

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Evaluación de la capacidad de carga de pilotes  
excavados en arcillas a través de métodos estáticos y  
pruebas de carga**

**Tesis para optar el título profesional de  
Ingeniero Civil**

**Presentada por:**

**Bach. Ninanya de la Cruz, Karen Stephanie**

**Asesor: Ing. Donayre Cordova, Oscar**

**Lima-Perú**

**2018**

## **DEDICATORIA**

Hoc est opus parentes  
dicata.

## **AGRADECIMIENTO**

Mis más sinceros agradecimientos al Ing. Hugo Ninanya, por su orientación en el desenvolvimiento del modelo numérico de esta tesis.

# ÍNDICE GENERAL

|   |            |
|---|------------|
| <b>RESUMEN</b> .....                              |            |
| <b>xv</b>   |            |
| <b>ABSTRACT</b> .....                             | <b>xvi</b> |
| <b>INTRODUCCIÓN</b> .....                         |            |
| <b>1</b>  |            |
| <b>CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES</b> .....       |            |
| <b>2</b>  |            |
| 1.1 Generalidades .....                           |            |
| 2   |            |
| 1.2 Problemática .....                            |            |
| 3   |            |
| 1.3 Objetivos .....                               |            |
| 4   |            |
| 1.3.1 Objetivo general .....                      |            |
| 4   |            |
| 1.3.2 Objetivos específicos .....                 |            |
| 4   |            |
| <b>CAPÍTULO 2: PILOTES EN LA INGENIERÍA</b> ..... |            |
| <b>5</b>  |            |
| 2.1 Clasificación de pilotes .....                | <b>5</b>   |
| 2.1.1 Según su material .....                     |            |
| 5   |            |
| 2.1.2 Según su construcción.....                  | <b>7</b>   |
| 2.2 Investigación del subsuelo .....              |            |

10

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 2.2.1 | Pozos y sondajes a barrenas .....               | 11 |
| 2.2.2 | Sondajes a percusión – <i>Churn drill</i> ..... | 11 |
| 2.2.3 | Sondajes de rotación .....                      | 12 |
| 2.2.4 | Ensayo de cono CPT .....                        | 13 |

### **CAPÍTULO 3: CAPACIDAD DE CARGA AXIAL – MÉTODOS ESTÁTICOS ..**

**15**

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 3.1   | Métodos teóricos .....                              | 15 |
| 3.1.1 | Resistencia en la punta .....                       | 15 |
| 3.1.2 | Resistencia a la fricción lateral .....             | 19 |
| 3.2   | Métodos semi-empíricos basados en ensayos SPT ..... | 22 |
| 3.2.1 | Método de Aoki y Velloso (1975) .....               | 22 |
| 3.2.2 | Método de Monteiro (1997) .....                     | 24 |
| 3.2.3 | Método de Décourt y Quaresma (1982) .....           | 26 |
| 3.3   | Métodos gráficos .....                              | 27 |
| 3.3.1 | Método de Van der Veen (1953) .....                 | 27 |

|       |                                      |    |
|-------|--------------------------------------|----|
| 3.3.2 | Método de Brinch-Hansen (1963) ..... | 29 |
| 3.3.3 | Método de Chin (1971) .....          | 30 |
| 3.3.4 | Método de Massad (1986) .....        | 30 |
| 3.3.5 | Método de Décourt (1996) .....       | 31 |
| 3.3.6 | Método de Butler y Hoy (1977) .....  | 32 |
| 3.3.7 | Método de la Davisson (1972) .....   | 32 |
| 3.3.8 | Método de la NBR-6122 (1996) .....   | 33 |

**CAPÍTULO 4: CASO DE ESTUDIO: TALARA .....**  
**35**

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 4.1   | Campo experimental de la refinería de Talara ..... | 35 |
| 4.2   | Estimación de capacidad de carga .....             | 38 |
| 4.2.1 | Método teórico .....                               | 38 |
| 4.2.2 | Métodos semi-empíricos .....                       | 39 |
| 4.2.3 | Métodos gráficos .....                             | 39 |
| 4.3   | Modelamiento numérico .....                        |    |

|           |   |
|-----------|---|
| 44        |   |
| 4.3.1     | Condiciones de contorno ..... 45                          |
| 4.3.2     | Resultados ..... 46                                       |
| 4.4       | Resumen de estimación de capacidad de carga ..... 48      |
| <br>      |   |
| <b>50</b> | <b>CAPÍTULO 5: CASO DE ESTUDIO: CAMPINAS .....</b>        |
| 5.1       | Campo experimental de la Universidad de Campinas ..... 50 |
| 5.2       | Estimación de capacidad de carga ..... 53                 |
| 5.2.1     | Método teórico ..... 53                                   |
| 5.2.2     | Métodos semi-empíricos ..... 53                           |
| 5.2.3     | Métodos gráficos ..... 54                                 |
| 5.3       | Modelamiento numérico ..... 61                            |
| 5.3.1     | Condiciones de contorno ..... 62                          |
| 5.3.2     | Resultados ..... 63                                       |
| 5.4       | Resumen de estimación de capacidad de carga ..... 65      |
| <br>      |   |
|           | <b>CAPÍTULO 6: CASO DE ESTUDIO: BRASILIA .....</b>        |

## **67**

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 6.1   | Campo experimental de la Universidad de Brasilia ..... |    |
| 67    |  |    |
| 6.2   | Estimación de capacidad de carga .....                 |    |
| 69    |  |    |
| 6.2.1 | Método teórico .....                                   |    |
| 69    |  |    |
| 6.2.2 | Métodos semi-empíricos .....                           |    |
| 70    |  |    |
| 6.2.3 | Métodos gráficos .....                                 |    |
| 71    |  |    |
| 6.3   | Modelamiento numérico .....                            | 83 |
| 6.3.1 | Condiciones de contorno .....                          |    |
| 84    |  |    |
| 6.3.2 | Resultados .....                                       |    |
| 85    |  |    |
| 6.4   | Resumen de estimación de capacidad de carga .....      |    |
| 89    |  |    |

## **CAPÍTULO 7: CASO DE ESTUDIO: SURRA .....**

### **92**

|       |   |  |
|-------|---|--|
| 7.1   | Campo experimental del sur de Surra ..... |  |
| 92    |   |  |
| 7.2   | Estimación de capacidad de carga .....    |  |
| 94    |   |  |
| 7.2.1 | Método teórico .....                      |  |
| 94    |   |  |
| 7.2.2 | Métodos semi-empíricos .....              |  |



|            |   |
|------------|---|
| 94         |   |
| 7.3        | Modelamiento numérico .....   |
| 94         |   |
| 7.3.1      | Condiciones de contorno .....   |
| 95         |   |
| 7.3.2      | Resultados .....  |
| 96         |   |
| 7.4        | Resumen de estimación de capacidad de carga .....                         |
| 98         |   |
| <b>99</b>  | <b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>                               |
|            | <b>99</b>   |
|            | Conclusiones .....  |
| 99         |   |
|            | Recomendaciones .....   |
| 100        |   |
| <b>101</b> | <b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>                                   |
|            | <b>101</b>  |
| <b>105</b> | <b>ANEXOS .....</b>   |
|            | <b>105</b>  |
|            | A1- Plano de ubicación – exploración geotécnica de la refinería de Talara |
| 105        |   |
|            | A2- Registro de sondeo SE3 - S01 .....                                    |
| 107        |   |
|            | A3- Resumen de resultados de ensayos de laboratorio por estrato .....     |
| 112        |   |

## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1: Resistencias que constituyen la capacidad de carga de pilote bajo carga a compresión .....  | 2  |
| Figura 2: Movilización progresiva de la resistencia de un pilote para la aplicación de carga a compresión axial .....                                       | 3  |
| Figura 3: Pilotes según su construcción: (a) ejecución de pilote tipo excavado, (b) tipo raíz y (c) hélice continua .....                                   | 9  |
| Figura 4: Etapas en la ejecución del sondaje a percusión: (a) avance del sondaje por disgregación y lavado y (b) ensayo de penetración dinámica (SPT) ..... | 12 |
| Figura 5: Esquema de funcionamiento de sondaje de rotación .....  | 13 |
| Figura 6: Caja de portatestigos de sondeo geotécnico .....  | 13 |
| Figura 7: Esquema de funcionamiento del ensayo CPT .....  | 14 |
| Figura 8: Ruptura de las soluciones de: (a) Terzaghi (1943), (b) Meyerhof (1951) y (c) Vesic (1972) .....   | 16 |
| Figura 9: Factores de capacidad de carga de Meyerhof (1953) .....   | 18 |
| Figura 10: Variación de $\lambda$ con la longitud de empotramiento del pilote .....   | 22 |
| Figura 11: Determinación de la resistencia en la punta .....  | 25 |
| Figura 12: Ejemplo del método gráfico de Van der Veen (1953) .....  | 28 |
| Figura 13: Método de Massad (1986) .....  |    |

