

A partir de los análisis anteriores se concluye que el ángulo de fricción para suelos de comportamiento cohesivo se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$c' = 4.761 \cdot \ln(IC) + 26.877 \quad (56)$$

Para determinar el valor de cohesión se tiene una metodología, según el artículo realizado por K.K. Sorensen & N. Okkles de la universidad de Aarhus en Dinamarca que tiene por título “Correlación entre la resistencia al corte no drenado y el índice de plasticidad de arcillas sobreconsolidadas”; en este documento el instituto geotécnico Danés ha realizado varias pruebas de compresión triaxial sobre arcillas danesas sobreconsolidadas que van desde arcillas de baja a muy alta plasticidad, se presentan la comparación de valores de resistencia al corte no drenado vs Cohesión drenada de suelos sobreconsolidados y definen la siguiente ecuación:

$$c' = 0.2 Su \quad (57)$$

De acuerdo con las fórmulas mostradas anteriormente, se presenta el cálculo de los parámetros para el suelo cohesivo en las torres que aplica:

Tabla 8-10. Valores de ángulo de fricción y cohesión

Torre	IP (%)	IC (%)	LN (Ip)	LN(IC)	Corte directo		k.k. Sorensen	
					Φ (°)	C' (kPa)	Su (kN/m ²)	C' (kPa)
TVA071V	13.54	1.47	2.6	0.4	34.2	28.7	105	21
TVA146	23.23	0.75	3.1	-0.3	29.7	25.5	90	18
TVA153	20.74	0.91	3.0	-0.1	30.6	26.4	90	18
TVA154	19.14	0.75	3.0	-0.3	31.3	25.5	75	15
TVA170	23.2	1.43	3.1	0.4	29.7	28.6	60	12
TVA218	23.66	0.93	3.2	-0.1	29.5	26.5	60	12
TVA222	25.24	0.60	3.2	-0.5	29.0	24.5	60	12
TVA226	27.85	1.10	3.3	0.1	28.1	27.3	60	12
TVA283V	13.51		2.6		34.2	0.0	60	12
TVA288	25	0.39	3.2	-0.9	29.0	22.4	45	9
TVA299	21.6	0.85	3.1	-0.2	30.3	26.1	45	9
TVA313	20.52	0.93	3.0	-0.1	30.7	26.5	30	6

Torre	IP (%)	IC (%)	LN (Ip)	LN(IC)	Corte directo		k.k. Sorensen	
					Φ (°)	C' (kPa)	Su (kN/m ²)	C' (kPa)
TVA343	13.18	1.50	2.6	0.4	34.4	28.8	15	3

Debido a que se tienen dos fórmulas para el cálculo de cohesión se evalúan ambos los resultados y se escoge trabajar con la calculada por K.K. Sorensen debido a que los valores que la misma registran son más reales al comportamiento del suelo.

8.4.1. Torre denominada tipo A0.2

La torre denominada tipo A0.2 tiene una carga a compresión de 392.41 kN, una carga a tensión de 252.18 kN; por otro lado, este tipo de torre puede estar compuesta desde 1 hasta 4 cuerpos, y de acuerdo con el diseño la inclinación del stub respecto a la horizontal será de 81°, por último, podrá ser construida a altitudes entre 0 y 2000 m. s. n. m.

El tipo de torre A0.2 se encuentra cimentada en materiales cohesivos con consistencia rígida a dura, en estado seco o sumergido; y los materiales granulares se encontraron en compacidad baja, media y densa, y en estado seco o sumergido. Lo nombrado anteriormente se relaciona en la Tabla 8-11.

Tabla 8-11. Número de torre, tipo de material, N SPT, condición de sumergencia y consistencia o compacidad, para el tipo de torre A0.2.

TORRE	MATERIAL	N ₆₀ (GOLPES/PIE) PROF. ≤ 3m	SUMERGENCIA	CONSISTENCIA O COMPACIDAD < 3m
TVA146	COHESIVO	20	SECA	CONSISTENCIA MUY RIGIDA
TVA153	COHESIVO	20	SUMERGIDA	CONSISTENCIA MUY RIGIDA
TVA154	COHESIVO	10	SUMERGIDA	CONSISTENCIA RIGIDA
TVA222	COHESIVO	30	SECA	CONSISTENCIA DURA
TVA230	GRANULAR	30	SECA	COMPACIDAD DENSA

TORRE	MATERIAL	N ₆₀ (GOLPES/PIE) PROF. ≤ 3m	SUMERGENCIA	CONSISTENCIA O COMPACIDAD < 3m
TVA235	GRANULAR	20	SECA	COMPACIDAD MEDIA
TVA272N	GRANULAR	15	SUMERGIDA	COMPACIDAD MEDIA
TVA282	GRANULAR	5	SECA	COMPACIDAD MUY BAJA
TVA288	COHESIVO	15	SECA	CONSISTENCIA RIGIDA

Para estas torres denominadas A0.2 de suspensión, se presenta la relación de la nomenclatura geológica, tipo de exploración, y nivel freático y profundidad encontrado en cada torre; con la exploración realizada, se realizaron ensayos tales como: humedad, límites de consistencia, granulometría, peso unitario, pH, y cloruros y sulfatos (ver Tabla 8-12).

De acuerdo con la localización del alineamiento, se pueden diferenciar varias unidades geológicas de rocas, y otras de suelos arenosos y arcillosos. Por otro lado, se encuentran materiales ígneos como el batolito de Buga; rocas metamórficas pertenecientes al macizo ofiolítico de Ginebra; y sedimentarias de la Formación La Paila, La Pobreza, Cinta de piedra y Zarzal; y, por último, depósitos cuaternarios del reciente, acumulados por la dinámica fluvial del río Cauca y sus afluentes.

Tabla 8-12. Número de torre, tipo y profundidad de exploración y nivel freático, para el tipo de torre A0.2.

Estructura Número	Tipo de exploración	Profundidad Exploración (m)	NF (m)
TVA146	TVA146	3.30	No
TVA153	TVA153	3.50	No
TVA154	TVA154	6.80	4.00
TVA222	TVA222	4.95	No
TVA230	TVA230	3.30	No
TVA235	TVA235	5.65	No

Estructura Número	Tipo de exploración	Profundidad Exploración (m)	NF (m)
TVA272N	TVA272N	6.00	No
TVA282	TVA282	6.00	No
TVA288	P TVA288 y TVA294-TVA298	15.00	6.20

En la Tabla 8-13 se relaciona el número de torre con los resultados de N SPT (Golpes/pie) en profundidad menor a tres metros, el valor de resistividad, pH, el peso unitario total del suelo y relleno, el valor de cloruros, sulfatos, limite líquido, y limite plástico. También se reporta en dicha Tabla, de acuerdo con la metodología del cono de arranque, el valor del ángulo para realizar el respectivo cálculo, y el tipo de torre (Suspensión o Retención).

Tabla 8-13. Numero de torre, N SPT, resistividad, pH, peso unitario del suelo y relleno, cloruros, sulfatos, limite líquido y plástico, potencial de expansión, ángulo del cono de arranque y tipo de torre.

Numero de torre	N ₆₀ SPT < 3m	Resistividad Ohm - m	pH	γ _t (ton/m ³)	γ _r (ton/m ³)	Cloruros (mg/Kg Cl-)	Sulfatos (mg/Kg SO4)	L.L. (%)	I.P. (%)	Potencial de expansión	θ Cono arranque	Tipo de torre
TVA146	20	12.30	6.55	1.82	1.60	<10	640	53.33	23.23	MEDIO	30	SUSPENSIÓN
TVA153	20	56.00	7.62	1.89	1.60	<10	6	45.48	20.74	MEDIO	15	SUSPENSIÓN
TVA222	30	9.85	6.32	1.74	1.60	<10	<6	48.42	25.24	MEDIO	30	SUSPENSIÓN
TVA230	30	8.40	6.37	1.49	1.60	<10	<6	35.06	15.42	BAJO	30	SUSPENSIÓN
TVA235	20	13.91	6.80	1.70	1.60	<10	6.8	26.10	11.64	BAJO	30	SUSPENSIÓN
TVA272N	15	72.80	6.47	1.72	1.60	<10	<6	30.59	9.76	BAJO	15	SUSPENSIÓN
TVA282	5	516.00	6.18	1.24	1.60	<10	67.7	48.15	17.73	BAJO	30	SUSPENSIÓN
TVA288	15	311.00	5.53	1.85	1.60	15	44.3	67.80	25.00	BAJO	30	SUSPENSIÓN

De acuerdo con las perforaciones y ensayos de laboratorio que permitieron definir el tipo de suelo y sus propiedades, y según las dimensiones de las zapatas utilizadas para el cálculo de la metodología del cono de arranque donde su factor de seguridad es de 1.5, se procede a realizar las memorias de cálculo que permitirán realizar la comparación con las demás metodologías que han sido estudiadas a lo largo de este documento. Las memorias de los cálculos realizados pueden ser encontradas en el ANEXO 3.

8.4.1.1. Torres en material cohesivo consistencia rígida TVA154 Y TVA288

Para la Torre TVA154, se realiza el cálculo para las otras metodologías, de acuerdo con las dimensiones de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-14.

Tabla 8-14. Dimensiones y parámetros de resistencia utilizados para TVA154 en estado sumergido.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
3	2.5	10	6.19	15	6	30

Para el cálculo por las otras metodologías fueron utilizadas las dimensiones y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-15.

Tabla 8-15. Comparación metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la Torre TVA154 con consistencia rígida y en estado sumergido.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	378.24	252.2	1.50	1.00
Fricción y cortante	263.24	252.2	1.04	0.70
Meyerhof y Adams	270.74	252.2	1.07	0.72
Balla	203.10	252.2	0.81	0.54
Matsuo	315.38	252.2	1.25	0.83
Biarez y Barraud	146.54	252.2	0.58	0.39

La Figura 8-7 realizada para la Torre TVA154 de tipo A0.2 (ver Figura 90) en un material cohesivo de consistencia rígida en condición sumergida dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es en todos los casos mayor al de las demás metodologías y la que se encuentra más cercana es la de Matsuo con un valor normalizado de 0.83, por otro lado, se tiene que Biarez y Barraud es la metodología con el factor de seguridad más bajo de (FS metodología/FsCono 0.39).

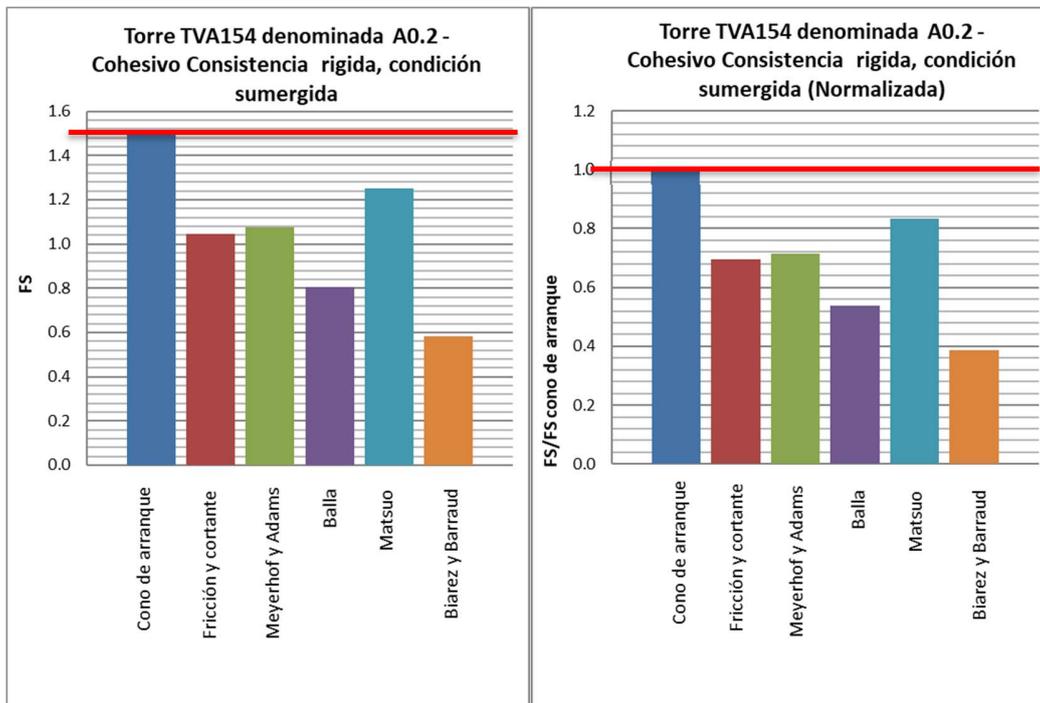


Figura 8-5. Valores de FS para los diferentes métodos en comparación con el método del cono arranque, para la Torre TVA154.

Para la Torre TVA288, se realiza el cálculo con las diferentes metodologías de acuerdo con las dimensiones de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-16.

Tabla 8-16. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA288 en estado seco.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
2.1	2.0	16	16	30	9	29

Para el cálculo por las diferentes metodologías fueron utilizadas las dimensiones y parámetros de resistencia presentados en la Tabla 8-16; los resultados de los mismos se encuentran en la Tabla 8-17.

Tabla 8-17. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado para la torre TVA288, con material cohesivo de consistencia rígida y condición de sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	385.97	252.18	1.53	1.00
Fricción y cortante	405.31	252.18	1.61	1.05
Meyerhof y Adams	483.35	252.18	1.92	1.25
Balla	319.98	252.18	1.27	0.83
Matsuo	638.42	252.18	2.53	1.65
Biarez y Barraud	251.89	252.18	1.00	0.65

La Figura 8-6 realizada para la Torre TVA288 del tipo A0.2 en un material cohesivo de consistencia rígida en condición seca (ver Figura 8-6) dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio y la metodología de Fricción y cortante y, Meyerhof y Adams se encuentra muy cercana, con valores FS metodología/FsCono 1.05 y 1.25, respectivamente. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 1.65) y Biarez y Barraud el más bajo (FS metodología/FsCono 0.65).

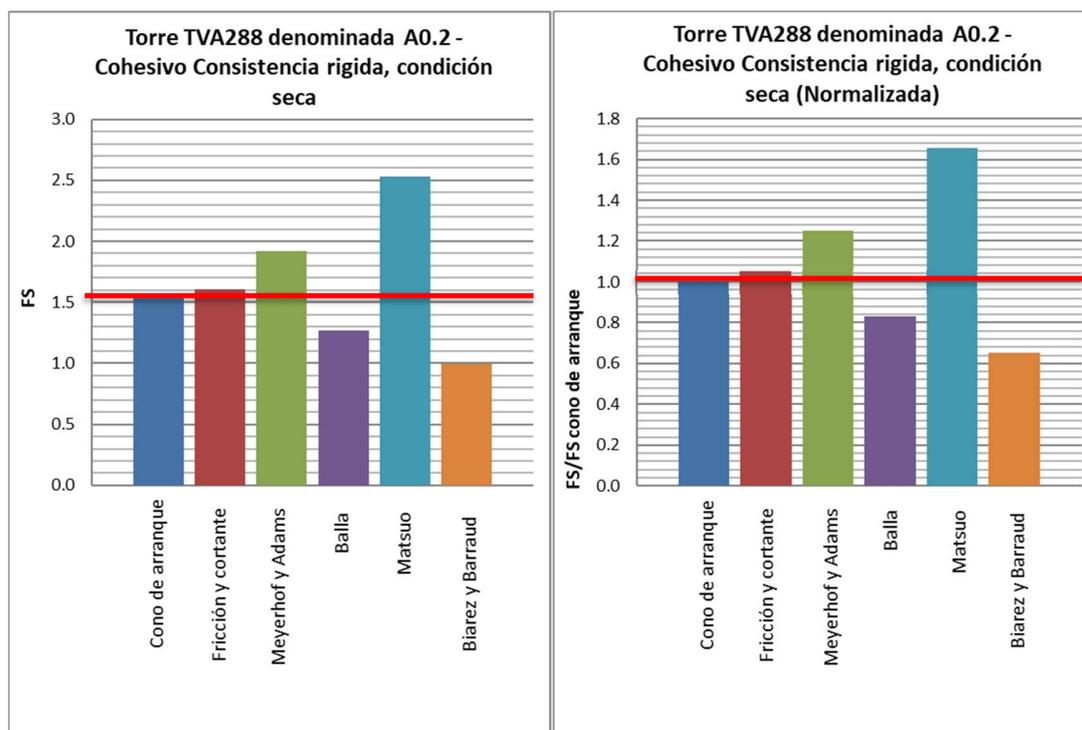


Figura 8-6. Valores de FS para los diferentes métodos en comparación con el método del cono arranque, para la Torre TVA0.2.