|   |    |
|---|----|
| Figura 14: Método de Butler y Hoy (1977) .....  | 32 |
| Figura 15: Método de Davisson (1972) .....  | 33 |
| Figura 16: Método de la NBR-6122(1996) .....  | 34 |
| Figura 17: Muestreo en la zona SE3 .....  | 35 |
| Figura 18: Modelo conceptual de la zona SE3 del campo experimental de<br>Talara ..... | 36 |
| Figura 19: Ubicación de la prueba de carga en el pilote P159 .....                    | 37 |
| Figura 20: Prueba de carga en el pilote P159 .....                                    | 38 |
| Figura 21: Capacidad de carga – Van der Veen (1953) (Talara) .....                    | 40 |
| Figura 22: Capacidad de carga – Brinch-Hansen (1963) (Talara) .....                   | 41 |
| Figura 23: Capacidad de carga – Chin (1971) (Talara) .....                            | 42 |
| Figura 24: Capacidad de carga – Massad (1986) (Talara) .....                          | 43 |
| Figura 25: Capacidad de carga – Décourt (1996) (Talara) .....                         | 44 |
| Figura 26: Modelo numérico de la zona SE3 de la refinería de Talara) .....            | 45 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 27: Resultados del modelo en Plaxis 2D de la zona SE3 de la refinería de Talara: (a) esfuerzos efectivos verticales - $\sigma'_{yy}$ , (b) esfuerzos cortantes - $\tau_{vy}$ , (c) deformaciones totales verticales - $\varepsilon_{yy}$ y (d) deformaciones cortante - $\gamma_{xy}$ ..... | 46 |
| Figura 28: Comparación de las curvas carga x asentamiento obtenidas en la prueba de carga y análisis numérico en Plaxis 2D para el caso de la zona SE3 de la refinería de Talara .....   | 47 |
| Figura 29: Capacidad de carga de los diferentes métodos presentados para el caso de Talara .....   | 49 |
| Figura 30: Modelo conceptual del campo experimental de Campinas .....  | 50 |
| Figura 31: Variación de los: (a) pesos específicos natural y saturado y (b) parámetros del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb ( $c$ y $\varphi$ ) del campo experimental de Campinas a lo largo de la profundidad .....   | 51 |
| Figura 32: Módulo de elasticidad del campo experimental de Campinas a lo largo de su profundidad .....   | 52 |
| Figura 33: Sistema de reacción de las pruebas de carga en pilotes excavados .....  | 52 |
| Figura 34: Capacidad de carga – Van der Veen (1953) (Campinas) .....   | 55 |
| Figura 35: Capacidad de carga – Brinch-Hansen (1963) (Campinas) .....  | 56 |
| Figura 36: Capacidad de carga – Chin (1971) (Campinas) .....   | 57 |
| Figura 37: Capacidad de carga – Massad (1986) (Campinas) .....   | 58 |
| Figura 38: Capacidad de carga – Décourt (1996) (Campinas) .....  | 59 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 39: Capacidad de carga – Butler y Hoy (1977) (Campinas) .....   | 60 |
| Figura 40: Capacidad de carga – Davisson (1972) (Campinas) .....   | 60 |
| Figura 41: Capacidad de carga – NBR-6122 (1996) (Campinas) .....   | 61 |
| Figura 42: Modelo numérico del campo experimental de Campinas .....  | 62 |
| Figura 43: Resultados del modelo en Plaxis 2D del campo experimental de<br>Campinas: (a) esfuerzos totales verticales - $\sigma_{yy}$ , (b) esfuerzos<br>cortantes - $\tau_{vy}$ , (c) deformaciones totales verticales - $\varepsilon_{yy}$ y (d)<br>deformaciones cortante - $\gamma_{xy}$ ..... | 63 |
| Figura 44: Comparación de las curvas carga x asentamiento de la media<br>obtenida en las pruebas de carga y el análisis numérico en Plaxis<br>2D para el caso del campo experimental de Campinas .....   | 64 |
| Figura 45: Capacidad de carga de los diferentes métodos presentados para<br>el caso de Campinas .....  | 66 |
| Figura 46: Modelo conceptual del campo experimental de la Universidad de<br>Brasilia .....   | 67 |
| Figura 47: Variación de los: (a) pesos específicos natural y saturado y (b)<br>parámetros del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb ( $c$ y $\varphi$ ) del<br>campo experimental de Brasilia a lo largo de la profundidad .....   | 68 |
| Figura 48: Capacidad de carga – Van der Veen (1953) (Brasilia): (a) no<br>saturado y (b) saturado .....  | 72 |
| Figura 49: Capacidad de carga – Brinch-Hansen (1963) (Brasilia): (a) no<br>saturado y (b) saturado .....   | 73 |
| Figura 50: Capacidad de carga – Chin (1971) (Brasilia): (a) no saturado y<br>(b) saturado .....  | 75 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 51: Capacidad de carga – Massad (1986) (Brasilia): (a) Saturado y (b) no saturado .....   | 77 |
| Figura 52: Capacidad de carga – Décourt (1996) (Brasilia): (a) no saturado y (b) saturado .....  | 79 |
| Figura 53: Capacidad de carga – Butler y Hoy (1977) (Brasilia): (a) no saturada y (b) saturada .....   | 80 |
| Figura 54: Capacidad de carga – Davisson (1972) (Brasilia): (a) no saturada y (b) saturada .....   | 81 |
| Figura 55: Capacidad de carga – NBR-6122 (1996) (Brasilia): (a) no saturada y (b) saturada .....   | 82 |
| Figura 56: Modelo numérico del campo experimental de Brasilia .....  | 84 |
| Figura 57: Resultados del modelo en Plaxis 2D del campo experimental de Brasilia bajo condiciones naturales: (a) esfuerzos totales verticales - $\sigma_{yy}$ , (b) esfuerzos cortantes - $\tau_{vy}$ , (c) deformaciones totales verticales - $\varepsilon_{yy}$ y (d) deformaciones cortante - $\gamma_{xy}$ ..... | 86 |
| Figura 58: Resultados del modelo en Plaxis 2D del campo experimental de Brasilia bajo condiciones saturadas: (a) esfuerzos totales verticales - $\sigma_{yy}$ , (b) esfuerzos cortantes - $\tau_{vy}$ , (c) deformaciones totales verticales - $\varepsilon_{yy}$ y (d) deformaciones cortante - $\gamma_{xy}$ ..... | 87 |
| Figura 59: Comparación de las curvas carga x asentamiento del campo experimental de Brasilia obtenida en las pruebas de carga y del análisis numérico en Plaxis 2D: (a) condiciones naturales y (b) saturadas .....  | 88 |
| Figura 60: Capacidad de carga de los diferentes métodos presentados para el caso de Brasilia: (a) condiciones naturales y (b) saturadas .....  | 89 |
| Figura 61: Modelo conceptual del suelo del sur de Surra .....  | 92 |
| Figura 62: Variación del: (a) peso específico natural y (b) módulo de  |    |

|  |    |
|--|----|
| elasticidad del campo experimental del sur de Surra a lo largo de la profundidad .....   | 93 |
| Figura 63: Modelo numérico del campo experimental del sur de Surra .....   | 95 |
| Figura 64: Resultados del modelo en Plaxis 2D del campo experimental de Surra: (a) esfuerzos totales verticales - $\sigma_{yy}$ , (b) esfuerzos cortantes - $\tau_{vy}$ , (c) deformaciones totales verticales - $\varepsilon_{yy}$ y (d) deformaciones cortante - $\gamma_{xy}$ ..... | 96 |
| Figura 65: Comparación de las curvas carga x desplazamiento vertical del caso de Surra de las pruebas de carga experimental y del análisis numérico en Plaxis 2D .....   | 97 |
| Figura 66: Capacidad de carga de los diferentes métodos presentados para el caso de Surra .....  | 98 |

## LISTA DE TABLAS

|   |    |
|---|----|
| Tabla 1: Factores de capacidad de carga según Bowles (1996) .....   | 17 |
| Tabla 2: Factores de capacidad de carga $N_c$ y $N_\sigma$ .....    | 19 |
| Tabla 3: Coeficientes $F1$ y $F2$ de Aoki y Velloso (1975) .....    | 23 |
| Tabla 4: Valores de $k$ y $\alpha$ de Aoki y Velloso (1975) .....   | 23 |
| Tabla 5: Valores de $k$ y $\alpha$ de Monteiro (1997) .....         | 25 |
| Tabla 6: Coeficientes $F1$ y $F2$ de Monteiro (1997) .....          | 26 |
| Tabla 7: Valores de $k$ de Décourt y Quaresma (1982) .....          | 27 |
| Tabla 8: Talara – Resumen método de Van der Veen (1953) .....       | 40 |
| Tabla 9: Talara – Resumen método de Brinch-Hansen (1963) .....      | 41 |
| Tabla 10: Talara – Resumen método de Chin (1971) .....              | 42 |
| Tabla 11: Talara – Resumen método de Massad (1986) .....            | 43 |
| Tabla 12: Talara – Resumen método de Décourt (1996) .....           | 44 |
| Tabla 13: Resumen del cálculo de capacidad de carga para el caso de |    |



|   |    |
|---|----|
| Talara .....  | 48 |
| Tabla 14: Carga de rotura de asentamientos máximos en las pruebas de carga experimentales de Campinas .....       | 53 |
| Tabla 15: Campinas – Resumen método de Van der Veen (1953) .....  | 55 |
| Tabla 16: Campinas – Resumen método de Brinch-Hansen (1963) .....   | 56 |
| Tabla 17: Campinas – Resumen método de Massad (1986) .....  | 57 |
| Tabla 18: Campinas – Resumen método de Décourt (1996) .....   | 58 |
| Tabla 19: Resumen de cálculo de capacidad de carga para el caso de Campinas .....                                 | 65 |
| Tabla 20: Resumen de las pruebas de carga realizadas en el campo experimental de la Universidad de Brasilia ..... | 69 |
| Tabla 21: Brasilia – Resumen método de Van der Veen (1953) .....  | 71 |
| Tabla 22: Brasilia – Resumen método de Brinch-Hansen (1963) .....   | 74 |
| Tabla 23: Brasilia – Resumen método de Chin (1971) .....  | 75 |
| Tabla 24: Brasilia – Resumen método de Massad (1986) .....  | 78 |
| Tabla 25: Brasilia – Resumen método de Décourt (1996) .....   | 78 |
| Tabla 26: Resumen de cálculo de capacidad de carga para el caso de Brasilia en condiciones naturales .....        | 90 |

|   |    |
|---|----|
| Tabla 27: Resumen de cálculo de capacidad de carga para el caso de<br>Brasilia en condiciones saturadas ..... | 91 |
| Tabla 28: Resumen de cálculo de capacidad de carga para el caso de<br>Surra .....                             | 98 |

## RESUMEN

La evaluación de la capacidad de carga de pilotes juega un rol esencial en su diseño. Esta capacidad puede ser estimada por metodologías teóricas, soluciones analíticas o numéricas, o por métodos semi-empíricos, cuyas aplicaciones están generalmente basadas en resultados de ensayos en campo. Las formulaciones semi-empíricas son comúnmente las más usadas por ingenieros geotécnicos debido a que los métodos teóricos generalmente están limitadas a aplicaciones particulares. Esta investigación compara la capacidad de carga de pilotes excavados por medio de diferentes metodologías, basándose en pruebas de carga experimentales llevadas a cabo en los campos experimentales de la universidad de Brasilia y Campinas, en Brasil. Los métodos semi-empíricos determinan la capacidad de carga ya sea a través del control del asentamiento o extrapolación de la curva carga x asentamiento mientras que los métodos teóricos están basados tanto en soluciones analíticas como numéricas, siendo la última mencionada calculada a través del análisis de los elementos finitos. Las comparaciones que se dieron de las capacidades de carga medidas en pruebas de carga con las obtenidas en resultados numéricos y del control de asentamiento mostraron buenos resultados, mientras que se encontraron valores con mayores errores relativos de los esperados al compararse con las metodologías semi-empíricas. El caso del método teórico presentó conservativos resultados siempre y cuando se considerase el efecto de la fricción negativa.

**Palabras claves:** Pilote excavado, Capacidad de carga, Elementos finitos.

## ABSTRACT

The evaluation of axial bearing capacity of piles plays an essential role in their design. It can be estimated by theoretical methods, through an analytical or numerical solution, or by semi-empirical methods, whose application is generally based on field test results. Semi-empirical formulations are often preferred by geotechnical engineers since theoretical approaches are generally limited to particular applications. This paper compares the axial bearing capacity of bored piles estimated by different methodologies, based on instrumented load tests carried out in both the Campinas and Brasilia university campus, in Brazil. The semi-empirical approach involved settlement control and extrapolation of load-settlement curve while the theoretical approach was based on both analytical and numerical solutions, the latter computed through finite element analyses. When compared to the ultimate load bearing capacity measured in the instrumented load tests, both numerical and the settlement control results showed close agreement, while the semi-empirical methods estimated major expected relative errors and the theoretical method presented conservative values when considering the negative skin friction effects.

**Keywords:** Bored pile, Bearing capacity, Finite elements.

## INTRODUCCIÓN

El uso de pilotes es una de las más antiguas alternativas del hombre para superar, generalmente, las dificultades de la cimentación de estructuras en suelos de baja resistencia. En un inicio, los pilotes eran de madera debido a la fácil maniobrabilidad y la favorable cantidad en la que existían, que incluso por criterios de seguridad del constructor, estos eran hincados en grandes cantidades. Es así que la capacidad de carga última de los pilotes estaba limitada al grosor, capacidad de soportar al golpe de un martillo de peso sin astillarse y a la altura de caída de este último. Sin embargo, hoy en día debido a la demanda de estructuras pesadas sobre fundaciones de suelo blando, surgieron otros tipos de pilotes, como los de concreto, mixtos, de diferentes formas de construcción e hincados. Las reglas primitivas que al principio eran usadas se han desarrollado en métodos teóricos y semi-empíricos. En la aplicación de métodos teóricos es de suma importancia el conocimiento de la geometría detallada del problema, propiedades tensión x deformación x resistencia de los suelos, características de interface suelo-pilote, etc., mientras que en los métodos semi-empíricos, básicamente, dependen de los ensayos de campo. Por otro lado, se debe tener en cuenta la presencia del fenómeno de la fricción negativa, debido al material arcilloso en el que se encuentre todo el pilote o parte de este.

En el presente, se cuenta tanto con resultados experimentales instrumentados de pruebas de carga axiales a compresión y tracción como con ensayo SPT de campos experimentales en Brasil y el noroeste del Perú.

Por lo tanto, esta investigación está orientada a comparar las metodologías normalmente usadas para determinar la capacidad de carga de pilotes excavados bajo cargas axiales a compresión y tracción suelos arcillosos y arenosos correspondientemente, comparándolos con resultados experimentales instrumentados, los cuales a su vez, serán verificados con simulaciones numéricas.

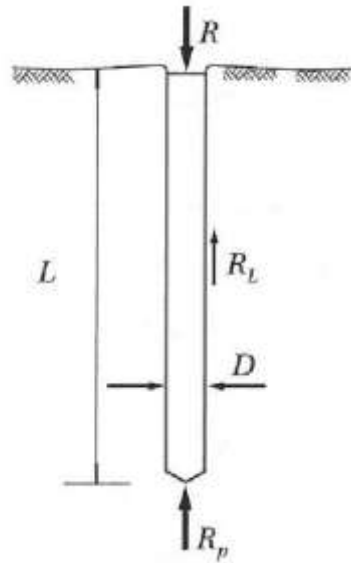
# CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

## 1.1 Generalidades

La aparición de los pilotes surgió tras la necesidad de superar las dificultades de cimentaciones en suelos blandos. Al principio la experiencia determinaba el tipo de cimentación a emplearse, priorizando cimentaciones superficiales como zapatas corridas, y usándose únicamente pilotes cuando el suelo no era capaz de soportar a la estructura. Se comenzó a trabajar con pilotes de madera por la abundancia del material, y con el fin de brindar seguridad al sistema se hincaban en cantidad. Cuando las estructuras pesadas en suelos blandos comienzan a aparecer se muestra como solución a los pilotes de concreto, los cuales soportan compresiones y tensiones mucho mayores. A partir de entonces, lo más importante se dirigió a la cantidad de pilotes a usarse, debido al costo que genera su empleo. De esta manera, lo primordial fue determinar la carga admisible de pilotes.

La estimación de la capacidad de carga de un pilote involucra la resistencia a la punta ( $R_p$ ) y la resistencia a la fricción ( $R_L$ ) del pilote. De la Fig. 1, se puede deducir la expresión de capacidad de carga mediante el equilibrio de fuerzas.

Figura 1: Resistencias que constituyen la capacidad de carga pilote bajo carga a compresión.



Fuente: Cintra y Aoki (2011).

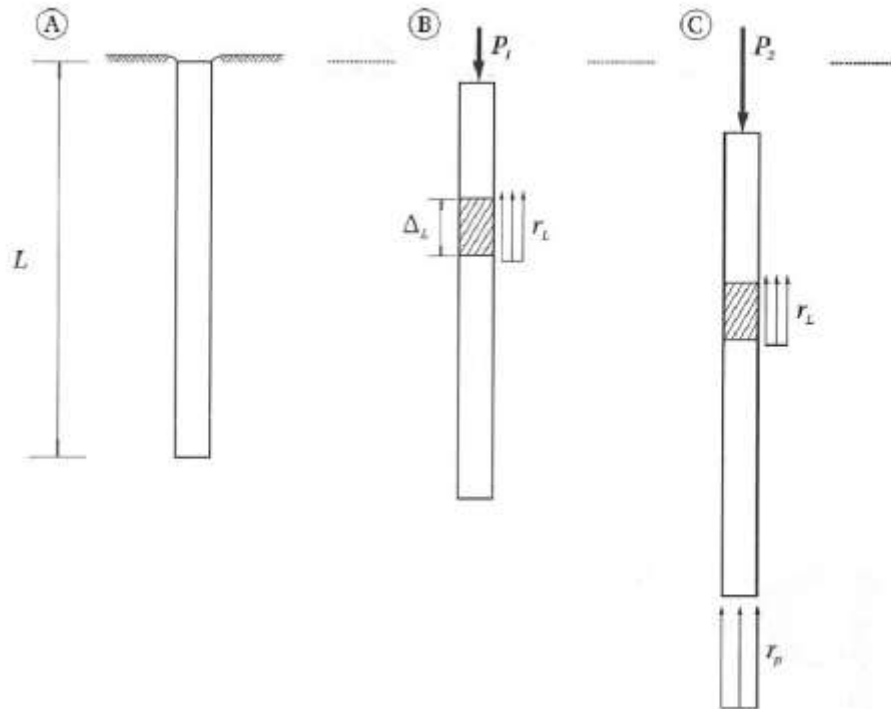
## 1.2 Problemática

Debido a la variabilidad de resultados que se pueden obtener por los diferentes métodos que existen para determinar la capacidad de carga de los pilotes, se genera incertidumbre con relación a la definición de la metodología más apropiada, dependiendo así, el valor de capacidad de carga del pilote a la experiencia del ingeniero y principalmente de las propiedades de suelo local. A raíz de lo mencionado, Fellenius (1980) asume: “Para ser útil, una definición de capacidad de carga debe basarse en alguna regla matemática y generar un valor repetible que sea independiente de las relaciones de escala y las opiniones del intérprete individual” (p.21).

Convencionalmente, el cálculo de la capacidad de carga del pilote ( $P_{ult}$ ) considera como la suma de la resistencia en la punta ( $R_p$ ) y resistencia a la fricción ( $R_L$ ) que se da a partir de la aplicación de una carga progresivamente aumentada, como se muestra esquemáticamente en la Fig. 2.

$$P_{ult} = R_p + R_L = r_p \cdot A_p + r_L \cdot A_L \quad (1)$$

Figura 2: Movilización progresiva de la resistencia de un pilote para la aplicación de carga a compresión axial.



Fuente: Cintra y Aoki (2011).

Naturalmente, estas dos partes de resistencias no son completamente independientes e interactúan entre sí. La transferencia de la carga aplicada en la cabeza del pilote para el suelo circundante es un fenómeno que depende de diversos factores, entre estos, el tipo de suelo, estado de tensiones iniciales, las características de resistencia y deformación de los suelos que componen el macizo, el método de instalación del pilote, la geometría del pilote y su sollicitación, dirección y velocidad de aplicación, entre otros.