8.4.1.1. Torres en material cohesivo consistencia muy rígida TVA153 Y TVA146

Para la Torre TVA153 se realiza el cálculo para las diferentes metodologías de acuerdo con las dimensiones de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-18.

Tabla 8-18. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA153.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
3.0	2.5	10	6.19	15	12	31

Para los cálculos con las diferentes metodologías fueron utilizadas las dimensiones y parámetros de resistencia presentados en la Tabla 8-18; los resultados de los mismos se encuentran en la Tabla 8-19.

Tabla 8-19. Comparación de las metodologías de acuerdo con los factores de seguridad encontrados para el sitio de la Torre TVA153, en material cohesivo con consistencia muy rígida y en estado sumergido.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	378.24	252.18	1.50	1.00
Fricción y cortante	443.24	252.18	1.76	1.17
Meyerhof y Adams	450.74	252.18	1.79	1.19
Balla	308.89	252.18	1.22	0.82
Matsuo	546.53	252.18	2.17	1.44
Biarez y Barraud	268.94	252.18	1.07	0.71

La Figura 8-7 realizada para la Torre TVA153 de tipo A0.2 en un material cohesivo de consistencia muy rígida en condición sumergida (ver Figura 8-7) dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio y la

metodología de Fricción y cortante y, Meyerhof y Adams se encuentra muy cercanas, con valores FS metodología/FsCono 1.17 y 1.19, respectivamente. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 1.44) y Biarez y Barraud el más bajo (FS metodología/FsCono 0.71).

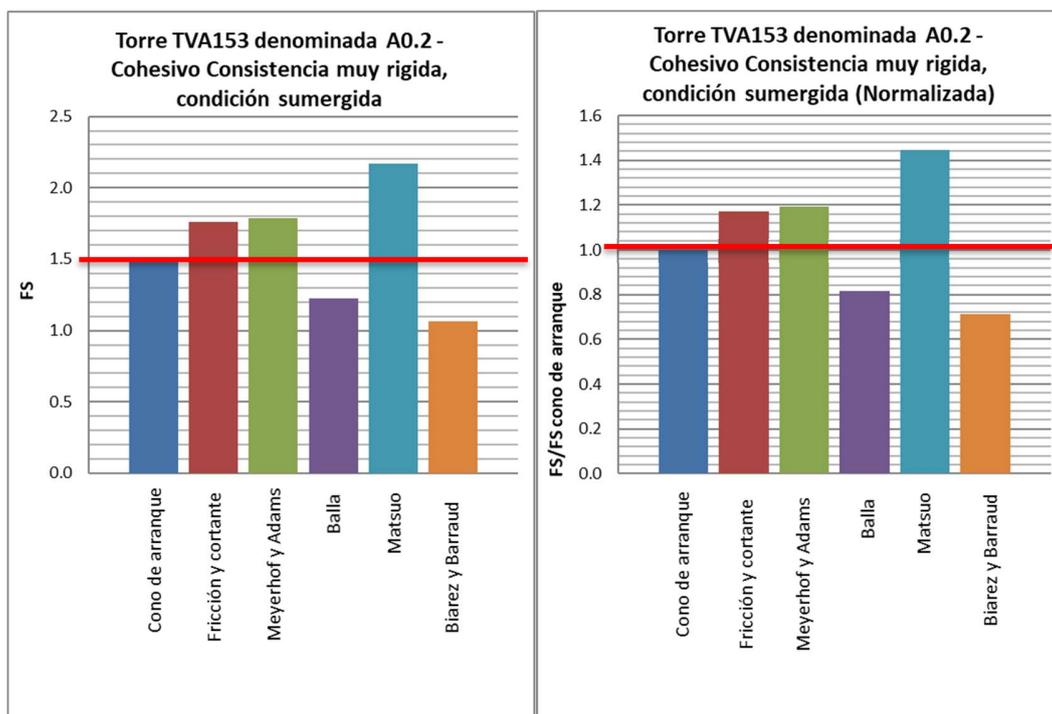


Figura 8-7. Valores de FS para los diferentes métodos en comparación con el método del cono arranque, para la Torre TVA0.2.

Para la Torre TVA146 se realiza el cálculo con las diferentes metodologías, de acuerdo con las dimensiones de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-20.

Tabla 8-20. Dimensiones y parámetros de resistencia utilizados para el sitio de la Torre TVA146.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
2.2	2.0	16	16	30	12	31

Para los cálculos con las diferentes metodologías, fueron utilizadas las dimensiones y parámetros de resistencia presentados en la Tabla 85; los resultados de los mismos se encuentran en la Tabla 8-21.

Tabla 8-21. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA146 con consistencia muy rígida y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	385.97	252.18	1.53	1.00
Fricción y cortante	459.75	252.18	1.82	1.19
Meyerhof y Adams	555.50	252.18	2.20	1.44
Balla	352.84	252.18	1.40	0.91
Matsuo	740.17	252.18	2.94	1.92
Biarez y Barraud	299.41	252.18	1.19	0.78

La Figura 8-8 realizada para el sitio de la Torre TVA146 de tipo A0.2 en un material cohesivo de consistencia muy rígida en condición seca (ver Figura 93) dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio y la metodología de Meyerhof y Adams y Balla se encuentra muy cercanas, con valores FS metodología/FsCono 1.44 y 0.91, respectivamente. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 1.92) y Biarez y Barraud el más bajo (FS metodología/FsCono 0.78).

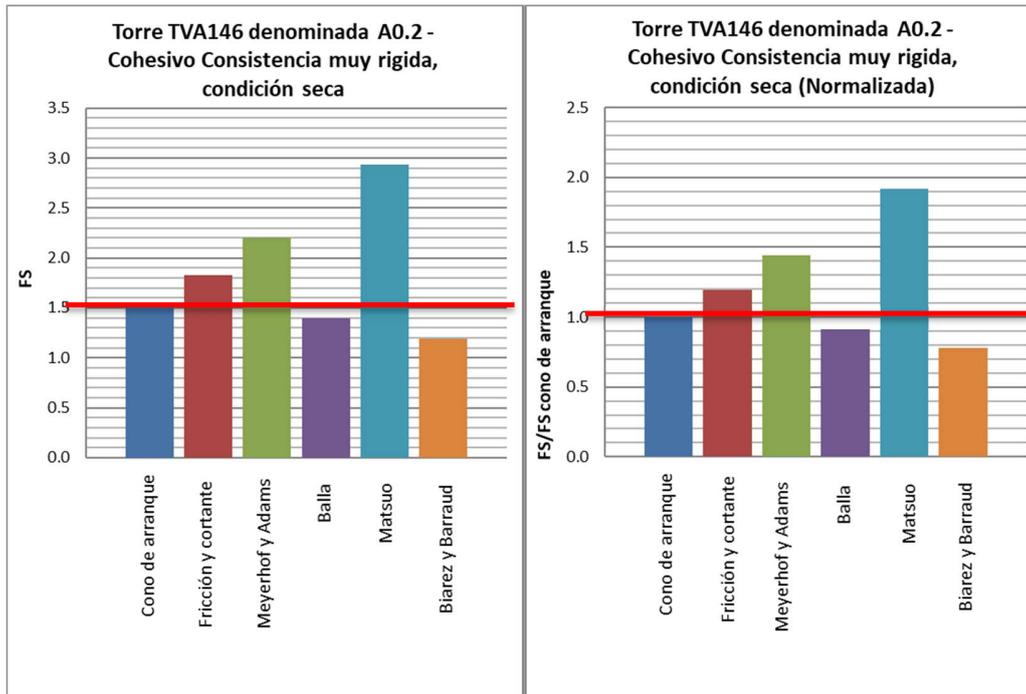


Figura 8-8. Valores de FS para los diferentes métodos en comparación con el método del cono arranque, para la Torre TVA0.2.

8.4.1.2. Torre en material cohesivo consistencia dura TVA222

Para la TVA222 se realiza el cálculo de las metodologías de acuerdo a las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y a las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-22.

Tabla 8-22. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA222.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
2.6	2.0	16	16	20	29	18

Para el cálculo de las metodologías fueron utilizados las medidas y parámetros de resistencia, los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-23.

Tabla 8-23. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA222 con consistencia dura y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	376.28	252.18	1.49	1.00
Fricción y cortante	701.98	252.18	2.78	1.87
Meyerhof y Adams	791.21	252.18	3.14	2.10
Balla	434.76	252.18	1.72	1.16
Matsuo	1014.45	252.18	4.02	2.70
Biarez y Barraud	436.22	252.18	1.73	1.16

La Figura 8-9 realizada para la TVA222 denominada A0.2 en un material cohesivo de consistencia dura en condición seca, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es el más bajo y la metodología de Balla y Meyerhof y Adams se encuentra muy cercana, con valores FS metodología/FsCono 1.16. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 2.70) y Biarez y Barraud.

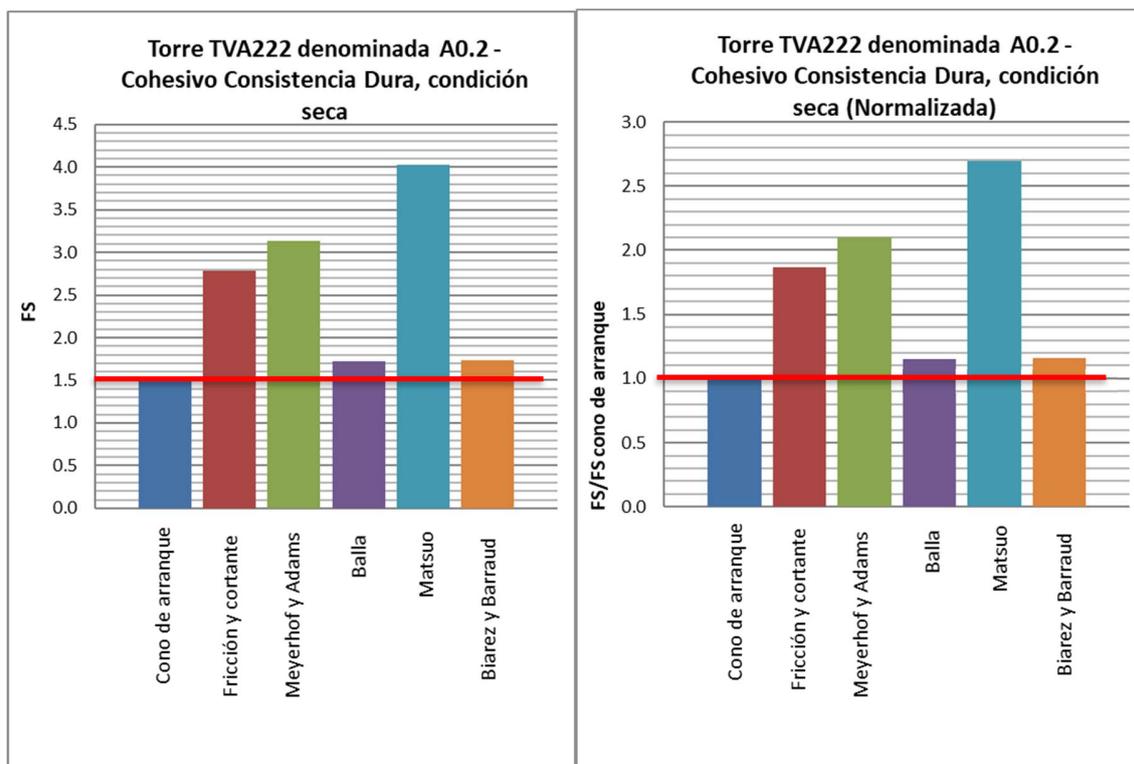


Figura 8-9. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.3. Torre en material granular compactación muy baja TVA282

Para la TVA282 se realiza el cálculo de las metodologías de acuerdo con las dimensiones de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y a las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-24.

Tabla 8-24. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA282.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ' Ángulo de fricción (Japan) (°)
2.2	2.0	16	16	30	24

Para el cálculo con las metodologías analizadas en este documento, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-25.

Tabla 8-25. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA282 con compactación muy baja y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	385.9	252.2	1,53	1,00
Fricción y cortante	240.8	252.2	0,96	0,62
Meyerhof y Adams	284.2	252.2	1,13	0,74
Balla	211.0	252.2	0,84	0,55
Matsuo	363.6	252.2	1,44	0,94
Biarez y Barraud	124.1	252.2	0,49	0,32

La Figura 8-10 realizada para la torre TVA282 denominada A0.2 en un material granular de compactación muy baja en condición seca, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es en todos los casos mayor al de las demás metodologías y la que se encuentra más cercana es la de Matsuo con un valor normalizado de 0.94, por otro lado, se tiene que Biarez y Barraud es la metodología con el factor de seguridad más bajo de 0.49, factor de seguridad normalizado de 0.32.

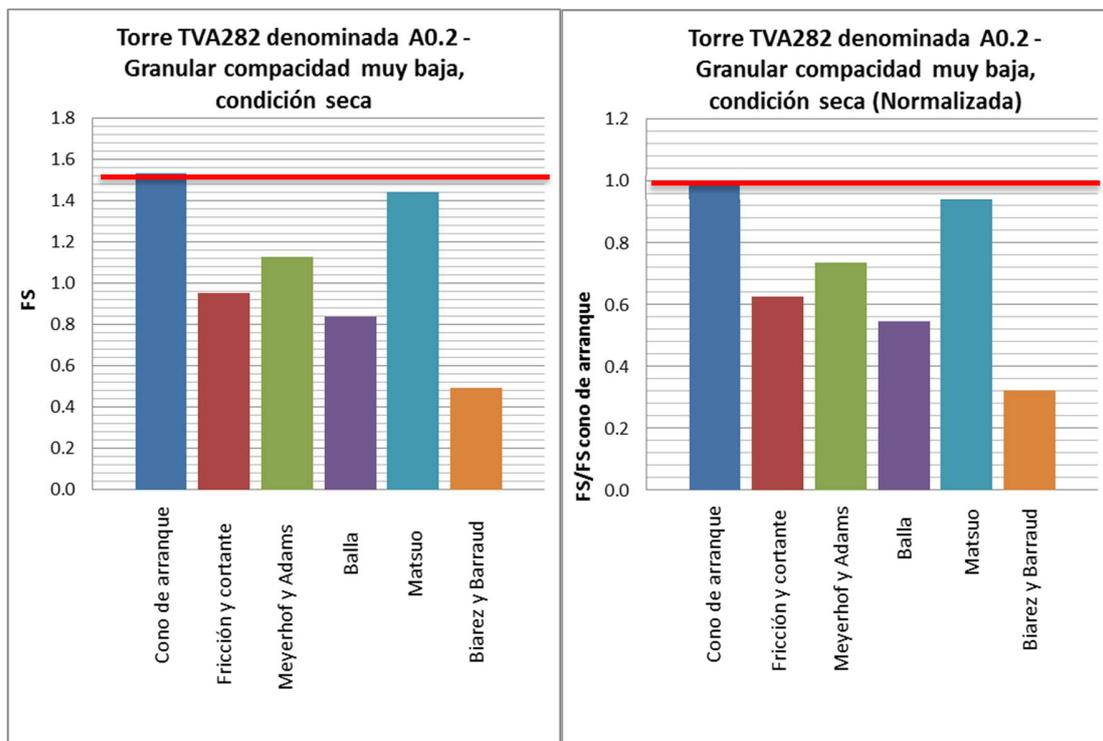


Figura 8-10. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.4. Torres en material granular compacidad media TVA272N y TVA235

Para la TVA272N se realiza el cálculo con las metodologías analizadas en este documento, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y a las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-26.