Por otro lado, en los pilotes excavados en suelos arcillosos pueden sufrir del fenómeno de la fricción negativa, produciéndose asentamientos mayores a los producidos normalmente por el pilote. De esta manera, la masa de suelo con material arcilloso blando genera un incremento de sollicitación en el pilote, de arriba hacia abajo. Por lo tanto, el cálculo de la capacidad de carga debe considerar esta condición como un componente adicional a lo convencionalmente estipulado en la ecuación 1.

### 1.3 Objetivos

Los objetivos de este estudio serán divididos en dos grupos, objetivo general y específicos.



### **1.3.1 Objetivo general**

Comparar metodologías correctamente utilizadas para la estimación de la capacidad de carga de pilotes excavados en suelos arcillosos y arenosos bajo cargas axiales de compresión y tracción, comparándolas con resultados experimentales instrumentados.

### **1.3.2 Objetivos específicos**

Demostrar la utilidad de la aplicación de herramientas computacionales y métodos numéricos para analizar capacidad de soporte de pilotes.

Verificar los resultados experimentales instrumentados a través de simulaciones numéricas, métodos semi-empíricos y teóricos.

## **CAPÍTULO 2: PILOTES EN LA INGENIERÍA CIVIL**

Los pilotes son elementos columna en una fundación teniendo la función de transferir cargas desde la superestructura a través de los estratos de suelo débiles o agua hacia un suelo más compacto o menos compresible o incluso roca. La importancia del uso de pilotes está en el mecanismo de transferencia como respuesta a la aplicación de cargas axiales de compresión o tracción para las diferentes metodologías disponibles en la literatura técnica que están basadas en función del tipo de carga aplicada y del tipo de suelo. Dentro de esas metodologías se encuentran los métodos teóricos, semi-empíricos, así como los métodos numéricos.

### **2.1 Clasificación de pilotes**

Se estima que existen al menos 100 tipos de pilotes que son descritos en la literatura de ingeniería, los cuales pueden ser clasificados de acuerdo a diferentes criterios. De acuerdo al material, pueden ser clasificadas en pilotes de madera, concreto, acero y mixtas. De a su construcción, los pilotes pueden ser excavados, raíz, hélice continua, hincado, etc.

#### **2.1.1 Según su material**

##### **2.1.1.1 Pilotes de madera**

Los pilotes de madera son construidos a partir de troncos de árboles, razonablemente rectilíneos, que tienen una preparación en la cabeza y punta para ser hincadas. Mayormente los pilotes de madera tienen una longitud máxima 10 y 20 *m*.

Los pilotes de madera no resisten altos esfuerzos al hincarse; por lo tanto, su capacidad se limita a aproximadamente entre 25 - 30 *ton*. El uso de elementos de acero es necesario para daños en la punta del pilote. La parte superior de los pilotes de madera también podría dañarse al ser hincados, para evitarlo se usa una banda metálica o un capuchón o cabezal. Urbina (2003)

afirma:

Los pilotes de madera permanecen indefinidamente sin daño si están rodeados de suelo saturado; sin embargo, en un ambiente marino, están sometidos al ataque de varios organismos y pueden ser dañados considerablemente en pocos meses. Cuando se localizan arriba del nivel freático, los pilotes son atacados por insectos. Su vida se incrementará tratándolos con preservadores como la creosota. (p.12)

Es necesario resaltar que en la selva peruana los soportes de las casas construidas en los márgenes de los ríos son pilotes de madera, debido a que es el material más barato que se encuentra al alcance de los pobladores.

#### **2.1.1.2 Pilotes metálicos**

Los pilotes de acero o metálicos son encontrados en una variedad de formas, desde perfiles laminados a tubos. Los pilotes de tubo pueden ser hincados en el suelo con sus extremos abiertos o cerrados. El uso de las vigas de acero de sección “H” son preferidas en comparación de las de sección “I” porque los espesores de sus almas y patines son iguales.

Debido a su alta resistencia y ductilidad, los pilotes de acero pueden hincarse en suelos duros y soportar grandes cargas. También su resistencia en tracción es más alta que cualquier otro tipo de pilote, por ello estos pilotes son esencialmente apropiados para aplicaciones con grandes cargas de tracción. (Mamani, 2016, p.8)

Los pilotes de acero son los adecuados cuando la longitud requerida supera los 18 m. Básicamente, se hincan la primera sección, luego se suelda con la siguiente sección y continúa hincando. Cabe resaltar que la operación puede ser agilizada con ciertos empalmes especiales de acero.

Como desventaja de los pilotes de acero se puede mencionar que son costosos, ruidosos cuando se hincan y en ciertos medios, pueden estar sujetos a corrosión.

#### **2.1.1.3 Pilotes de concreto**

El concreto es el material más aceptado para elaboración de pilotes,

debido a su gran resistencia hacia agentes agresivos, y soporta muy bien las alteraciones de secado y humedecimiento. Por otro lado, con el concreto se pueden fabricar pilotes tanto de baja y alta capacidad de carga.

Los pilotes de concreto pueden ser pre-moldeados o moldeados. La gran ventaja de los pilotes pre-moldeados está en la buena calidad del concreto que se puede obtener y en el hecho de que los agentes agresivos, eventualmente encontrados en el suelo, no tienen ninguna acción sobre el pegado y curado del concreto. Otra ventaja es la seguridad que ofrecen en el paso a través de estratos muy blandos, donde el concreto *in situ* puede presentar problemas.

Como desventaja principal de pilotes pre-moldados se puede apuntar a las dificultades de adaptación a las variaciones del terreno. Por otro lado, los pilotes moldeados te permiten ejecutar el llenado de concreto en la longitud estrictamente necesaria del pilote. En cuanto a la capacidad de carga, los pilotes moldeados en campo pueden ofrecer valores más elevados en comparación de los pre-moldeados.

## **2.1.2 Según su construcción**

### **2.1.2.1 Pilotes excavados**

Son aquellos pilotes ejecutados por una perforación o excavación en el terreno (con el material retirado) que, en seguida, es llenado de concreto. Las excavaciones pueden tener sus paredes soportadas o no, y el soporte puede ser proporcionado por un revestimiento, recuperable o perdido, o por un fluido estabilizante. La Fig. 3 (a) muestra las fases de ejecución del pilote excavado con fluido estabilizante.

### **2.1.2.2 Pilotes raíz**

La ejecución de estos pilotes inyectados y llenados *in situ* utilizan técnicas empleadas de presurizar la mezcla de cemento causando un fuerte aumento de fricción o de adherencia entre el fuste del pilote y el suelo, muy superior a los pilotes perforados usuales. La perforación es enteramente protegida por un tubo de revestimiento y normalmente hecha con un equipo rotativo de

accionamiento eléctrico o hidráulico. Terminada la perforación se coloca la armadura en el interior del tubo de revestimiento, pudiendo ser en casos corrientes armaduras constituidas por barras vinculadas por estribos. El llenado de los pilotes es hecho descendiendo un tubo de inyección hasta el fondo de la perforación e inyectándose una mezcla de cemento y arena dosificada. La aplicación de aire comprimido es hecha a través de un casco especial. Con la presurización la mezcla llena todas las sobreexcavaciones del fuste y comprime lateralmente el suelo bajando el nivel de mezcla dentro del tubo y la reposición se hace por gravedad y se prosigue con la extracción de los elementos del tubo protector. Esta operación es repetida tres o cuatro veces hasta completar la extracción del revestimiento, ver Fig. 3(b).

### **2.1.2.3 Pilotes de hélice continua**

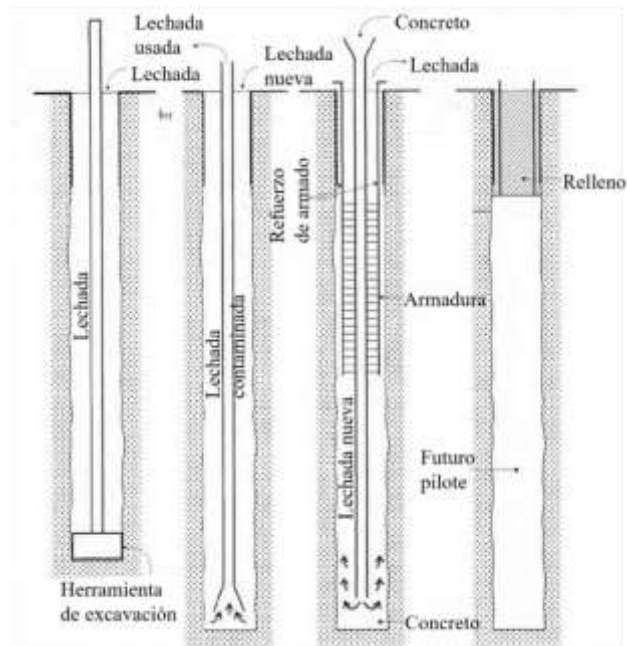
El pilote de hélice continua es un pilote de hormigón in situ. Se perfora el terreno con ayuda de un barreno helicoidal continuo y se bombea el hormigón a través del tubo central del barreno, mientras este último es retirado del terreno. La perforación consiste en hacer penetrar en la masa de suelo una hélice por medio de un torque apropiado para vencer su resistencia. Una vez alcanzada la profundidad deseada, se bombea el hormigón a través del tubo central, rellenando la cavidad abierta por la hélice, al mismo tiempo que esta última es extraída del terreno sin rotar o rotando lentamente en el mismo sentido del avance. El método de ejecución del pilote de hélice continua exige la colocación de la armadura luego de su hormigonado. La armadura, con forma de jaula cilíndrica, es introducida en el pilote por peso propio o con el auxilio de un martillo de poca potencia, ver Fig. 3 (c).