Tabla 8-26. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA272N.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ Ángulo de fricción (Japan) (°)
-------	-------	---	---	---------------	--

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ' Ángulo de fricción (Japan) (°)
2.6	3.0	10	6.19	15	30

Para el cálculo con las metodologías analizadas en este documento, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-27.

Tabla 8-27. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA272N con compacidad media y sumergencia en estado sumergido.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	382.4	252.2	1.52	1.00
Fricción y cortante	244.3	252.2	0.97	0.64
Meyerhof y Adams	339.7	252.2	1.35	0.89
Balla	340.8	252.2	1.35	0.89
Matsuo	399.2	252.2	1.58	1.04
Biarez y Barraud	144.4	252.2	0.57	0.38

La Figura 8-11 realizada para la torre TVA272N denominada A0.2, en un material granular de compacidad media en condición sumergida, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es mayor al de las demás metodologías y la que se encuentra más cercana es la de Matsuo con un valor normalizado de 0.38, por otro lado, se tiene que Biarez y Barraud es la metodología con el factor de seguridad bajo (FS metodología/FsCono 0.38).

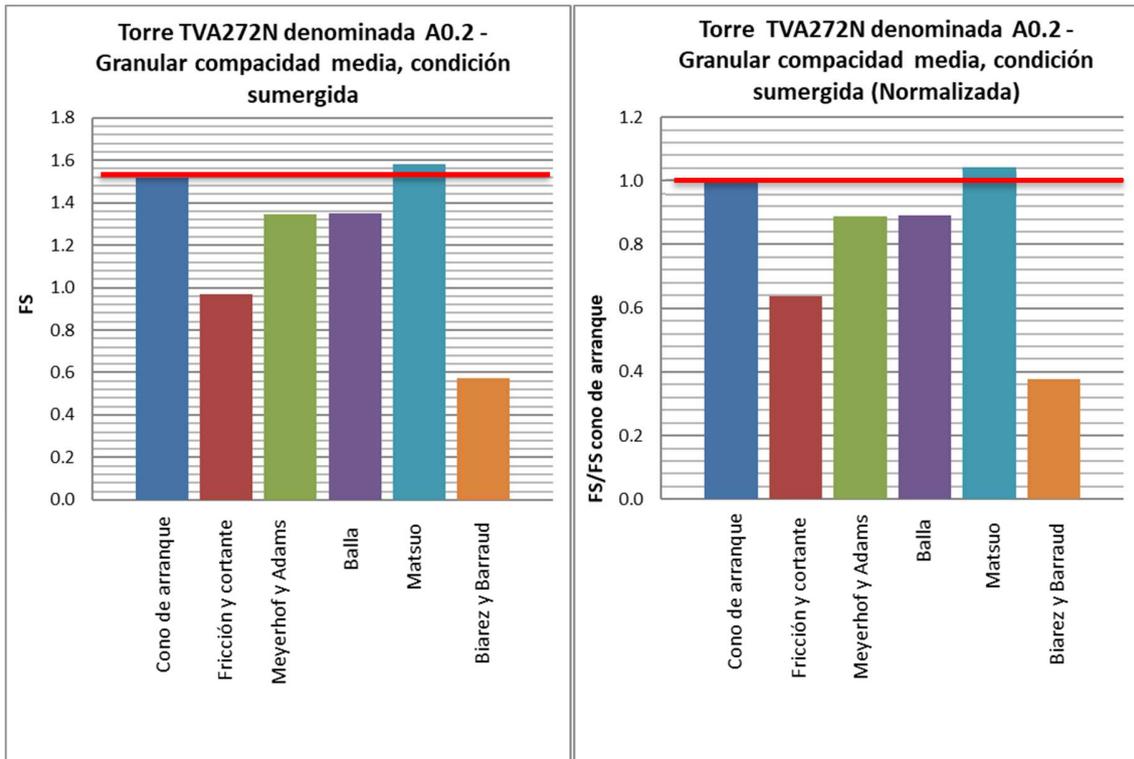


Figura 8-11. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

Para la torre TVA235 se realiza el cálculo con las metodologías analizadas en este documento, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y a las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-28.

Tabla 8-28. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para torre TVA235.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ Ángulo de fricción (Japan) (°)
2.2	2.0	16	16	30	32

Para el cálculo con las metodologías analizadas en este documento fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas son presentados en la Tabla 8-29.

Tabla 8-29. Comparación de metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA235 con compacidad media y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	386.0	252.2	1,50	1,00
Fricción y cortante	249.2	252.2	0,99	0,66
Meyerhof y Adams	354.8	252.2	1,41	0,94
Balla	227.8	252.2	0,90	0,60
Matsuo	474.3	252.2	1,88	1,25
Biarez y Barraud	141.0	252.2	0,56	0,37

La Figura 8-12 realizada para la torre TVA235 denominada A0.2, en un material granular de compacidad media en condición seca, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es mayor al calculado para los otros métodos, exceptuando al método de Matsuo el cual dio un factor de seguridad de 1.9, mientras que la metodología que dio como resultado el factor de seguridad menor es el método de Biarez y Barraud, de 0.6.

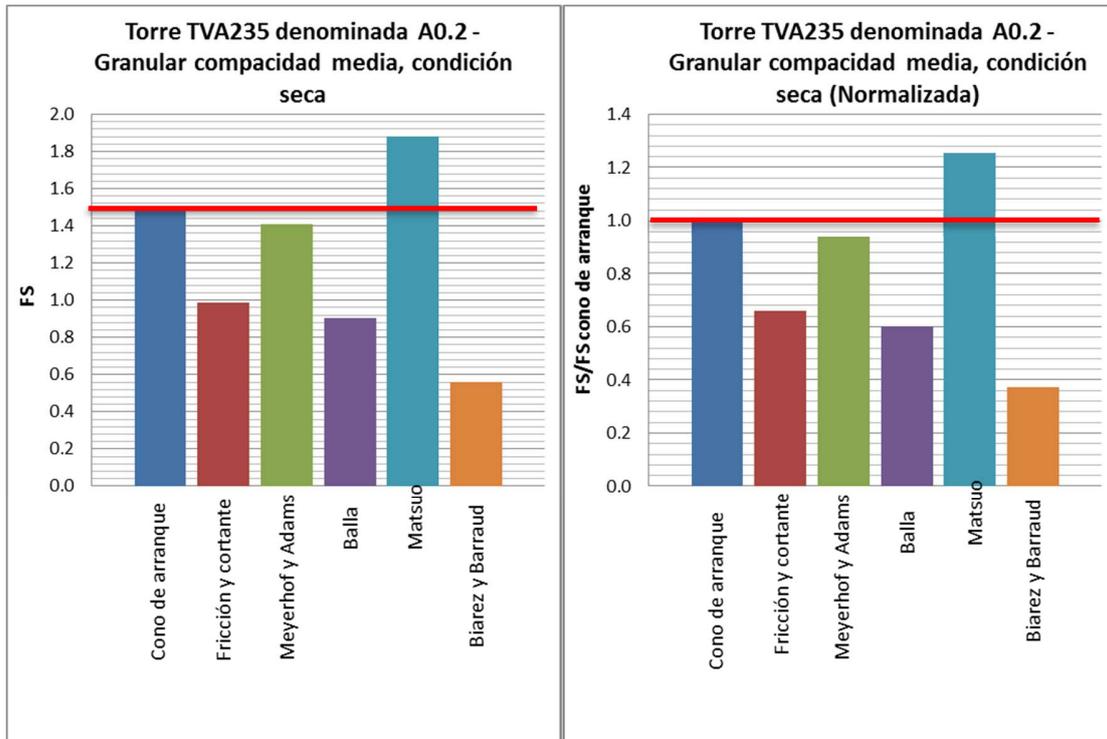


Figura 8-12. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método del cono arranque.

8.4.1.5. Torre en material granular compacidad densa TVA230

Para la torre TVA230, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-30.

Tabla 8-30. Medidas y parámetros de resistencia utilizados la torre TVA230.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ Ángulo de fricción (Japan) (°)
2.2	2.0	16	16	30	36

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-31.

Tabla 8-31. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA230 con compacidad densa y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	386.0	252.2	1,53	1,00
Fricción y cortante	232.2	252.2	0,92	0,60
Meyerhof y Adams	379.2	252.2	1,50	0,98
Balla	229.2	252.2	0,91	0,59
Matsuo	510.1	252.2	2,02	1,32
Biarez y Barraud	161.5	252.2	0,64	0,42

En la Figura 8-13 realizadas para la torre TVA230 denominada A0.2, en un material granular de compacidad densa en condición seca, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es igual al método de Meyerhof y Adams, lo que indica que para este tipo de suelo con estos parámetros de resistencia este método se comporta de manera similar al cono de arranque, por otro lado, el método que dio el factor de seguridad más bajo es el de Biarez y Barraud con un valor de 0.64. El método de Matsuo da el factor de seguridad más alto (FS = 2.02), correspondiente a un factor de seguridad normalizado de 1.32.

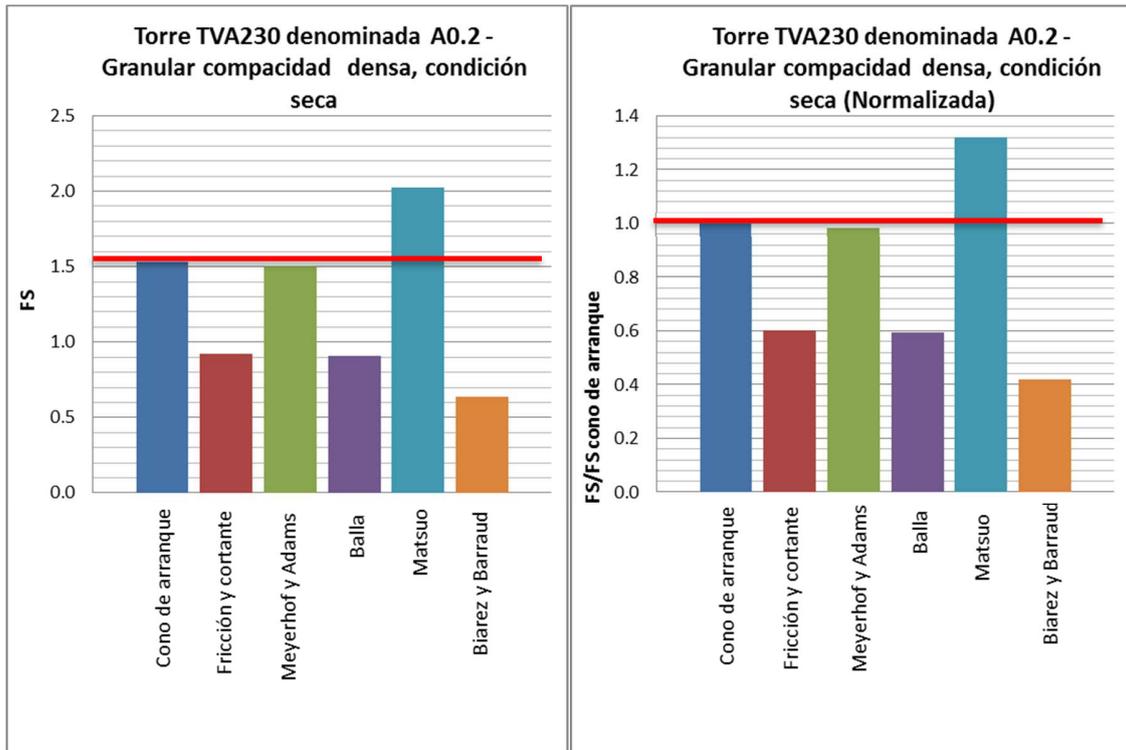


Figura 8-13. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1. Torre denominada tipo B.2

La torre denominada tipo B.2 tiene una carga a compresión de 1095.33 kN, una carga a tensión de 931.70 kN y una carga lateral de 6.60 kN; por otro lado, este tipo de torre puede estar compuesta de 1 hasta 6 cuerpos y de acuerdo con el diseño, la inclinación del stub será de 81°; por último, podrá ser construida a altitudes entre 0 y 2000.

Para el tipo de torre B.2 se encontraron materiales cohesivos con consistencia blanda, rígida, muy rígida y dura en sumergencia, en estado seco; y los materiales granulares se encontraron en compactidad muy baja y media, en sumergencia o en estado seco; lo nombrado anteriormente se relaciona en la Tabla 8-32.

Tabla 8-32. Número de torre, material, N SPT, Sumergencia y Consistencia o Compactidad, para los materiales de la torre B.2.

TORRE	MATERIAL	N ₆₀ (GOLPES/PIE) PROF. < 3m	SUMERGENCIA	CONSISTENCIA O COMPACIDAD < 3m
TVA170	COHESIVO	30	SECA	CONSISTENCIA DURA
TVA226	COHESIVO	20	SECA	CONSISTENCIA MUY RIGIDA
TVA281	GRANULAR	5	SECA	COMPACIDAD MUY BAJA
TVA283V	COHESIVO	5	SECA	CONSISTENCIA BLANDA
TVA286	GRANULAR	15	SECA	COMPACIDAD MEDIA
TVA343	COHESIVO	15	SECA	CONSISTENCIA RIGIDA

Para estas torres denominadas B.2 se presenta la relación de la nomenclatura geológica, tipo de exploración, profundidad y nivel freático encontrado en cada torre; con la exploración realizada se realizaron ensayos de clasificación, físicos y químicos, tales como (humedad, límites de consistencia, granulometría, peso unitario, pH, cloruros y sulfatos), (ver Tabla 8-33).

Tabla 8-33. Número de torre, nomenclatura geológica, tipo y profundidad de exploración y nivel freático.

Estructura Número	Tipo de exploración	Profundidad Exploración (m)	NF (m)
TVA170	TVA170	1.65	No
TVA226	TVA226	5.40	No
TVA281	TVA281	7.00	No
TVA283V	TVA283V	6.00	No
TVA286	TVA286	2.30	No
TVA343	ATVA340- TVA343	1.44	No

En la Tabla 8-34 se relaciona el número de torre con los resultados de N₆₀ SPT (Golpes/pie) en profundidad menor a tres metros, el valor de resistividad, pH, el peso unitario total del suelo y relleno, el valor de cloruros, sulfatos, límite líquido, y límite

plástico. También se suministra en la Tabla, de acuerdo con la metodología del cono de arranque, el valor del ángulo para realizar el respectivo cálculo y el tipo de torre (Suspensión o Retención).

Tabla 8-34. Número de torre, N_{60} SPT, resistividad, pH, peso unitario del suelo y relleno, cloruros, sulfatos, límite líquido y plástico, potencial de expansión, ángulo del cono de arranque y tipo de torre.

Número de torre	N SPT < 3m	Resistividad Ohm - m	pH	γ_t (ton/m ³)	Cloruros (mg/Kg Cl-)	Sulfatos (mg/Kg SO4)	L.L. (%)	I.P. (%)	Potencial de expansión	θ Cono arranque	Tipo de torre
TVA170	30	8.93	6.38	1.73	<10	7	55.98	23.20	BAJO	30	RETENCIÓN
TVA226	20	36.30	6.32	1.53	<10	<6	57.07	27.85	MEDIO	30	RETENCIÓN
TVA281	5	434.00	5.94	1.23	<10	100.6	32.95	16.92	BAJO	30	RETENCIÓN
TVA283V	5	179.00	5.70	1.22	<10	10.2	48.82	13.51	BAJO	30	RETENCIÓN
TVA286	15	26.20	6.00	1.71	<10	<6	26.81	5.61	BAJO	30	RETENCIÓN
TVA343	15	1853.00	7.37	1.60	<10	<6	34.47	13.18	BAJO	30	RETENCIÓN

De acuerdo con las perforaciones y ensayos de laboratorio que permitieron definir el tipo de suelo y sus propiedades, y según las medidas de las zapatas utilizadas para el cálculo de la metodología del cono de arranque, donde su factor de seguridad es de 1.5, se procede a realizar las memorias de cálculo que permitirán realizar la comparación con las demás metodologías que han sido estudiadas a lo largo de este documento. Las memorias realizadas pueden ser encontradas en el ANEXO 3.

8.4.1.1. Torres en material cohesivo consistencia blanda TVA283

Para la torre TVA283, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-35.

Tabla 8-35. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA154.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de	γ_s (kN/m ³) Otras	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de
-------	-------	---	---------------------------------------	---------------	----------------------------------	-------------------

		arranque	metodologías			fricción (°)
3.6	3.5	16	16	20	3	34

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-36.

Tabla 8-36. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA283 con consistencia blanda y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	1391.7	931.7	1.50	1.00
Fricción y cortante	1327.7	931.7	1.42	0.95
Meyerhof y Adams	1976.7	931.7	2.12	1.41
Balla	1467.0	931.7	1.57	1.05
Matsuo	2315.8	931.7	2.49	1.66
Biarez y Barraud	908.6	931.7	0.98	0.65

La Figura 8-14 realizada para la torre TVA283 denominada B.2, en un material cohesivo de consistencia blanda en condición seca, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio con respecto a las demás metodologías, los métodos de Balla y Fricción y cortante arroja valores de FS metodología/FsCono 1.05 y 0.95, respectivamente. El método de Biarez y Barraud cuenta con el valor más bajo es de FS metodología/FsCono 0.65.

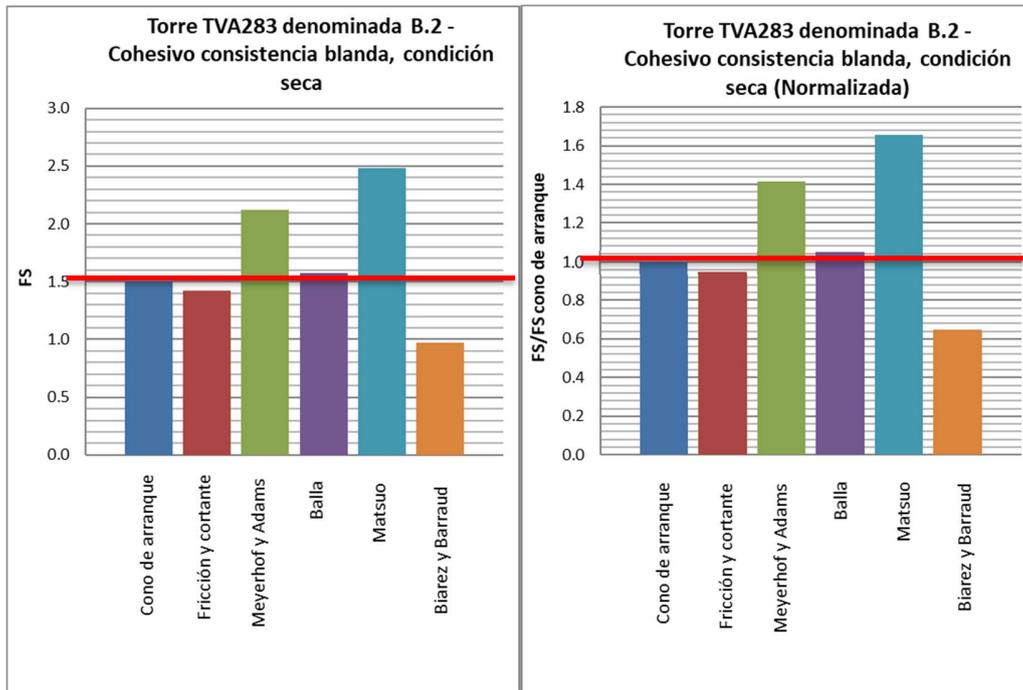


Figura 8-14. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.2. Torres en material cohesivo consistencia rígida TVA343

Para la torre TVA343 se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y a las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-37.

Tabla 8-37. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA343.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
3.5	3.0	16	16	30	9	34

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-38.

Tabla 8-38. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA343 con consistencia rígida y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	1391.4	931.7	1.50	1.00
Fricción y cortante	1295.1	931.7	1.39	0.93
Meyerhof y Adams	1743.7	931.7	1.87	1.25
Balla	1085.8	931.7	1.17	0.78
Matsuo	2116.4	931.7	2.27	1.51
Biarez y Barraud	761.4	931.7	0.82	0.54

La Figura 8-15 realizada para la torre TVA343, denominada B.2 en un material cohesivo de consistencia rígida en condición seca; dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio y la metodología de Fricción y cortante se encuentra muy cercana, con valores FS metodología/FsCono 0.93. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 1.51) y Biarez y Barraud el más bajo (FS metodología/FsCono 0.54).

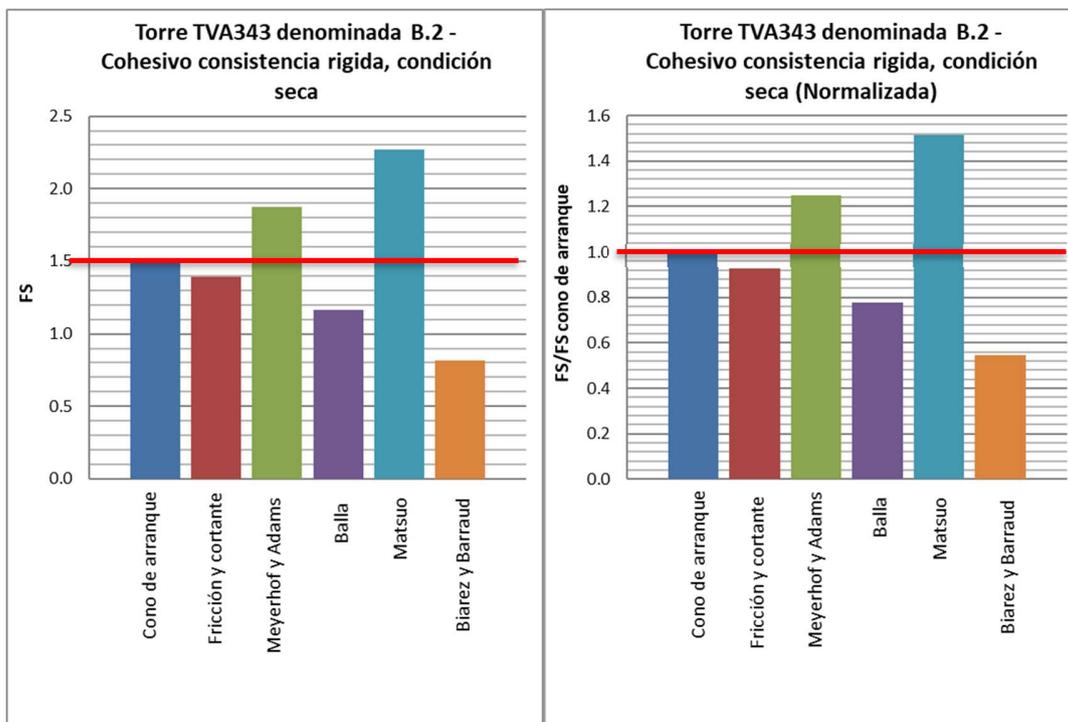


Figura 8-15. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.3. Torres en material cohesivo consistencia muy rígida TVA226

Para la torre TVA226 se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-39.

Tabla 8-39. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA226.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
3.5	3.0	16	16	30	12	28

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-40.

Tabla 8-40. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA226 con consistencia muy rígida y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	1391.4	931.7	1.50	1.00
Fricción y cortante	1405.7	931.7	1.51	1.01
Meyerhof y Adams	1653.6	931.7	1.77	1.18
Balla	1147.7	931.7	1.23	0.82
Matsuo	2006.6	931.7	2.15	1.44
Biarez y Barraud	882.3	931.7	0.95	0.63

La Figura 8-16 realizada para la TVA226 denominada B.2 en un material cohesivo de consistencia muy rígida en condición seca, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio y la metodología de Fricción y cortante y, Meyerhof y Adams se encuentra muy cercanas, con valores FS

metodología/FsCono 1.01 y 1.18, respectivamente. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 1.44) y Biarez y Barraud el más bajo (FS metodología/FsCono 0.63).

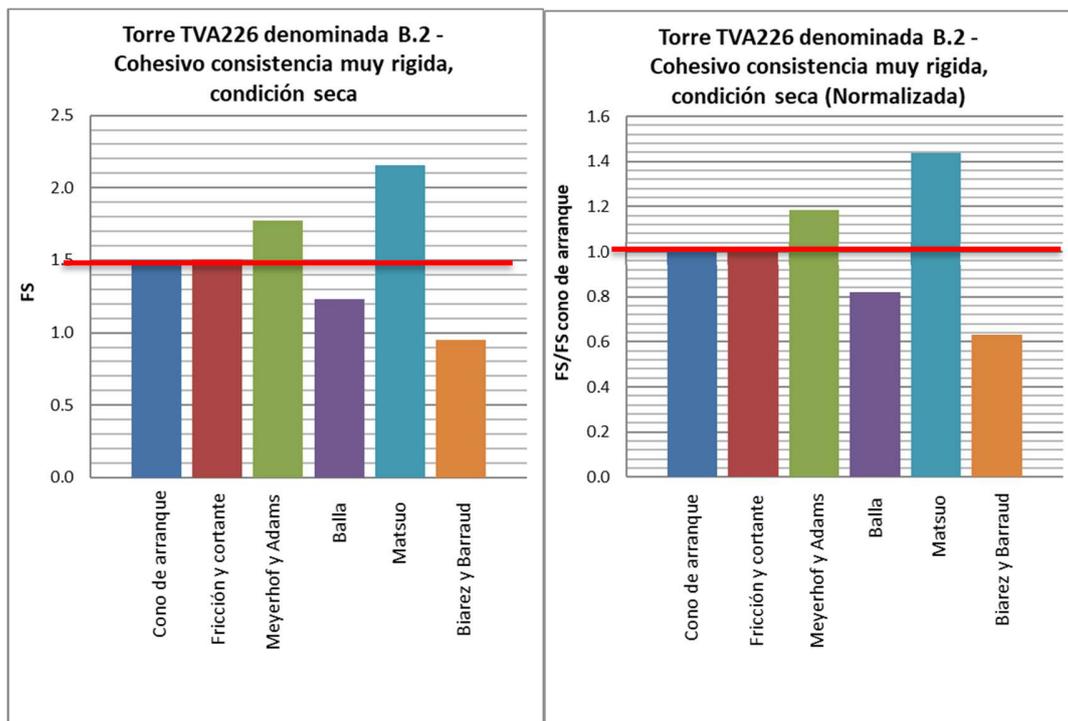


Figura 8-16. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.4. Torres en material cohesivo consistencia dura TVA170

Para la torre TVA170 se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-41.

Tabla 8-41. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA170.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
3.5	3.0	16	16	30	18	30

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-42.

Tabla 8-42. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA170 con consistencia dura y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	1391.4	931.7	1.50	1.00
Fricción y cortante	1664.4	931.7	1.79	1.19
Meyerhof y Adams	1974.3	931.7	2.12	1.41
Balla	1322.1	931.7	1.42	0.95
Matsuo	2413.2	931.7	2.59	1.73
Biarez y Barraud	1071.3	931.7	1.15	0.77

La Figura 8-17 realizada para la TVA170 denominada B.2 en un material cohesivo de consistencia dura en condición seca, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio y la metodología de Fricción y cortante y Balla se encuentra muy cercanas, con valores FS metodología/FsCono 1.19 y 0.95, respectivamente. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 1.73) y Biarez y Barraud el más bajo (FS metodología/FsCono 0.77).

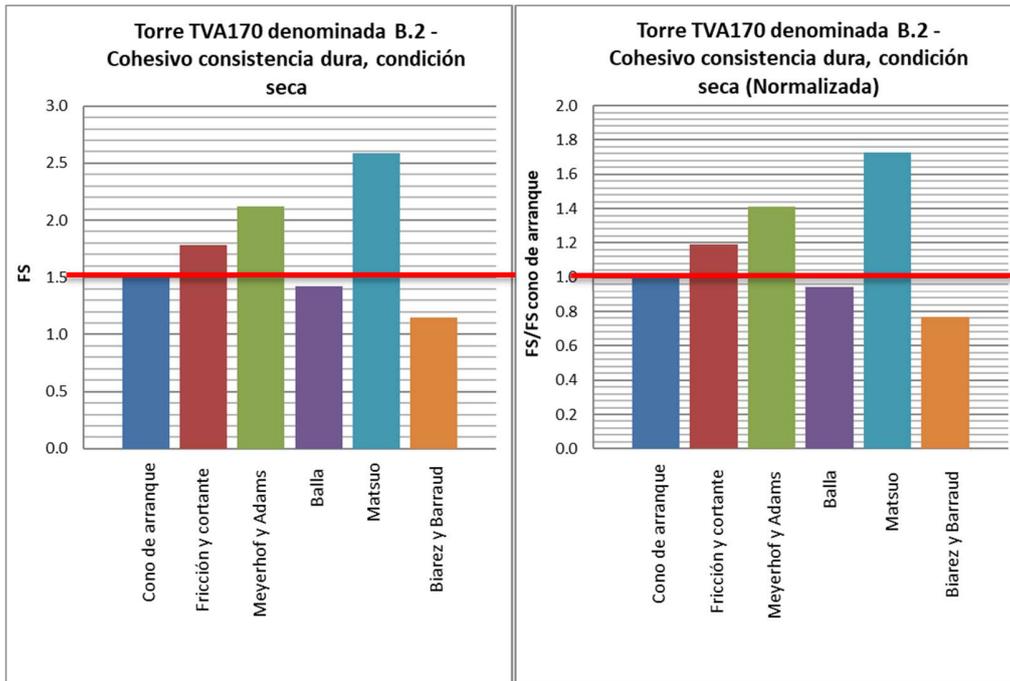


Figura 8-17. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.5. Torre en material granular compacidad muy baja TVA281

Para la torre TVA281 se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-43.

Tabla 8-43. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para la torre TVA281.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ' Ángulo de fricción (Japan) (°)
3.5	3.0	16	16	30	23

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-44.

Tabla 8-44. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA281 con compacidad muy baja y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	1391.4	931.7	1,50	1,00
Fricción y cortante	878.1	931.7	0,94	0,63
Meyerhof y Adams	1012.3	931.7	1,09	0,72
Balla	770.5	931.7	0,83	0,55
Matsuo	1190.3	931.7	1,28	0,85
Biarez y Barraud	504.3	931.7	0,54	0,36

En la Figura 8-18 realizada para la TVA281 denominada B.2 en un material granular de compacidad muy baja en condición seca, da como resultado que el método de Cono de Arranque supera en todos los casos a las demás metodologías, teniendo la más cercana un valor normalizado de 0.9 la cual es Matsuo.