### **2.1.2.4 Pilotes hincados**

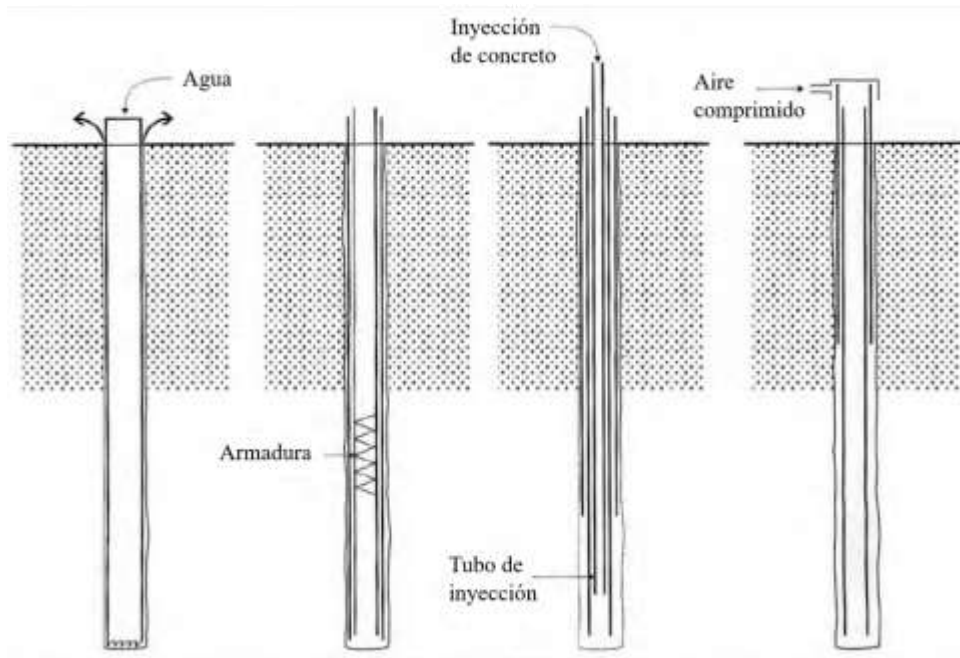
Los pilotes hincados son instalados a través de maquinarias pesadas con el fin de alcanzar una camada con suficiente capacidad portante o un estrato de rocas. La máquina pilotadora, utilizada para el hincado del pilote, levanta este último mencionado, lo apoya de punta sobre el suelo y la fuerza por medio de la caída de una maza desde una altura definida con anterioridad, golpeando

sobre la cabeza del pilote en forma repetitiva hasta enterrarla en la masa de suelo. Luego, sobre la cabeza del pilote se dispone una pieza de madera la cual recibe directamente los golpes de la maza que golpea evitando que se generen fisuras en cabeza de cada tramo de pilote hincado. Se continua con el hasta que alcanzar una cierta cantidad de golpes para un asentamiento determinado.

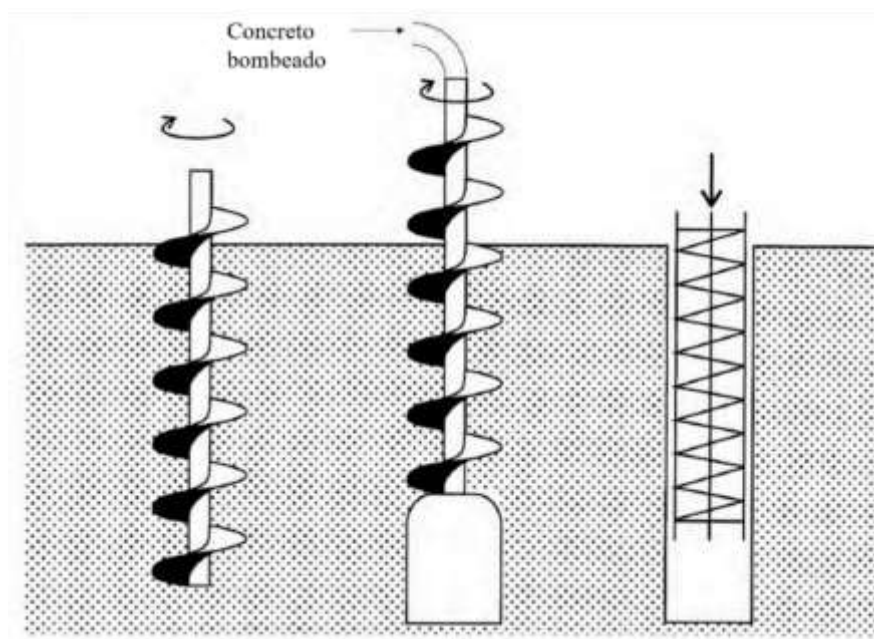
Figura 3: Pilotes según su construcción: (a) Ejecución de pilote tipo excavado, (b) tipo raíz y (c) hélice continua.



(a)



(b)



(c)

Fuente: Lopes y Velloso (2016).

## 2.2 Investigación del subsuelo

Con la finalidad de realizar proyectos de fundaciones para estructuras se requiere de procesos de investigación del subsuelo. Esta, a su vez, necesita de una programación adecuada basada en etapas que busquen alcanzar el objetivo de conocer las principales características del subsuelo, las cuales se

mencionan y describen a continuación:

- a) Investigación preliminar: En esta etapa prima conocer las principales características del subsuelo, realizándose, generalmente, sondajes a percusión o rotativo, en caso se conozca la existencia de bloques de roca.
- b) Investigación complementaria o del proyecto: La segunda etapa se enfoca en esclarecer características relevantes del subsuelo y, desde una perspectiva sobre el comportamiento de la fundación, caracterizar las propiedades del suelo más importantes. Así mismo, se pueden ejecutar más sondajes si el caso lo requiere.
- c) Investigación para la fase de ejecución: La última fase tiene la intención de confirmar las condiciones del proyecto en sus áreas críticas, destinándose a aquellas donde exactamente se ejecutará la fundación o donde exista una notable variación de los suelos.

Los procesos de investigación del subsuelo realizados para proyectos de fundaciones de estructuras son los pozos, sondajes a barrenas, sondajes a percusión o conocidas como perforaciones de tipo *Churn drill*, sondajes rotativos, ensayos de cono, ensayos de presiómetros.

### **2.2.1 Pozos y sondajes a barrenas**

Los pozos son aquellos que permiten evaluar a los suelos por las paredes y fondo de la excavación hechas manualmente que se caracterizan por ejecutarse hasta encontrar el nivel freático o donde haya estabilidad. Las muestras no deformadas son retiradas en forma de bloques.

Los sondajes a barrenas son perforaciones manuales realizadas con diferentes tipos de barrenas, pudiendo ser espirales, helicoidales, etc., en las cuales se obtiene muestras deformables. Los sondajes a barrenas, al igual que los pozos, son ejecutados hasta encontrar el nivel de agua.

### **2.2.2 Sondajes a percusión – *Churn drill***

Los sondajes a percusión son perforaciones con la capacidad de

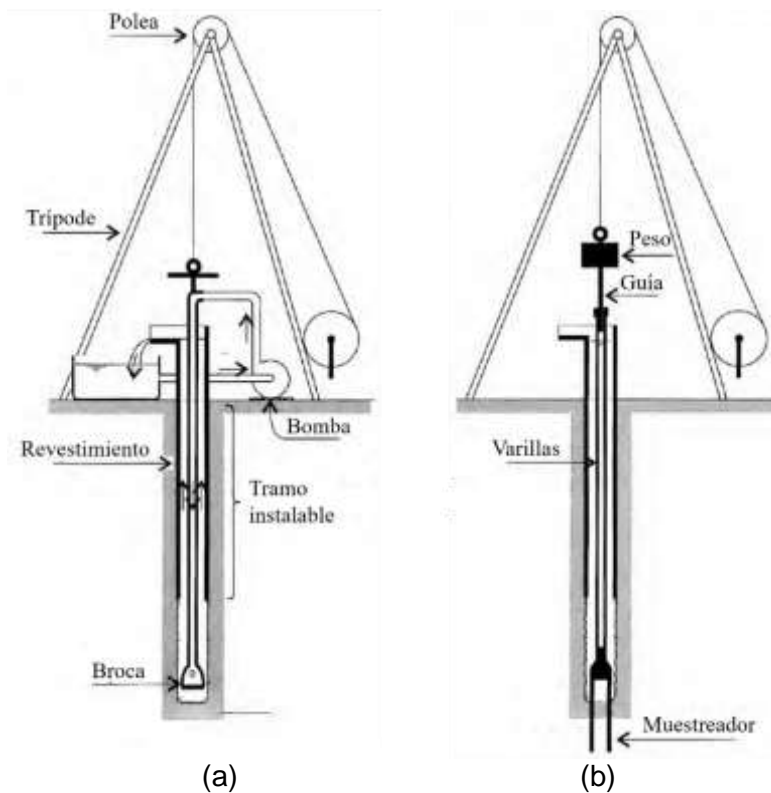


atravesar el nivel de agua y los suelos relativamente compactos. El revestimiento de la perforación es requerido solo si esta muestra inestabilidad. El equipo y el proceso de ejecución del sondaje a percusión son mostrados en la Fig. 4.

Casos donde los sondajes a percusión tienen dificultades para atravesar suelos residuales jóvenes muy compactos o alteraciones de roca son suspendidos.

El ensayo de penetración dinámica (SPT) es realizado en sondaje a percusión cada metro consistiendo en el clavado del muestreador normalizado por medio de golpes de un martillo de 65 *kgf* que cae a 75 *cm* de altura. Los números de golpes obtenidos al clavar 45 *cm* del muestreador son anotados en 3 conjuntos de golpes para cada 15 *cm* para al final asumirse como resultado del ensayo SPT al número de golpes necesario para clavar los 30 *cm* finales. (Lopes y Velloso, 2016, p.38)

Figura 4: Etapas en la ejecución del sondaje a percusión: (a) avance del sondaje por disgregación y lavado y (b) ensayo de penetración dinámica (SPT).