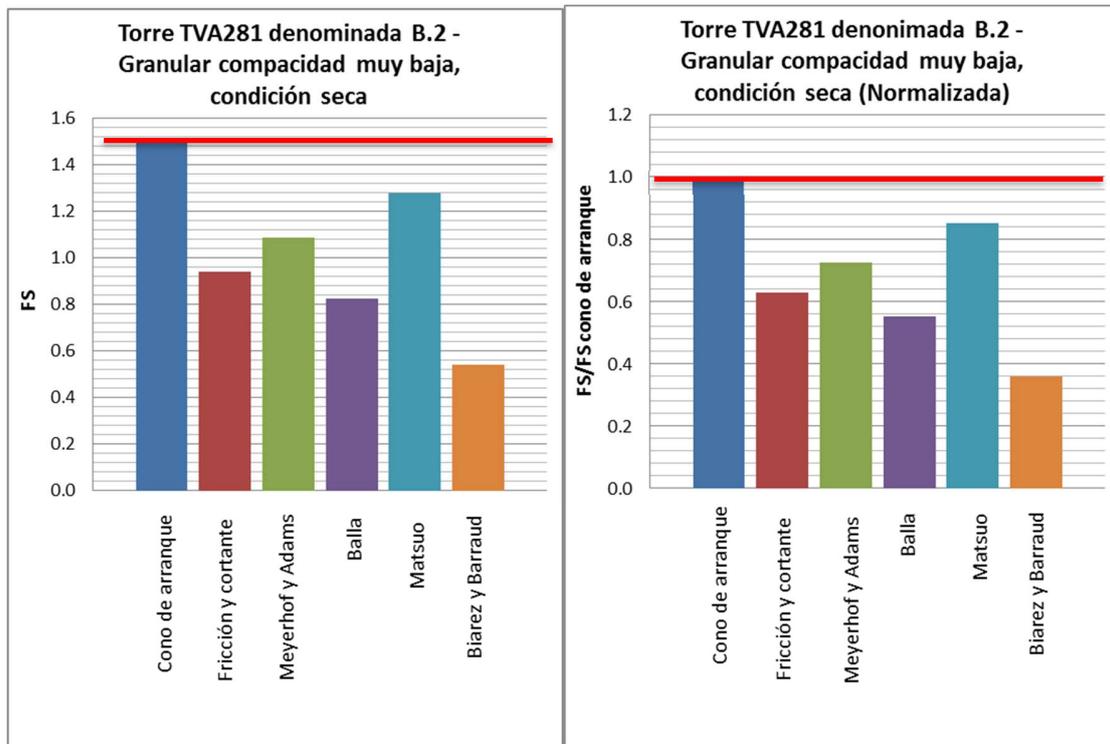


Figura 8-18. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.6. Torre en material granular compacidad media TVA286

Para la torre TVA286, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-45.

Tabla 8-45. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA286.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ' Ángulo de fricción (Japan) (°)
3.5	3.0	16	16	30	28

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-46.

Tabla 8-46. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA286 con compacidad media y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	1391.4	931.7	1,50	1,00
Fricción y cortante	901.7	931.7	0,97	0,65
Meyerhof y Adams	1149.6	931.7	1,23	0,82
Balla	817.7	931.7	0,88	0,59
Matsuo	1373.1	931.7	1,47	0,98
Biarez y Barraud	504.3	931.7	0,54	0,36

La Figura 8-19 realizadas para la torre TVA286, denominada B.2 en un material granular de compacidad media en condición seca, da como resultado que el método de Matsuo se comporta de manera muy similar al método del Cono de arranque, debido a que el valor normalizado del factor de seguridad es de 0.98, de manera inversa se comporta el método de Biarez y Barraud, donde el valor normalizado fue de 0.36, siendo éste muy bajo y alejado del método de comparación.

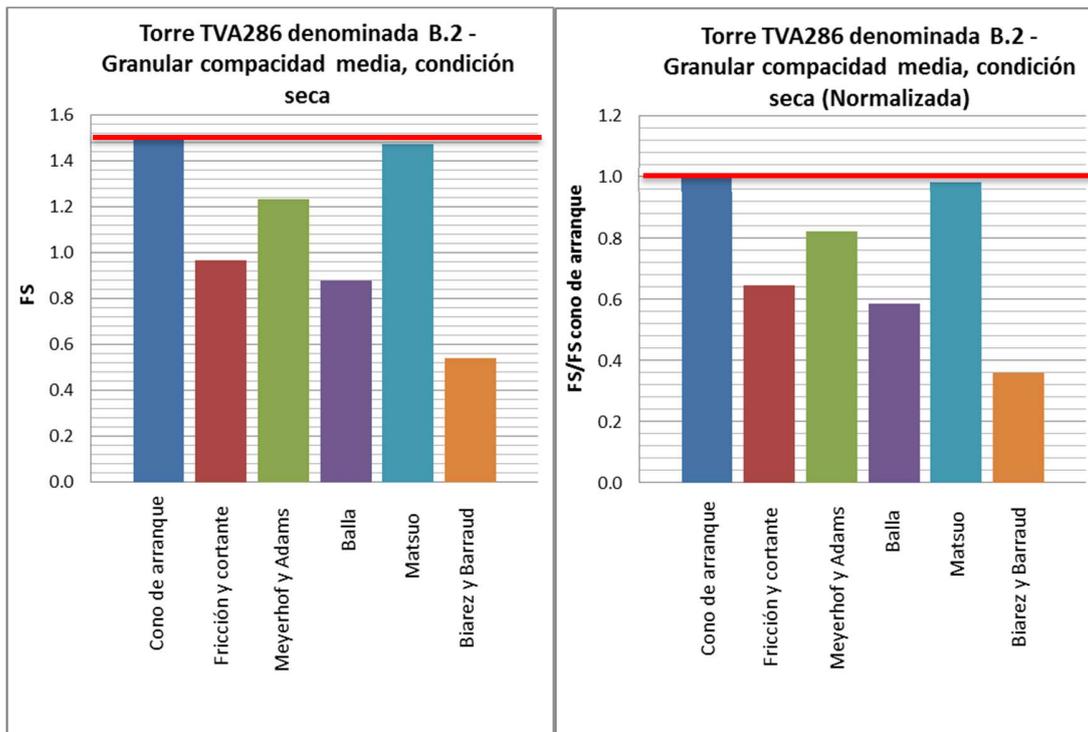


Figura 8-19. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1. Torre denominada tipo C.2

La torre denominada tipo C.2 tiene una carga a compresión de 1232.28 kN, una carga a tensión de 1023.74 kN y una carga lateral de 85.18 kN; por otro lado, este tipo de torre puede estar compuesta de 1 hasta 4 cuerpos y de acuerdo con el diseño la inclinación del stub será de 81°; por último, podrá ser construida a altitudes entre 0 y 2000.

Para los sitios de torre C.2, se encontraron materiales cohesivos con consistencia rígida y muy rígida en sumergencia o en estado seco, y los materiales granulares se encontraron en compacidad media, en estado seco o sumergido; lo nombrado anteriormente se relaciona en la Tabla 8-47.

Tabla 8-47. Número de torre, material, N_{60} SPT, Sumergencia y Consistencia o Compacidad.

TORRE	MATERIAL	N (GOLPES/PIE) PROF. < 3m	SUMERGENCIA	CONSISTENCIA O COMPACIDAD < 3m
TVA070	GRANULAR	15	SECA	COMPACIDAD MEDIA
TVA218	COHESIVO	25	SECA	CONSISTENCIA MUY RÍGIDA
TVA273	GRANULAR	10	SUMERGIDA	COMPACIDAD MEDIA
TVA313	COHESIVO	15	SECA	CONSISTENCIA RÍGIDA

Para estas torres denominadas C.2, se presenta la relación de la nomenclatura geológica, el tipo de exploración, profundidad y nivel freático encontrado en cada torre; con la exploración realizada se realizaron ensayos de clasificación, y pruebas físicas y químicas, tales como (humedad, límites de consistencia, granulometría, peso unitario, pH, cloruros y sulfatos), (Ver Tabla 8-48).

Tabla 8-48. Número de torre, nomenclatura geológica, tipo y profundidad de exploración y nivel freático.

Estructura Número	Tipo de exploración	Profundidad Exploración (m)	NF (m)
TVA070	TVA070	2.20	No
TVA218	TVA218	6.00	No
TVA273	TVA273	4.50	2.00
TVA313	TVA313	6.00	No

En la Tabla 8-49, se relaciona el número de torre con los resultados de N SPT (Golpes/pie) en profundidad menor a tres metros, el valor de resistividad, pH, el peso unitario total del suelo y relleno, el valor de cloruros, sulfatos, limite líquido, limite plástico. También se incluye en la Tabla, de acuerdo con la metodología del cono de arranque, el valor del ángulo para realizar el respectivo calculo y el tipo de torre (Suspensión o Retención).

Tabla 8-49. Número de torre, N SPT, resistividad, pH, peso unitario del suelo y relleno, cloruros, sulfatos, limite líquido y plástico, potencial de expansión, ángulo del cono de arranque y tipo de torre.

Numero de torre	N SPT < 3m	Resistividad Ohm - m	pH	γ_t (ton/m ³)	γ_r (ton/m ³)	Cloruros (mg/Kg Cl-)	Sulfatos (mg/Kg SO4)	L.L. (%)	I.P. (%)	Potencial de expansión	θ Cono arranque	Tipo de torre
TVA070	15	62.00	7.17	1.95	1.60	<10	<6	33.62	12.39	BAJO	30	RETENCIÓN
TVA218	25	13.28	6.42	1.35	1.60	10	<6	54.59	23.66	MEDIO	30	RETENCIÓN
TVA273	10	25.30	6.30	1.73	1.60	<10	<6	37.66	18.39	BAJO	15	RETENCIÓN
TVA313	15	146.10	6.77	1.78	1.60	<10	64.9	64.64	20.52	MEDIO	30	RETENCIÓN

De acuerdo con las perforaciones y ensayos de laboratorio que permitieron definir el tipo de suelo y sus propiedades, y según las medidas de las zapatas utilizadas para el cálculo de la metodología del cono de arranque, donde su factor de seguridad es de 1.5, se procede a realizar las memorias de cálculo que permitirán realizar la comparación con las demás metodologías que han sido estudiadas a lo largo de este documento. Las memorias realizadas pueden ser encontradas en el ANEXO 3.

8.4.1.1. Torres en material cohesivo consistencia rígida TVA313

Para la torre TVA313, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y a las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-50 Tabla 8-37.

Tabla 8-50. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA313.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
3.7	3.0	16	16	30	12	31

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-51.

Tabla 8-51. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA313 con consistencia rígida y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	1497.2	1023.7	1.50	1.00
Fricción y cortante	1533.3	1023.7	1.50	1.00
Meyerhof y Adams	1886.6	1023.7	1.84	1.23
Balla	1173.9	1023.7	1.15	0.76
Matsuo	2281.8	1023.7	2.23	1.49
Biarez y Barraud	938.1	1023.7	0.92	0.61

La Figura 8-20 realizada para la TVA313 denominada C.2 en un material cohesivo de consistencia rígida en condición seca, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio y la metodología de Fricción y cortante se encuentra muy cercana con valores FS metodología/FsCono 1.0. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 1.49) y Biarez y Barraud el más bajo (FS metodología/FsCono 0.61).

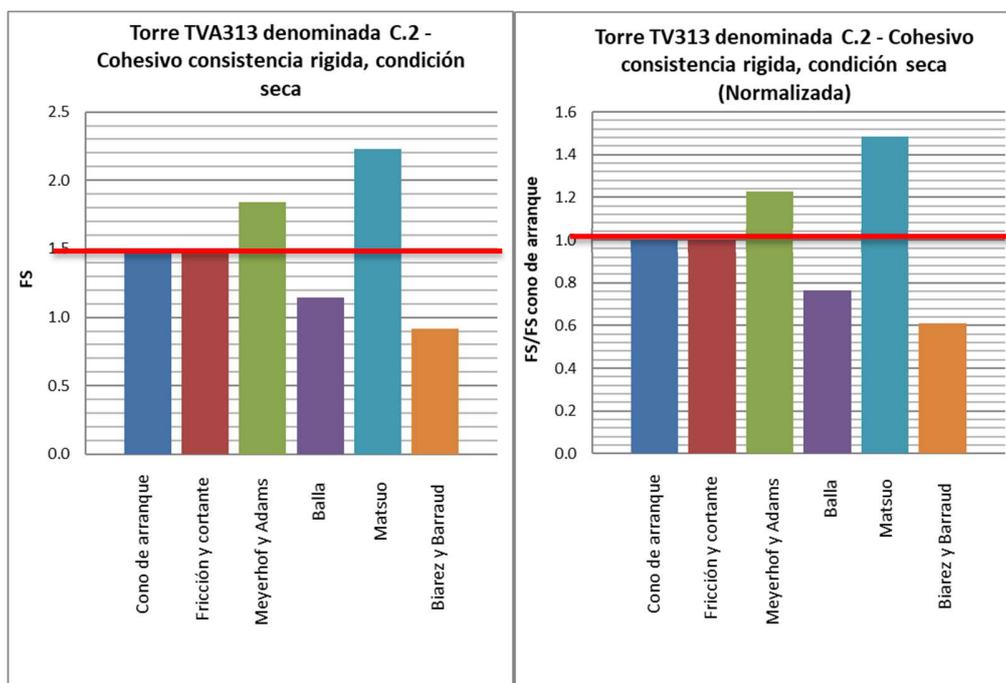


Figura 8-20. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.2. Torres en material cohesivo consistencia muy rígida TVA218

Para la torre TVA218, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-52.

Tabla 8-52. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA218.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
3.7	3.0	16	16	30	15	29

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-40.

Tabla 8-53. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA218 con consistencia muy rígida y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	1497.2	1023.7	1.50	1.00
Fricción y cortante	1660.3	1023.7	1.62	1.08
Meyerhof y Adams	1948.8	1023.7	1.90	1.27
Balla	1248.9	1023.7	1.22	0.81
Matsuo	2355.8	1023.7	2.30	1.53
Biarez y Barraud	1032.7	1023.7	1.01	0.67

La Figura 8-21 realizada para la TVA218 denominada C.2 en un material cohesivo de consistencia muy rígida en condición seca, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio y la metodología de Fricción y cortante se encuentran muy cercanas, con valores FS metodología/FsCono 1.08. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 1.53) y Biarez y Barraud el más bajo (FS metodología/FsCono 0.67).

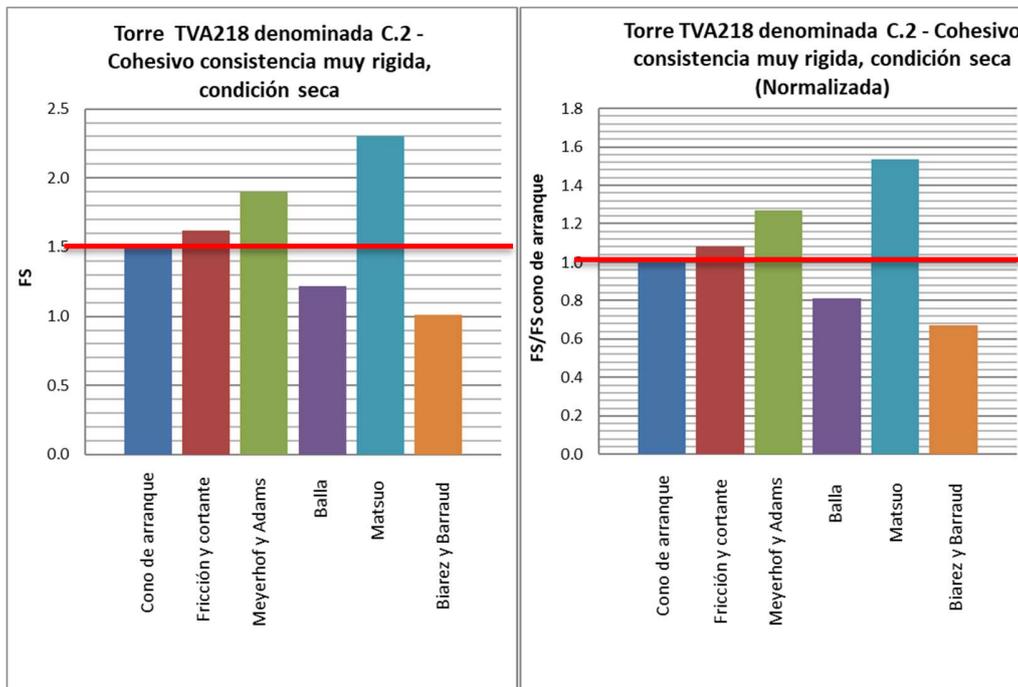


Figura 8-21. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.3. Torre en material granular compactación media TVA273 y TVA070

Para la torre TVA273, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método del Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-54.