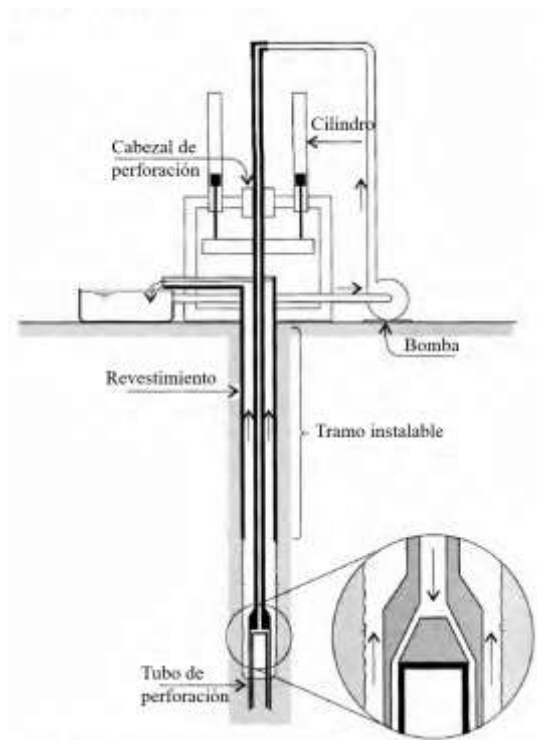
Fuente: Modificado de Lopes y Velloso (2016).

Las condiciones del agua subterránea son muy importantes, es por ello que se debe perforar con anterioridad barrenas a fin de determinar la profundidad del nivel freático no influenciado por el sondaje. Es esencial tomar nota de las profundidades donde las elevaciones del nivel freático ocurren, para poder observar, después de terminado el sondaje, que el nivel freático se haya estabilizado.

### 2.2.3 Sondajes de rotación

Los sondajes de rotación son ejecutados cuando el suelo de investigación está constituido por roca. El esquema de un sondaje rotativo es mostrado en la Fig. 5. Básicamente, el proceso de perforación consiste en un sistema hidráulico de accionamiento. La corona cumple la función de cortando un cilindro de rocas denominado testigo, el cual se aloja en el tubo roscado, mientras avanza en el suelo. Una caja de portatestigos de sondeo geotécnico se muestra en la Fig. 6.

Figura 5: Esquema de funcionamiento de sondaje de rotación.



Fuente: Modificado de Lopes y Velloso (2016).

Figura 6: Caja de portatestigos de sondeo geotécnico.

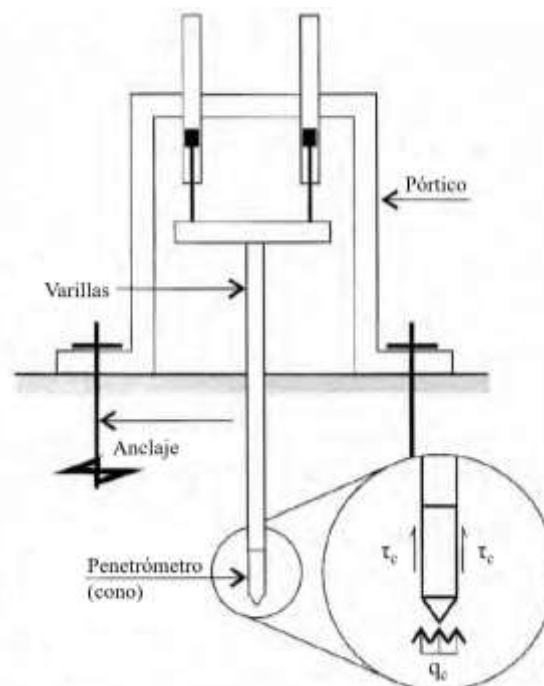


Fuente: Ninanya (2018).

#### 2.2.4 Ensayo de cono CPT

El ensayo de cono (CPT) conocido como ensayo de penetración estática debido a la forma en la que es clavada consiste en un clavado lento y constante de una varilla de punta cónica lo cual permite medir por separado la reacción que opone el suelo a la penetración del cono y el rozamiento de una parte de la varilla ubicada por encima del mismo, ver Fig. 7.

Figura 7: Esquema de funcionamiento del ensayo CPT.



Fuente: Modificado de Lopes y Velloso (2016).



## **CAPÍTULO 3 : CAPACIDAD DE CARGA AXIAL - MÉTODOS ESTÁTICOS**

Todo proyecto de fundación requiere estrictamente verificar la seguridad en relación a la capacidad de carga. En los métodos estáticos la capacidad de carga es calculada por fórmulas que estudian al pilote movilizando toda la resistencia al cortante estático del suelo. Los métodos estáticos pueden ser teóricos, los cuales utilizan soluciones teóricas de capacidad de carga y parámetros del suelo, o semi-empíricos, que se basan en ensayos in situ de penetración (CPT y SPT). Tal y como está estipulada en la ecuación 1, el cálculo de la capacidad de carga ( $P_{ult}$ ) a compresión del pilote se considera como la suma de la resistencia en la punta ( $R_p$ ) y resistencia a la fricción ( $R_L$ ). En caso de cargas axiales a tracción sobre pilotes, Lopes y Velloso (2016) mencionan: “La capacidad de carga puede ser calculada con ayuda de los métodos que estiman la resistencia a la fricción lateral” (p.275), respecto a metodologías teóricas. Por otro lado, Cintra y Aoki (2011) indican: “Se puede estimar la capacidad de carga con metodologías semi-empíricas como la de Aoki y Velloso (1975) considerando solo el 75 % de la resistencia a la fricción lateral” (p.32).

### **3.1 Métodos teóricos**

#### **3.1.1 Resistencia en la punta**

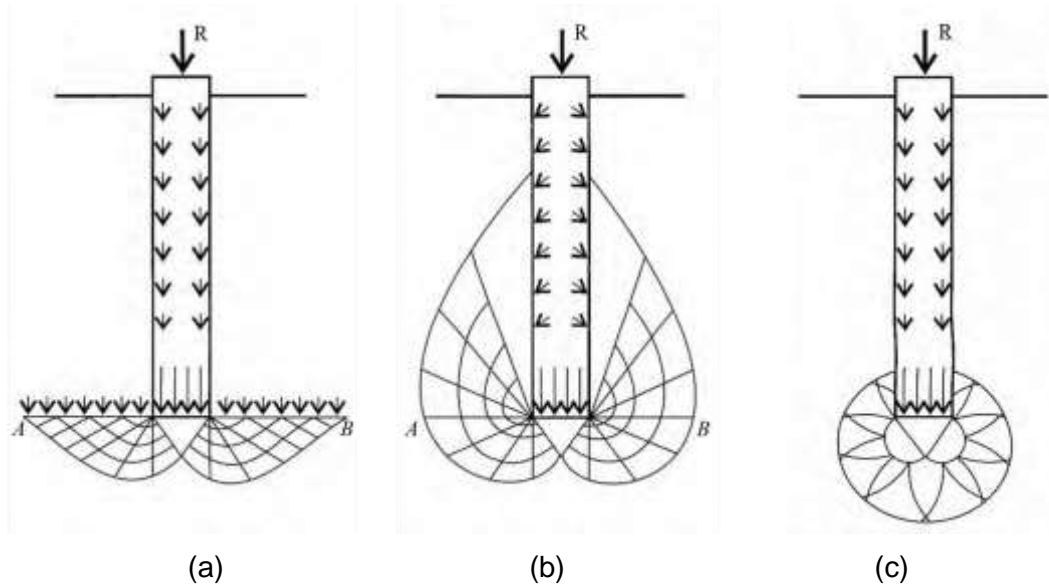
Las soluciones teóricas asumen diferentes mecanismos de ruptura, los cuales se muestran en la Fig. 8.

##### **3.1.1.1 Terzaghi (1943)**

Esta metodología asume que la ruptura suelo debajo de la punta del pilote no puede ocurrir sin el desplazamiento del suelo hacia los lados y hacia arriba, como se muestra en la Fig. 8 (a). Si el suelo a lo largo de la longitud del pilote ( $L$ ) es más compresible que el que se encuentra debajo de la punta, los desplazamientos producen esfuerzos cortantes despreciables a lo largo de su

longitud. En ese caso, la influencia del suelo sobre el pilote es idéntica a la de una sobrecarga ( $\gamma \cdot L$ ) y la resistencia en la punta puede ser calculada por la ecuación 2, en caso se trate con una base circular o la ecuación 3, para una cuadrada.

Figura 8: Ruptura de las soluciones de: (a) Terzaghi (1943), (b) Meyerhof (1951) y (c) Vesic (1972).



Fuente: Matos Fernandes (2011).

$$R_p = A_p(1.2cN_c + \gamma L N_q + 0.6\gamma \frac{D}{2} N_\gamma) \quad (2)$$

$$R_p = A_p(1.2cN_c + \gamma L N_q + 0.8\gamma \frac{D}{2} N_\gamma) \quad (3)$$

donde  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son factores de carga que dependen del ángulo de fricción,  $\gamma$  es el peso específico del suelo,  $c$  es la cohesión y  $D$  es el diámetro del pilote.

Por otro lado, si el suelo fuera homogéneo, los esfuerzos cortantes localizados sobre la base de la fundación despertarían y los desplazamientos que ocurrirían allí tendrían dos efectos significativos. Podían alterar tanto el mecanismo de ruptura de tal modo que los factores de carga dejen de ser válidos o la intensidad de los esfuerzos verticales en el suelo junto a la punta del pilote. A raíz de lo mencionado Vesic (1963) propuso que se considere el esfuerzo efectivo vertical en vez del total.

Valores de factores de capacidad de carga presentados por Bowles (1996),  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  (rotura general para suelos de alta resistencia) y  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$  (rotura local para suelos de baja resistencia), se encuentran en la Tabla 1.

Tabla 1: Factores de capacidad de carga según Bowles (1996).

| $\varphi$ (°) | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ | $N'_c$ | $N'_q$ | $N'_\gamma$ |
|---------------|-------|-------|------------|--------|--------|-------------|
| 0             | 5.7   | 1.0   | 0.0        | 5.7    | 1.0    | 0.0         |
| 5             | 7.3   | 1.6   | 0.5        | 6.7    | 1.4    | 0.2         |
| 10            | 9.6   | 2.7   | 1.2        | 8.0    | 1.9    | 0.5         |
| 15            | 12.9  | 4.4   | 2.5        | 9.7    | 2.7    | 0.9         |
| 20            | 17.7  | 7.4   | 5.0        | 11.8   | 3.9    | 1.7         |
| 25            | 25.1  | 12.7  | 9.7        | 14.8   | 5.6    | 3.2         |
| 30            | 37.2  | 22.5  | 19.7       | 19.0   | 8.3    | 5.7         |
| 35            | 57.8  | 41.4  | 42.4       | 25.2   | 12.6   | 10.1        |
| 40            | 95.7  | 81.3  | 100.4      | 34.9   | 20.5   | 18.8        |
| 45            | 172.3 | 173.3 | 297.5      | 51.2   | 35.1   | 37.7        |

Fuente: Bowles (1996).

### 3.1.1.2 Meyerhof (1953)

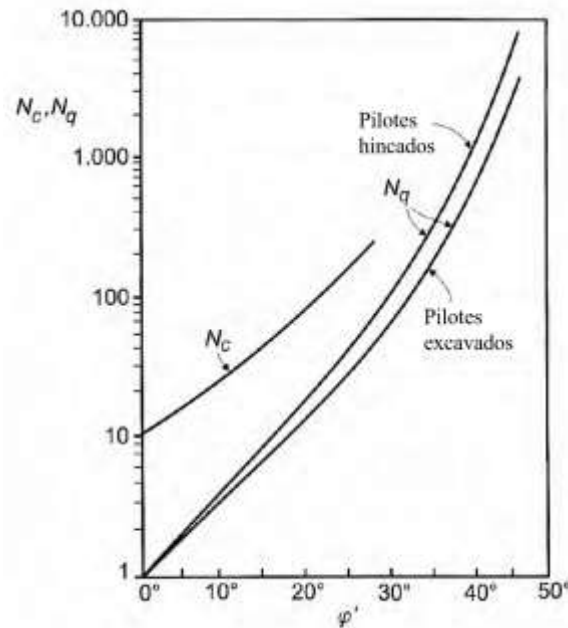
El trabajo de Meyerhof (1953) se diferencia del de Terzaghi (1943) en el hecho de que este último asume que el suelo situado por encima del nivel de la punta es substituido por una sobrecarga suelta, de tal modo que las líneas de rotura son interrumpidas en el plano **AB**; caso contrario, Meyerhof (1953) consideró las líneas de ruptura situadas encima del plano mencionado, ver Fig. 8 (a) y (b).

El cálculo de la resistencia a la punta de los pilotes expuesto por Meyerhof (1953) es mostrado en la ecuación 4.

$$R_P = A_P(cN_c + K_s\gamma LN_q + \gamma \frac{D}{2} N_\gamma) \quad (3)$$

donde  $K_s$  es el coeficiente de empuje del suelo contra el fuste del pilote en la zona de rotura próxima a la punta),  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son los factores de carga, dependientes del ángulo de fricción (ver Fig. 9) y la relación  $L/D$ .

Figura 9: Factores de capacidad de carga de Meyerhof (1953).



Fuente: Lopes y Velloso (2016).

Lopes y Velloso (2016) menciona. “Cuando  $L/D$  sea un valor elevado es común despreciar el último término de la ecuación 3” (p.242).

En suelos arcillosos saturados ( $\varphi = 0$ ), el valor de la resistencia a la punta sería expresada como la ecuación 4, mientras que en arenosos ( $c = 0$ ) por la ecuación 5.

$$R_p = A_p(9.5S_u + \gamma L) \quad (4)$$

$$R_p = A_p(K_s \gamma L N_q) \quad (5)$$

### 3.1.1.3 Vesic (1972)

La propuesta de Vesic (1972) asumió como resistencia a la punta del pilote la ecuación 6.

$$R_p = A_p(cN_c + \sigma_o N_\sigma) \quad (6)$$

donde el esfuerzo medio ( $\sigma_o$ ) expresado en la ecuación 7 se efectúa en el nivel de la punta del pilote y los factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_\sigma$  se relacionan con la ecuación 8.



$$\sigma_o = \frac{1+2K_o}{3} \sigma'_v \quad (7)$$

$$N_c = (N_\sigma - 1) \cot \varphi \quad (8)$$

El valor de  $N_c$  para diferentes valores de  $\varphi$  puede ser obtenido en la Tabla 2, la cual requiere del índice de rigidez  $I_r$ , expresado en la ecuación 9.

$$I_r = \frac{E}{2(1-\nu)(c+\sigma' \tan \varphi)} \sigma' \quad (9)$$

donde  $E$  es el módulo de elasticidad y  $\nu$  es el coeficiente de Poisson.

Tabla 2: Factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_\sigma$ .

| $\varphi$<br>(°) | $I_r$ |       |        |        |        |        |        |        |
|------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|                  | 10    | 20    | 40     | 80     | 100    | 200    | 400    | 500    |
| 0                | 6.97  | 7.90  | 8.82   | 9.75   | 10.04  | 10.97  | 11.89  | 12.19  |
| 5                | 8.99  | 10.56 | 12.25  | 14.07  | 14.69  | 16.69  | 18.86  | 19.59  |
| 10               | 11.55 | 14.08 | 16.97  | 20.29  | 21.46  | 25.43  | 29.99  | 31.59  |
| 15               | 14.79 | 18.66 | 23.35  | 29.02  | 31.08  | 38.37  | 47.18  | 50.39  |
| 20               | 18.83 | 24.56 | 31.81  | 40.99  | 44.43  | 56.97  | 72.82  | 78.78  |
| 25               | 23.84 | 32.05 | 42.85  | 57.07  | 62.54  | 82.98  | 109.88 | 120.23 |
| 30               | 30.03 | 41.49 | 57.08  | 78.30  | 86.64  | 118.53 | 161.91 | 178.98 |
| 35               | 37.65 | 53.30 | 75.22  | 105.92 | 118.22 | 166.14 | 233.27 | 260.15 |
| 40               | 47.03 | 68.04 | 98.21  | 141.51 | 159.13 | 228.97 | 329.24 | 370.04 |
| 45               | 58.66 | 86.48 | 127.28 | 187.12 | 211.79 | 311.04 | 456.57 | 516.58 |

Fuente: Modificado de Vesic (1977).

### 3.1.2 Resistencia a la fricción lateral

La evaluación de la resistencia a la fricción del pilote analiza, básicamente, la resistencia al desplazamiento del sólido en contacto con el suelo, asumiendo su valor como la ecuación 10.

$$R_L = A_L(\alpha + \sigma_h \tan \delta) \quad (10)$$

donde  $\alpha$  es la adherencia suelo-pilote,  $\sigma_h$  es el esfuerzo horizontal contra la superficie lateral del pilote y  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el pilote y el suelo.

### 3.1.2.1 Suelos granulares

Como se observa en la ecuación 10 la resistencia a la fricción del pilote comprende dos términos. Al tratarse de un suelo granular el valor de la adherencia suelo-pilote asume un valor de 0. Además, al relacionar el esfuerzo efectivo horizontal con el vertical a través de un coeficiente de empuje  $K_S$  se obtiene como valor de la resistencia a la fricción del pilote la ecuación 11.

$$R_L = A_L(K_S \sigma'_v \tan \delta) \quad (11)$$

donde el ángulo de fricción de interface  $\delta$  es menor o igual al ángulo de fricción interna efectivo, pudiéndose asumir  $\delta = \varphi'$ .

El valor de  $K_S$  en pilotes excavados es igual o menor que el coeficiente de empuje en reposo (donde no existe esfuerzos cortantes los esfuerzos son principales). Broms (1966) propuso como valores de  $K_S$  para pilotes de concreto a 1 y 2 tratándose de suelos sueltos o compactos, respectivamente.

### 3.1.2.2 Suelos arcillosos

La estimación de la resistencia a la fricción de los pilotes en presencia de suelos arcillosos es difícil de calcular debido a variables que no son cuantificadas fácilmente. Métodos enfocados en determinar la resistencia a la fricción en casos de trabajarse con arcillas saturadas han sido estudiados, siendo las más empleadas las presentadas a continuación.

(a) Método de los esfuerzos totales ( $\alpha$ ):

En este método la resistencia unitaria superficial a la fricción entre el pilote y el suelo debido al fenómeno de la fricción negativa se representa por la ecuación 12.

$$r_L = c_a = \alpha \cdot c_u \quad (12)$$

donde  $c_a$  es la adhesión no drenada suelo-pilote,  $\alpha$  el factor empírico de

adhesión,  $c_u$  la resistencia al corte no drenada del suelo.

La adhesión no drenada ( $c_u$ ) depende del tipo de pilote, suelo y el método de instalación del pilote. Lo ideal es contar ensayos de carga en pilotes para determinar la adhesión no drenada; sin embargo, también puede hacerse uso de valores empíricos de dicho parámetro para su cálculo. El trabajo de Hurtado (2011) menciona.

Se usa un factor de adhesión  $\alpha$  de 0.45 para pilotes excavados en muchas arcillas; aunque para pilotes cortos en arcilla muy fisurada, un valor de 0.3 es el más usual. Para arcilla dura  $\alpha$  puede ser tan bajo como 0.1. (p.5)

En suelos cohesivos, la resistencia al corte no drenado  $c_u$  puede obtenerse a partir de pruebas de laboratorio sobre muestras inalteradas de suelo. Skempton (1948) presentó la ecuación 13 para estimar el parámetro mencionado.

$$c_u = \sigma'_v(0.11 + 0.0037IP) \quad (13)$$

donde  $\sigma'_v$  es el esfuerzo efectivo vertical e  $IP$  es el índice de plasticidad.