Tabla 8-54. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA273.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ' Ángulo de fricción (Japan) (°)
4.5	4.40	10	6.19	15	30

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-55.

Tabla 8-55. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA273 con compacidad media y sumergencia en estado sumergido.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	1524.5	1023.7	1,50	1,00
Fricción y cortante	971.1	1023.7	0,95	0,63
Meyerhof y Adams	1313.0	1023.7	1,28	0,86
Balla	1166.9	1023.7	1,14	0,76
Matsuo	1448.1	1023.7	1,41	0,94
Biarez y Barraud	539.7	1023.7	0,53	0,35

La Figura 8-22 realizada para la TVA273 denominada C.2 en un material granular de compacidad media en condición sumergida, da como resultado que para todas las comparaciones realizadas con los demás métodos el Cono de Arranque da un valor de factor de seguridad superior a los demás y que el método que se encuentra más lejano es el de Biarez y Barraud con un valor normalizado de 0.4.

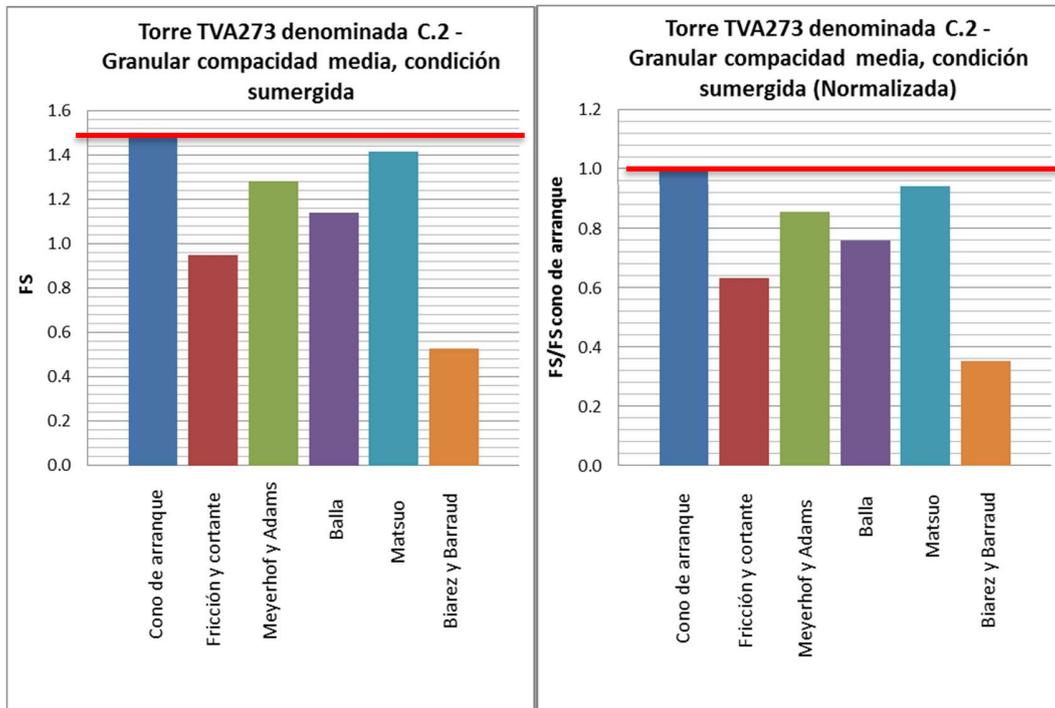


Figura 8-22. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

Por otro lado, para la torre TVA070, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-56.

Tabla 8-56. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA070.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ' Ángulo de fricción (Japan) (°)
3.7	3.0	16	16	30	28

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-57.

Tabla 8-57. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA070 con compacidad media y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	1497.2	1023.7	1,50	1,00
Fricción y cortante	990.6	1023.7	0,97	0,65
Meyerhof y Adams	1249.9	1023.7	1,22	0,81
Balla	830.9	1023.7	0,81	0,54
Matsuo	1482.6	1023.7	1,45	0,97
Biarez y Barraud	533.2	1023.7	0,52	0,35

En la Figura 8-23 realizada para la torre TVA070, denominada C.2 en un material granular de compacidad media en condición seca, indica que el valor del cono de arranque da un valor de factor de seguridad que sobre pasa a los de los demás métodos, sin embargo, el método de Matsuo se comporta de manera similar, mientras, que el método de Biarez y Barraud da un valor muy bajo de factor de seguridad normalizado, de 0.35.

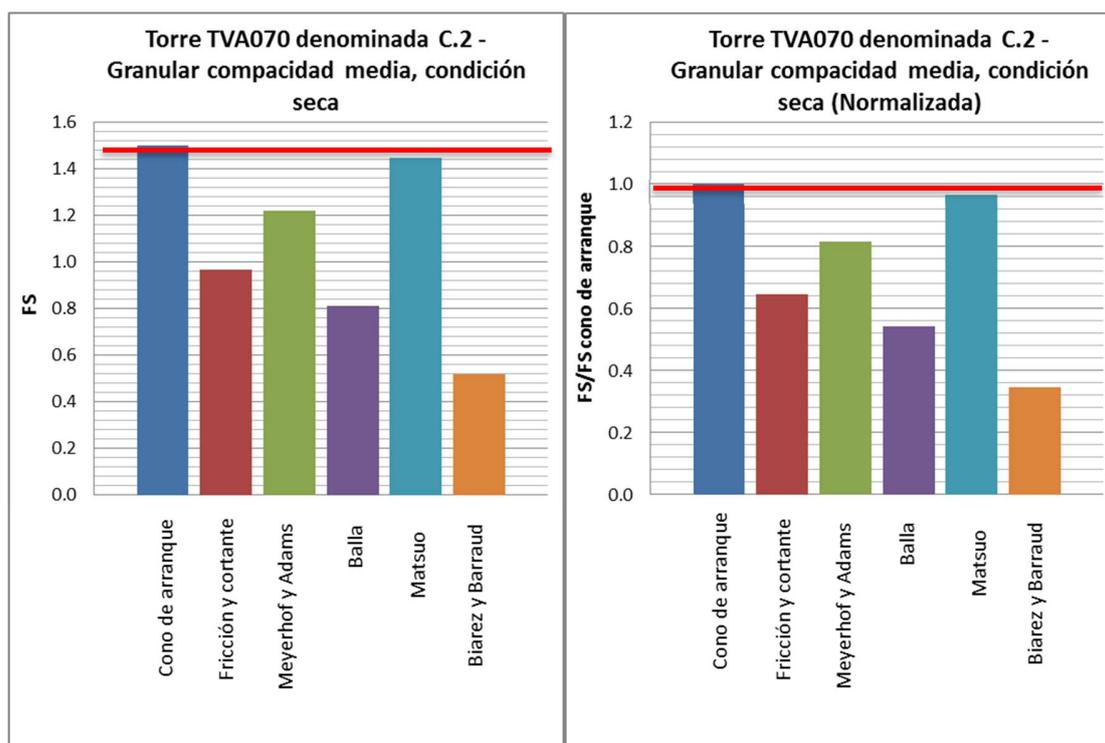


Figura 8-23. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1. Torre denominada tipo D.3

La torre denominada tipo D.3 tiene una carga a compresión de 2457.19 kN, una carga a tensión de 2237.79 kN y una carga lateral de 123.26 kN; por otro lado, este tipo de torre puede estar compuesta de 1 hasta 6 cuerpos y de acuerdo con el diseño la inclinación del stub será de 81°; por último, podrá ser construida a altitudes entre 0 y 2000.

Para el tipo de torre D.3, se encontraron materiales cohesivos con consistencia rígida a dura, en estado seco, y los materiales granulares se encontraron en compacidad media a densa, en estado seco o sumergido; lo nombrado anteriormente se relaciona en la Tabla 8-58.

Tabla 8-58. Número de torre, material, N SPT, Sumergencia y Consistencia o Compacidad.

TORRE	MATERIAL	N (GOLPES/PIE) PROF. > 3m	SUMERGENCIA	CONSISTENCIA O COMPACIDAD > 3m
TVA026V	GRANULAR	25	SECA	COMPACIDAD MEDIA
TVA057	COHESIVO	10	SECA	CONSISTENCIA RÍGIDA
TVA058	GRANULAR	30	SECA	COMPACIDAD DENSA
TVA071V	COHESIVO	35	SECA	CONSISTENCIA DURA
TVA299	COHESIVO	20	SECA	CONSISTENCIA MUY RÍGIDA
TVA400	GRANULAR	30	SUMERGIDA	COMPACIDAD DENSA
TVA474	COHESIVO	30	SUMERGIDA	CONSISTENCIA DURA

Para estas torres denominadas D.3 se presenta la relación de la nomenclatura geológica, tipo de exploración, profundidad y nivel freático encontrado en cada torre; con la exploración realizada, se realizaron ensayos de clasificación, y pruebas físicas y químicas, tales como (humedad, límites de consistencia, granulometría, peso unitario, pH, cloruros y sulfatos), (ver Tabla 8-59).

Tabla 8-59. Número de torre, nomenclatura geológica, tipo y profundidad de exploración y nivel freático.

Estructura Número	Nomenclatura Geológica	Tipo de exploración	Profundidad Exploración (m)	NF (m)
TVA026V	N2z	TVA027	0.10	No

Estructura Número	Nomenclatura Geológica	Tipo de exploración	Profundidad Exploración (m)	NF (m)
TVA057	E3cp	TVA057	6.00	No
TVA058	E3cp	TVA058	6.00	No
TVA071V	E3cp	TVA071V	3.30	No
TVA299	Jkoga	TVA299	6.00	No
TVA400	Qca	E7, LS_E10	15.00	No
TVA474	Qal	E1, E2, E12, E14, E25, LT_TEAL_T406 a T408	15.00	2.40

En la Tabla 8-60, se relaciona el número de torre con los resultados de N_{60} SPT (Golpes/pie) en profundidad menor a tres metros, el valor de resistividad, pH, el peso unitario total del suelo y el relleno, el valor de cloruros, sulfatos, limite líquido, limite plástico. Se incluye también en la Tabla, de acuerdo con la metodología del cono de arranque, el valor del ángulo para realizar el respectivo cálculo y el tipo de torre (Suspensión o Retención).

Tabla 8-60. Numero de torre, N_{60} SPT, resistividad, pH, peso unitario del suelo y relleno, cloruros, sulfatos, limite líquido y plástico, potencial de expansión, ángulo del cono de arranque y tipo de torre.

Numero de torre	N SPT < 3m	Resistividad Ohm - m	pH	γ_t (ton/m ³)	Cloruros (mg/Kg Cl-)	Sulfatos (mg/Kg SO4)	L.L. (%)	I.P. (%)	Potencial de expansión	θ Cono arranque	Tipo de torre
TVA026V	25	32.60	6.80	1.36	<10	<6	39.08	14.93	BAJO	30	RETENCIÓN
TVA057	10	1489.00	7.40	1.93	<10	<6	48.01	10.05	BAJO	30	RETENCIÓN
TVA058	30	23.60	7.22	1.94	<10	<6	31.69	11.23	BAJO	30	RETENCIÓN
TVA071V	35	61.10	6.43	1.98	<10	<6	34.33	13.54	MEDIO	30	RETENCIÓN
TVA299	20	39.90	6.95	1.79	<10	12.3	61.39	21.60	BAJO	30	RETENCIÓN
TVA400	30	24.00	7.73	1.60	30	20.1	32.00	18.00	BAJO	30	RETENCIÓN
TVA474	30	7.41	7.65	1.94	50	18.3	59.20	33.39	BAJO	15	RETENCIÓN

De acuerdo con las perforaciones y ensayos de laboratorio que permitieron definir el tipo de suelo y sus propiedades, y según las medidas de las zapatas utilizadas para el cálculo

con la metodología del cono de arranque, donde su factor de seguridad es de 1.5, se procede a realizar las memorias de cálculo que permitirán realizar la comparación con las demás metodologías que han sido estudiadas a lo largo de este documento. Las memorias realizadas pueden ser encontradas en el ANEXO 3.

8.4.1.1. Torres en material cohesivo consistencia muy rígida TVA299

Para la torre TVA299, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-61.

Tabla 8-61. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para torre TVA299.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	C' Cohesión (kN/m ²)	ϕ' Ángulo de fricción (°)
4.5	4.10	16	16	30	12	30

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-62.

Tabla 8-62. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA299 con consistencia muy rígida y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	3264.7	2237.8	1.46	1.00
Fricción y cortante	2961.4	2237.8	1.32	0.91
Meyerhof y Adams	3715.9	2237.8	1.66	1.14
Balla	2846.1	2237.8	1.27	0.87
Matsuo	4330.9	2237.8	1.94	1.33
Biarez y Barraud	1874.9	2237.8	0.84	0.57

La Figura 8-24 realizada para la TVA299 denominada D.3 en un material cohesivo de consistencia muy rígida en condición seca, dieron como resultado que el factor de

seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio y la metodología de Fricción y cortante se encuentran muy cercanas, con valores FS metodología/FsCono 0.91. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 1.33) y Biarez y Barraud el más bajo (FS metodología/FsCono 0.57).

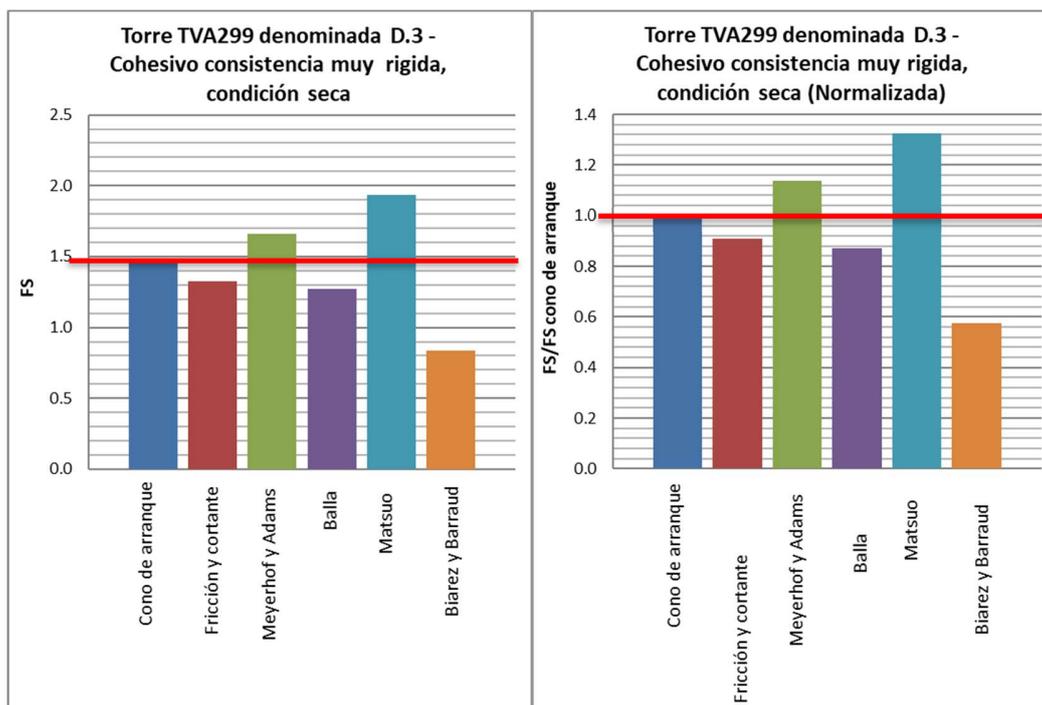


Figura 8-24. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.2. Torres en material cohesivo consistencia dura TVA071

Para la torre TVA071, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método del Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-63.

Tabla 8-63. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA071.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	ψ (cono)	C' Cohesión	ϕ' Ángulo
----------	----------	------------------------------------	------------------------------------	------------------	----------------	-------------------

		Cono de arranque	Otras metodologías		(kN/m²)	de fricción (°)
4.5	4.1	16	16	30	21	34

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-64.

Tabla 8-64. Comparación metodologías de acuerdo al factor de seguridad encontrado en la TVA071 con consistencia dura y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS Normalizado
Cono de arranque	3264.66	2237.8	1.46	1.00
Fricción y cortante	3646.52	2237.8	1.63	1.12
Meyerhof y Adams	4740.65	2237.8	2.12	1.45
Balla	3317.48	2237.8	1.48	1.02
Matsuo	5577.64	2237.8	2.49	1.71
Biarez y Barraud	2506.68	2237.8	1.12	0.77

La Figura 8-25 realizada para la TVA071 denominada D.3 en un material cohesivo de consistencia dura en condición seca, dieron como resultado que el factor de seguridad calculado por medio del Cono de Arranque es promedio y la metodología de Balla y fricción y cortante se encuentran muy cercanas, con valores FS metodología/FsCono 1.02 y 1.12. Por otro lado, se tiene que Matsuo es la metodología con el factor de seguridad más alto de (FS metodología/FsCono 1.71) y Biarez y Barraud el más bajo (FS metodología/FsCono 0.77).

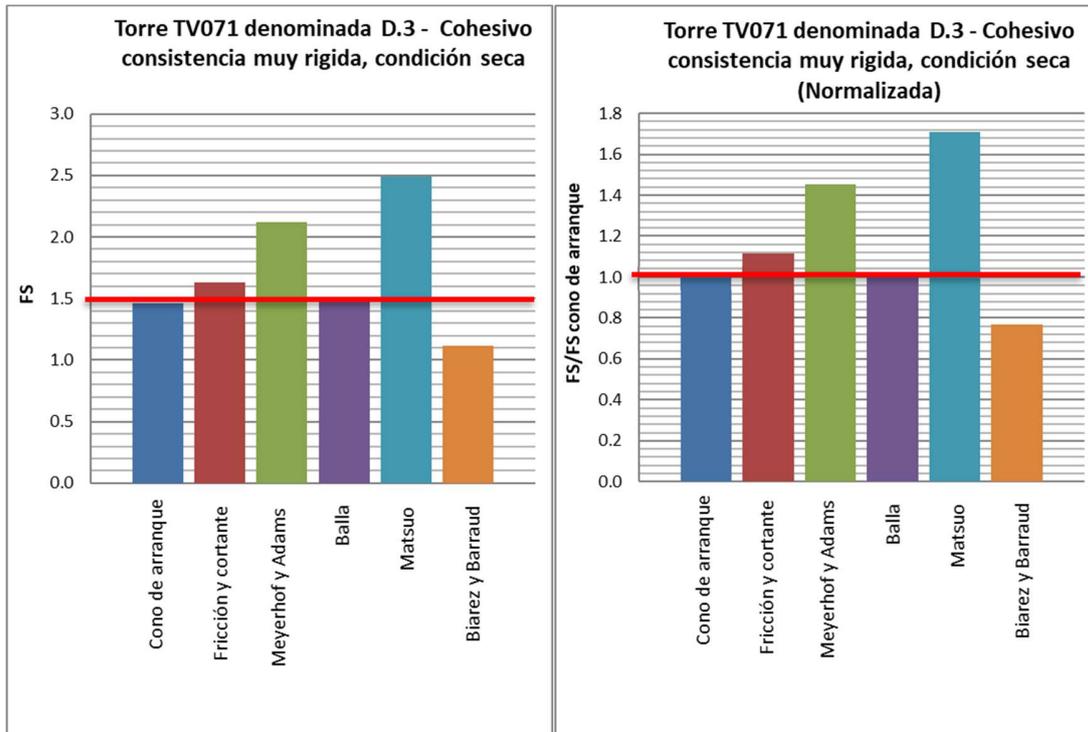


Figura 8-25. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.3. Torre en material granular compacidad media TVA026

Para la torre TVA026, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-65.

Tabla 8-65. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA273.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ' Ángulo de fricción (Japan) (°)
4.5	4.1	16	16	30	31

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-66.

Tabla 8-66. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA026 con compacidad media y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	3264.66	2237.8	1,50	1,00
Fricción y cortante	2082.36	2237.8	0,95	0,63
Meyerhof y Adams	2905.79	2237.8	1,28	0,86
Balla	2219.85	2237.8	1,14	0,76
Matsuo	3298.83	2237.8	1,41	0,94
Biarez y Barraud	1210.75	2237.8	0,53	0,35

La Figura 8-26 realizada para la torre TVA026 denominada D.3, en un material granular de compacidad media en condición seca, dan como resultado que el cono de arranque da un valor igual con respecto al factor de seguridad que el método de Matsuo, por otro lado, el método más alejado es el de Biarez y Barraud, con un factor de seguridad normalizado de 0.35. El método de Meyerhof y Adams da un factor de seguridad normalizado de 0.86, un poco menor que el valor del Cono de Arranque.

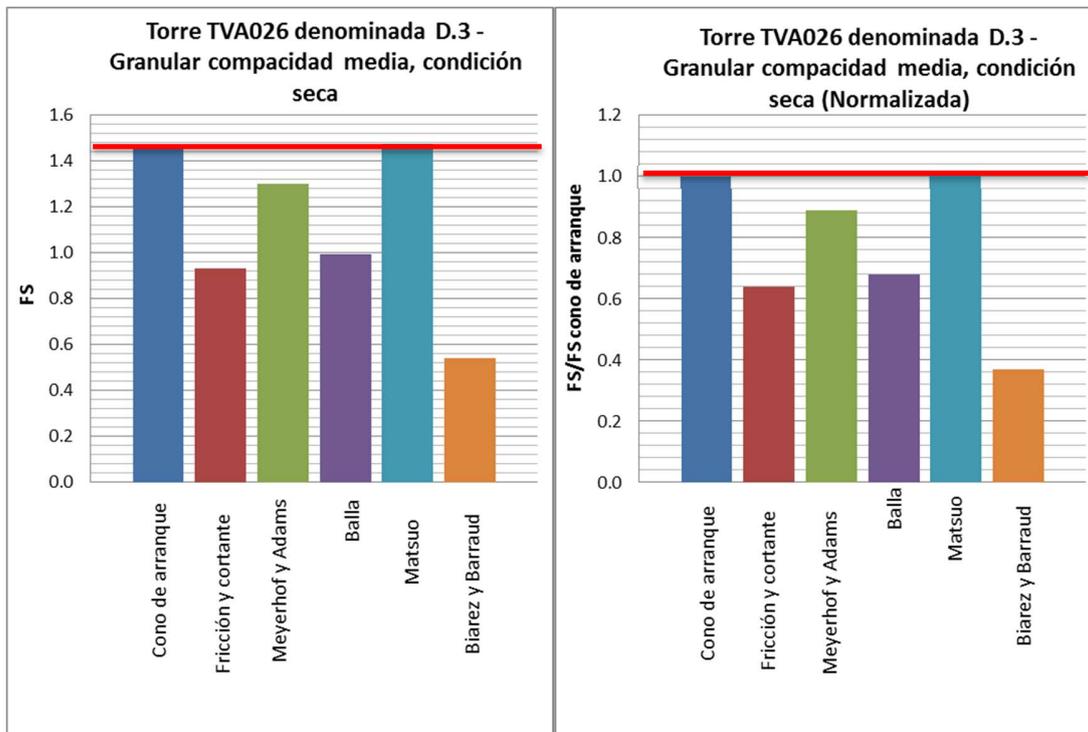


Figura 8-26. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.4.1.4. Torre en material granular compacidad densa TVA400 y 058

Para la torre TVA400, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método del Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-67.

Tabla 8-67. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA400.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ' Ángulo de fricción (Japan) (°)
4.5	7.50	10	6.19	15	36

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-68.

Tabla 8-68. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA400 con compacidad densa y sumergencia en estado sumergido.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	3364.15	2237.8	1,53	1,00
Fricción y cortante	1986.81	2237.8	0,96	0,62
Meyerhof y Adams	4074.29	2237.8	1,13	0,74
Balla	5005.92	2237.8	0,84	0,55
Matsuo	1704.50	2237.8	1,44	0,94
Biarez y Barraud	2005.99	2237.8	0,49	0,32

La Figura 8-27 realizada para la torre TVA400, denominada D.3 en un material granular de compacidad media en condición sumergida, da como resultado que el método del cono de arranque está en un promedio con respecto a las demás metodologías, de acuerdo con los valores normalizados el que más cercano se encuentra es el método de Meyerhof y Adams, con un factor de seguridad normalizado de 0.74.

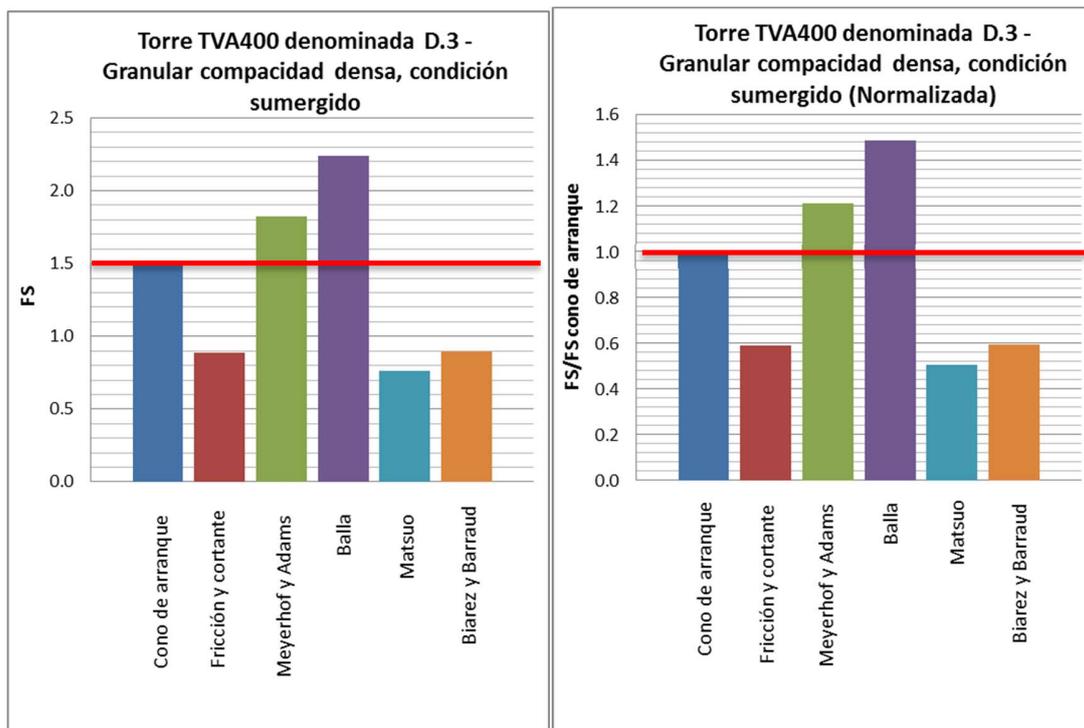


Figura 8-27. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

Para la torre TVA058, se realiza el cálculo con las metodologías analizadas, de acuerdo con las medidas de la zapata cuadrada utilizada en el cálculo del método de Cono de Arranque y con las propiedades de resistencia del material que se presentan en la Tabla 8-69.

Tabla 8-69. Medidas y parámetros de resistencia utilizados para TVA058.

B (m)	D (m)	γ_s (kN/m ³) Cono de arranque	γ_s (kN/m ³) Otras metodologías	ψ (cono)	ϕ Ángulo de fricción (Japan) (°)
4.5	4.1	16	16	30	32

Para el cálculo con las metodologías analizadas, fueron utilizadas las medidas y parámetros de resistencia correspondientes; los resultados de las mismas se encuentran en la Tabla 8-70.

Tabla 8-70. Comparación de las metodologías de acuerdo con el factor de seguridad encontrado en la torre TVA058 con compacidad densa y sumergencia en estado seco.

Método	Tu KN	Tu adm KN	FS	FS metodología/FsCono
Cono de arranque	3264.66	2237.8	1,46	1,00
Fricción y cortante	2088.04	2237.8	0,93	0,64
Meyerhof y Adams	2995.76	2237.8	1,34	0,92
Balla	2234.78	2237.8	1,00	0,68
Matsuo	3388.88	2237.8	1,51	1,04
Biarez y Barraud	1549.64	2237.8	0,69	0,47

La Figura 8-28 realizada para la torre TVA058, denominada D.3 en un material granular de compacidad densa en condición seca, dan como resultado que el cono de arranque da un valor que sobrepasa la mayoría de los métodos, exceptuando el método de Matsuo y éste es el mismo que al normalizar los valores da más cercano al método de comparación, factor de seguridad normalizado de 1.04.

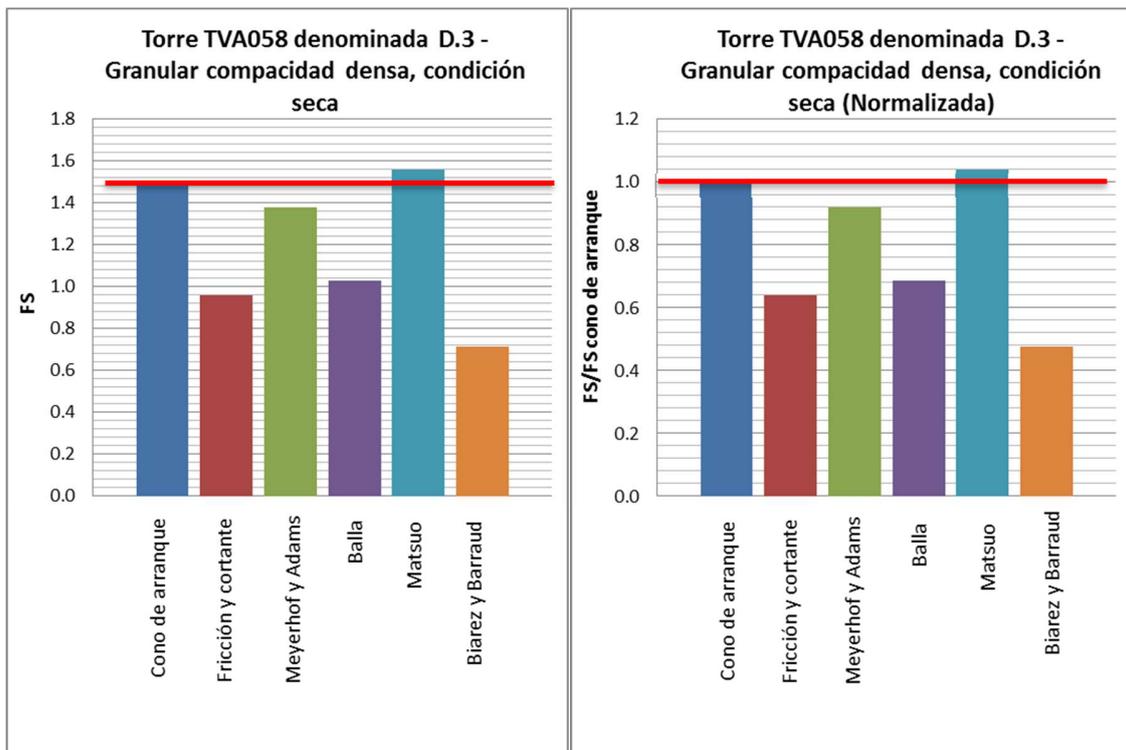


Figura 8-28. Valores de FS de diferentes métodos en comparación con el método de arranque.

8.5. Conclusiones y recomendaciones

Como conclusiones generales se puede determinar que para la torre denominada A0.2 debido a que el peso de la misma es el más bajo del grupo, donde el material era cohesivo ya fuese sumergido o seco, el método de cono de arranque tiene un buen comportamiento con respecto a los diferentes métodos, sin embargo, los métodos que muestran valores de factor de seguridad promedio son los de fricción y cortante (1.5 – 2.7) y Meyerhof y Adams (1.5 – 3.1). Mientras que para los materiales granulares en esta torre los factores de seguridad son muy bajos con respecto al método de cono de arranque.

Para las torres denominada B.2, el método del cono de arranque tiene un buen comportamiento con respecto a los demás métodos, sin embargo, el método que se encuentra en la mayoría de caso cómo el promedio es el de Fricción y cortante (FS= 1.5, 1.7) y Meyerhof y Adams (1.7 – 2.1). Por otro lado, el cono de arranque en materiales granulares tiene un muy buen comportamiento debido a que las demás metodologías dan factores de seguridad por debajo de este.

Por otro lado, para las torres denominada C.2 se tiene que para el material cohesivo el método de Fricción y Cortante (FS= 1.5 – 1.6) y Meyerhof y Adams (1.8 – 1.9), mientras, que para el material granular, el cono de arranque en condición seca o sumergida siempre se encuentra sobrepasando los demás métodos.

Finalizando, se encuentra la torre denominada D.3, esta es la torre que tiene más peso dentro de las determinadas en el diseño, debido a su peso las profundidades de cimentaciones fueron altas, para lo cual, se encuentra que el método que se comporta cómo promedio es el de Fricción y Cortante (FS= 1.5 – 1.6) y Meyerhof y Adams (1.6 – 2.1), mientras que, para el material granular el cono de arranque tiende a ofrecer valores mayores a los demás métodos.

Teniendo en cuenta las comparaciones realizadas con el factor de seguridad FS de 1.5 para el Cono de Arranque, para suelos cohesivos se obtienen factores de seguridad para el Método de Meyerhof y Adams en un 55% entre 1.5 y 2.0, 33% entre 2.0 y 3.0 y un 11% entre 3.0 y 3.5, por lo anterior, para el Método de Meyerhof y Adams, se recomienda un factor de seguridad FS de 2.0, como equivalente al método del Cono de arranque.

Así mismo, para el método de Fricción o Cortante en un 87% de los casos el factor de seguridad se encuentra entre 1.5 y 2.0 y en un 13% entre 2.0 y 3.0, debido a lo anterior, para el Método de Fricción o Cortante, se recomienda tomar un factor de seguridad FS de 2.0, como equivalente al método del Cono.

Para los suelos granulares en la mayoría de los métodos dan factores de seguridad menores que el método del cono; esto confirma que el método que tiene un mejor comportamiento es el del Cono de Arranque con un factor de seguridad FS de 1.5.

Para el caso de suelos cohesivos, con relación a la equivalencia del factor de seguridad de las otras metodologías con respecto al factor de seguridad de 1.5 usado para el método de cono de arranque, se recomienda realizar los cálculos correspondientes para otra línea en la cual se hayan realizado mediciones de los parámetros de resistencia en condición drenada de los materiales.

Capítulo IX

9. Conclusiones y recomendaciones

En este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones resultantes de la presente investigación.

9.1. Conclusiones

1. La comparación de las metodologías se realizó con las metodologías de Cono de Arranque, Método de Fricción o cortante, Meyerhof's y Adams', Balla, Matsuo y Biarez y Barraud para el cálculo de capacidad al arranque de fundaciones superficiales (zapatas y parrillas), en la variación se tomaron diferentes dimensiones para las zapatas de anchos y profundidad de desplante, las mismas se asumen cuadradas, es decir que el ancho es igual al largo. El ancho se varió entre los siguientes valores: 2.5 m, 3.0m, 3.5 m y 4.0 m; adicionalmente, la profundidad de desplante fue variada entre 2.5m, 3.0 m y 3.5 m.

Para determinar la capacidad del cono de arranque, se utilizó para el cálculo en suelos en condición no sumergida un peso unitario de 16 kN/m^3 y en condición sumergida se utilizó un peso unitario de 10 kN/m^3 . Para los demás métodos, se evaluaron dos tipos de suelos, granulares y cohesivos; en condición no sumergida se tomó el peso unitario total del suelo de 16 kN/m^3 y en condición sumergida el valor fue de 6.19 kN/m^3 .

Los suelos granulares se evaluarán con ángulos de fricción de 20, 25, 30, 35 y 40 grados y en suelos cohesivos se determinó tomar los ángulos de fricción de 15, 20, 25, 30 y 35 grados; para estos suelos, el valor de la cohesión efectiva se tomó como 10 kN/m^2 , 20 kN/m^2 y 30 kN/m^2 .

De lo anterior y según lo presentado en el Capítulo 5. (Metodologías de cálculo de capacidad al arranque y análisis paramétrico) se concluye, que para las gráficas realizadas de materiales granulares en estado sumergido y seco, se puede indicar que el método que se comporta de una manera promedio es el cono de arranque; esto después de realizarse un análisis de cada una de las gráficas generadas para este tipo

de material. Adicionalmente, para el análisis realizado del material cohesivo se concluye que el método de Meyerhof y Adams se comporta de manera promedio al realizar la comparación con respecto a los otros métodos, por lo cual se recomienda utilizar este método para realizar los cálculos de este tipo de suelos con las características que se trabajaron.

Adicionalmente, en este análisis se vio como resultado que el método de Biarez y Barraud y el de Matsuo en todos los análisis se encuentran muy por debajo y sobrepasan los valores de los demás métodos, respectivamente.

2. Los resultados de pruebas de carga de diferentes investigaciones fueron comparados frente a la predicción de las metodologías de capacidad de carga al arranque analizadas en este documento. Cada una de las pruebas realizadas tiene un tipo de suelo propio del lugar donde fue realizado el ensayo; en el Capítulo 6 “Análisis de pruebas de carga” se generó el cálculo de la capacidad al arranque por medio de las diferentes metodologías expuestas teniendo en cuenta los parámetros del suelo y dimensiones de la zapata, con el fin de generar una comparación con respecto a la predicción de falla determinada mediante las gráficas de desplazamiento – carga.

De acuerdo con la comparación realizada según la carga de falla de cada uno de los ensayos de carga a escala natural, se tiene como conclusión general que para los materiales cohesivos las metodologías que mejor predicen la carga de falla son Meyerhof y Adams, Fricción y Cortante y en algunas ocasiones Balla, y para los materiales granulares el método que presenta un mejor comportamiento es el de Cono de arranque.

Por otro lado, la predicción de falla de los métodos de Biarez y Barraud es bajo y Matsuo siempre dieron valores altos, por lo tanto ambos métodos están alejados de la realidad por lo cual, se consideran que estos dos métodos no deben ser utilizados para predicciones de carga de falla.

3. El capítulo siete “Modelación con elementos finitos de zapatas sometidas a cargas de tensión” de este documento se hizo con la ayuda del programa de elementos finitos

RS3 donde con una prueba de carga en escala real se realizó la modelación de las zapatas con sus respectivos parámetros de compresibilidad y resistencia empleando el modelo constitutivo de Mohr Coulomb.

De manera general, se puede concluir que al momento de modelar y generar las gráficas carga – desplazamiento y compararlas con las realizadas en el ensayo de carga a escala natural, éstas tienden a tener un buen comportamiento elástico, una buena predicción de carga de falla y la superficie de falla que muestra para materiales cohesivos y granulares es muy similar a la del método de Fricción y Cortante.

4. Para el capítulo ocho “aplicación de metodologías de cálculo en una línea de transmisión colombiana”, teniendo en cuenta las comparaciones realizadas con el factor de seguridad FS de 1.5 para el Cono de Arranque, para suelos cohesivos se obtienen factores de seguridad para el Método de Meyerhof y Adams en un 55% entre 1.5 y 2.0, 33% entre 2.0 y 3.0 y un 11% entre 3.0 y 3.5, por lo anterior, para el Método de Meyerhof y Adams, se recomienda un factor de seguridad FS de 2.0, como equivalente al método del Cono de arranque.

Así mismo, para el método de Fricción o Cortante en un 87% de los casos el factor de seguridad se encuentra entre 1.5 y 2.0 y en un 13% entre 2.0 y 3.0, debido a lo anterior, para el Método de Fricción o Cortante, se recomienda tomar un factor de seguridad FS de 2.0, como equivalente al método del Cono.

Para los suelos granulares en la mayoría de los métodos dan factores de seguridad menores que el método del cono; esto confirma que el método que tiene un mejor comportamiento es el del Cono de Arranque con un factor de seguridad FS de 1.5.

5. Se concluye que los análisis realizados y comparados con el método de cono de arranque demuestran que para materiales cohesivos el mismo es demasiado conservador y podría generar una valoración menor de la capacidad al arranque, por lo cual, según los análisis realizados en este documento se recomienda que sean utilizados los métodos de Meyerhof y Adams o el de Fricción y Cortante, los cuales trabajan y se comportan de una manera promedio con respecto a las demás

metodologías, se comportan bien con respecto a la comparación de carga – desplazamiento con las pruebas de carga reales, la superficie de falla se asemeja a la de Fricción y cortante y el factor de seguridad que pueden ser utilizado es de 2.0.

6. El cono de arranque para materiales granulares es mostrado en todos los análisis como el que tiene mejor comportamiento, no es demasiado conservador y tiende a estar en el promedio de los demás métodos en el análisis paramétrico, presenta factor de seguridad $FS= 1.5$ que es adecuado de acuerdo a la experiencia y predice bien la carga de falla en los análisis de pruebas de carga.
7. A lo largo del desarrollo del documento se obtuvieron resultados con valores muy conservadores que en la mayoría de casos se encontraban bajo los valores de los demás métodos, éste fue el método de Biarez y Barraud; caso contrario pasaba con el método de Matsuo que para la mayoría de casos se encontraba muy por encima de los valores de las demás metodologías.

9.2. Recomendaciones

1. Es pertinente restringir el uso de las metodologías de Biarez y Barraud y Matsuo debido a que las mismas pueden subvalorar o sobrevalorar, respectivamente la capacidad al arranque.
2. Se recomienda realizar pruebas de centrifuga donde se puedan considerar suelos con propiedades mecánicas similares a los suelos de Colombia y este resultado compararlo con las predicciones de las metodologías encontradas a lo largo de este documento.
3. Realizar pruebas de carga a escala natural en un suelo colombiano y hacer su exhumación para confirmar las superficies de falla, con el fin de realizar una modelación en elementos finitos y comparar las curvas carga – desplazamiento y

las superficies de falla. Así mismo, hacer la comparación de las cargas de falla con las predicciones de las metodologías consideradas en este documento.

4. Para el caso de suelos cohesivos, con relación a la equivalencia del factor de seguridad de las otras metodologías con respecto al factor de seguridad de 1.5 usado para el método de cono de arranque, se recomienda realizar los cálculos correspondientes para otra línea en la cual se hayan realizado mediciones de los parámetros de resistencia en condición drenada de los materiales.

Capítulo X

10. Referencias bibliográficas

1. Adams, J.I. & Klym, T.W. (1972). "A study of anchorages for transmission tower foundations". Canadian Geotechnical Journal, Vol 9, pp. 89 – 104.
2. Alvaro J. Gonzalez G. (2016). "Resistencia no drenada y comportamiento a corto vs largo plazo como malinterpretaciones en Ingeniería Geotecnia". XV Congreso Colombiano de Geotecnia & II Conferencia internacional especializada en rocas blandas. Cartagena 5 al 7 de octubre de 2016.
3. British Standards Institution (1997). BS EN61773:1997, Overhead lines - Testing of foundations for structures. BSI, London, UK.
4. CIGRÉ. (2002). "The design of transmission line support Foundations" – An overview.
5. CIGRÉ. (2017). "Study Committee B2. Overhead Lines".
6. Clark, M. Richards, D.J. & CLUTTERBUCK D. (2006) "Measured dynamic performance of electricity transmission towers following controlled broken wire events". Cigre. School of Civil Engineering & the Environment. University of Southampton. United Kingdom.
7. Cunha, O. (2005). "Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.
8. DANZIGER, F.A.B. (1983). "Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração". Tesis, Universidad Federal en Rio de Janeiro, Brasil.
9. De Souza, N. (1994). "Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração, em solo colapsível". Tese, Universidad de Sao Pablo.
10. K.K. Sorensen & N. Okkles. (2013). "Correlación entre la resistencia al corte no drenado y el índice de plasticidad de arcillas sobreconsolidadas". Universidad de Aarhus en Dinamarca.
11. Levy, F. (2014). "The Uplift of high voltage transmission tower foundations". Thesis for the degree of Engineering Doctorate. University of Southampton.
12. Levy F.M., Richards D.J. (2013). "Full scale rapid uplift tests on transmission tower footings". Geomechanics Research Group, Faculty of Engineering and the Environment, University of Southampton, UK. pp. 2791 – 2794.
13. Meyerhof, G.G. & Adams, J.I. (1968). "The ultimate uplift capacity of foundations". Canadian Geotechnical Journal, Vol 4, pp 225 – 244. Printed in Canadian.
14. Moller, H. (2015). "Comparativo de custo das fundações de uma linha de transmissão analisando duas propostas de realização de investigações geotécnicas". Tesis, Universidad federal en Rio de Janeiro, Brasil.
15. Pacheco, M.P, Danziger F.A.B, y Pereira Pinto, C. (2008). "Design of shallow foundations under tensile loading for transmission line towers: An overview." Published by Elsevier B.V.
16. Pereira Afonso, A.R. (2015). "Tipologia e dimensionamento estrutural das fundações de Torres de Linhas de Alta Tensão em diferentes condições geotécnicas". Técnico Lisboa.
17. Richards, D.J., White, D.J, and Lehane, B.M. (2010). "Centrifuge modelling of the pushover failure of an electricity transmission tower". Published by NRC Research Press.

18. Santos, A.P.R. (1985). “Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo Método dos elementos finitos”. Tese. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.
19. The Institute of Electrical and Electronics Engineers. (2001). IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing.
20. The Institute of Electrical and Electronics Engineers. (1985). IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing.
21. Vanner, M.J., (1982). “Foundations uplift resistance: The effects of foundations type and of seasonal changes in ground conditions”. IEE Proceedings on Electric Power Applications. Vol. 129, pp 295 – 305.

Anexos

ANEXO 1. Memorias análisis paramétrico de los métodos de calculo

ANEXO 2. Memorias de cálculo de análisis de pruebas de carga

ANEXO 3. Memorias de cálculo para aplicación de metodologías en una línea de transmisión colombiana

ANEXO 4. Imágenes de modelación en programa RS3 Rocscience