(b) Método  $\lambda$ :

Esta metodología fue propuesta por Fitch y Vijayvergiya (1972). El método  $\lambda$  asume que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote induce una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia unitaria lateral promedio se expresa con la ecuación 14.

$$r_{L(prom)} = \lambda(\sigma'_v + 2c_u) \quad (14)$$

donde el parámetro  $\lambda$  es un factor que tiene en cuenta la alteración de la arcilla por efecto del hincado del pilote. La Fig. 10 muestra el parámetro mencionado en función de la profundidad de penetración del pilote.

(c) Método de los esfuerzos efectivos ( $\beta$ ):

Esta metodología asume que la resistencia unitaria por fricción en el pilote se determina con base en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en estado remoldeado ( $c = 0$ ). Entonces a cualquier

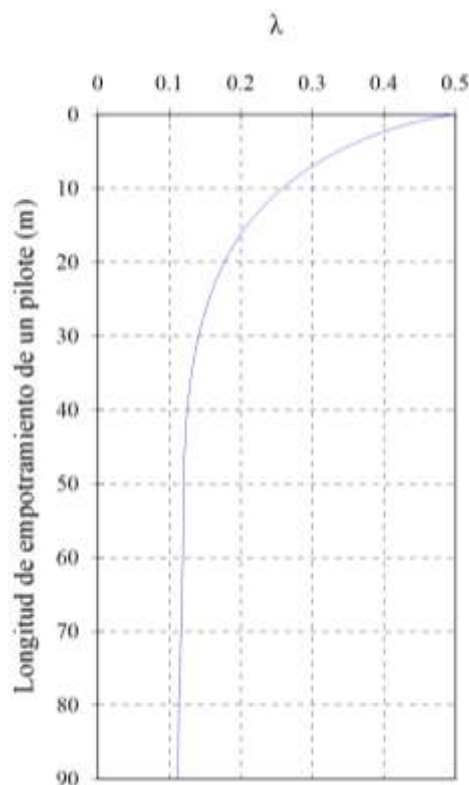
profundidad la resistencia unitaria por fricción se expresa en la ecuación 15 y el parámetro  $\beta$  se define en la ecuación 16.

$$r_L = \beta \cdot \sigma'_v \quad (15)$$

$$\beta = K_S \cdot \tan \delta \quad (16)$$

donde  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el suelo y el pilote (drenado) y  $K_S$  es el coeficiente de presión lateral en reposo del suelo.

Figura 10: Variación de  $\lambda$  con la longitud de empotramiento del pilote.



Fuente: McClelland (1974).

## 3.2 Métodos semi-empíricos basados en ensayos SPT

### 3.2.1 Método de Aoki y Velloso (1975)

Aoki y Velloso (1975) estimaron la capacidad de carga para diferentes tipos de pilotes basándose en correlaciones de resultados de ensayos de penetración dinámica o estática, descripción de los estratos del suelo, profundidad del nivel freático. Además, estableció coeficientes de corrección **F1**

y  $F2$  tras realizar alrededor de 100 pruebas, los cuales dependen del tipo de pilote que se esté evaluando, con el fin de ajustar los resultados que se obtuviesen, ver Tabla 3.

Originalmente la metodología trabajaba tan solo con ensayos de penetración estática CPT. Sin embargo, para que el método sea empleado también en ensayos de penetración dinámica SPT, Aoki y Velloso (1975) crearon parámetros de correlaciones, denominados  $k$  y  $\alpha$ , dependientes del tipo de suelo, cuyo valor se puede observar en la Tabla 4.

Tabla 3: Coeficientes  $F1$  y  $F2$  de Aoki y Velloso (1975).

| Tipo de pilote | $F1$ | $F2$ |
|----------------|------|------|
| Franki         | 2.50 | 5.00 |
| Acero          | 1.75 | 3.50 |
| Concreto       | 1.75 | 3.50 |
| Strauss        | 1.70 | 3.00 |
| Pre-moldeado   | 1.75 | 3.50 |
| Excavado       | 3.50 | 7.00 |

Fuente: Aoki y Velloso (1975).

Tabla 4: Valores de  $k$  y  $\alpha$  de Aoki y Velloso (1975).

| Tipo de suelo          | $k$ (MPa) | $\alpha$ (%) |
|------------------------|-----------|--------------|
| Arena                  | 1.00      | 1.40         |
| Arena limosa           | 0.80      | 2.00         |
| Arena limosa-arcillosa | 0.70      | 2.40         |
| Arena arcillosa        | 0.60      | 3.00         |
| Arena arcillosa-limosa | 0.50      | 2.80         |
| Limo                   | 0.40      | 3.00         |
| Limo arenoso           | 0.55      | 2.20         |
| Limo arenoso-arcilloso | 0.45      | 2.80         |
| Limo arcilloso         | 0.23      | 3.40         |
| Limo arcilloso-arenoso | 0.25      | 3.00         |
| Arcilla                | 0.20      | 6.00         |
| Arcilla arenosa        | 0.35      | 2.40         |
| Arcilla arenosa-limosa | 0.30      | 2.80         |

|                      |      |      |
|----------------------|------|------|
| Arcilla limosa       | 0.22 | 4.00 |
| Arcilla limo-arenosa | 0.33 | 3.00 |

Fuente: Aoki y Velloso (1975).

Las ecuaciones 17 y 18 definen la resistencia a la punta unitaria y resistencia a la fricción unitaria del pilote, correspondientemente. Consecuentemente la capacidad de carga del pilote para ensayos de penetración dinámica SPT se muestra en la ecuación 19.

$$r_p = k_p \cdot N_p \quad (17)$$

$$r_L = \alpha \cdot k \cdot N_M \quad (18)$$

$$P_{ult} = A_p \frac{r_p}{F_1} + U \sum \frac{r_L}{F_2} \Delta L \quad (19)$$

donde  $A_p$  es el área de la sección transversal del pilote,  $k_p$  es el parámetro de correlación evaluado en la punta del pilote,  $N_p$  y  $N_M$  son valores de  $N_{SPT}$  en la punta y parte media del pilote, respectivamente,  $\Delta L$  es el intervalo de ejecución del ensayo de penetración dinámica SPT.

Hasta el día de hoy, trabajo de diferentes autores han establecido nuevos valores de los factores de corrección  $F_1$  y  $F_2$  y parámetros  $k$  y  $\alpha$  para la aplicación en la formulación de Aoki y Velloso (1975); sin embargo, en este trabajo se trabajaron con los valores originales de esta metodología.

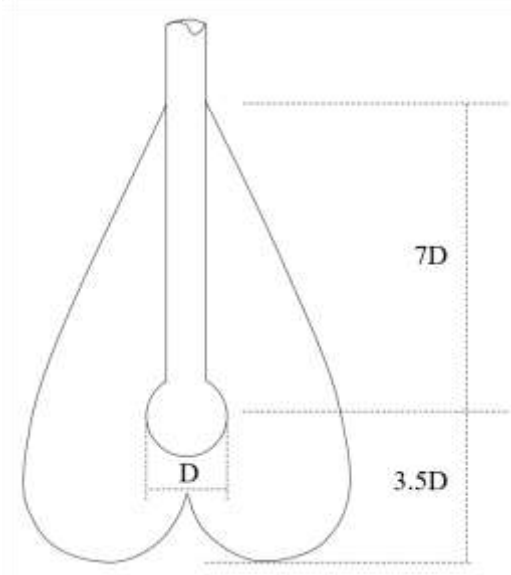
### 3.2.2 Método de Monteiro (1997)

Esta metodología, básicamente, es la misma de Aoki y Velloso (1975), con la diferencia de que Monteiro (1997) estableció correlaciones diferentes tanto para los valores de  $k$  y  $\alpha$ , presentados en la Tabla 5, como para los factores de corrección  $F_1$  y  $F_2$ , mostrados en la Tabla 6, con la finalidad de mejorar los resultados del método original. Por otro lado, algunas recomendaciones para la aplicación del método se muestran a continuación:

- El número de golpes límite es 40 ( $N_{SPT} \leq 40$ ).
- El cálculo de la resistencia en la punta debe considerar como  $N_p$  a un valor medio de los números de golpes medidos a lo largo de las espesuras iguales 7 y 3.5 veces el diámetro del pilote sobre y bajo la

profundidad de la base, respectivamente. Un esquema de lo mencionado se puede observar en la Fig. 11.

Figura 11: Determinación de la resistencia en la punta.



Fuente: Modificado de Monteiro (1977).

Tabla 5: Valores de  $k$  y  $\alpha$  de Monteiro (1997).

| Tipo de suelo          | $k$ (MPa) | $\alpha$ (%) |
|------------------------|-----------|--------------|
| Arena                  | 0.73      | 2.10         |
| Arena limosa           | 0.68      | 2.30         |
| Arena limosa-arcillosa | 0.63      | 2.40         |
| Arena arcillosa        | 0.54      | 2.80         |
| Arena arcillosa-limosa | 0.57      | 2.90         |
| Limo                   | 0.48      | 3.20         |
| Limo arenoso           | 0.50      | 3.00         |
| Limo arenoso-arcilloso | 0.45      | 3.20         |
| Limo arcilloso         | 0.32      | 3.60         |
| Limo arcilloso-arenoso | 0.40      | 3.30         |
| Arcilla                | 0.25      | 5.50         |
| Arcilla arenosa        | 0.44      | 3.20         |
| Arcilla arenosa-limosa | 0.30      | 3.80         |
| Arcilla limosa         | 0.26      | 4.50         |
| Arcilla limo-arenosa   | 0.33      | 4.10         |

Fuente: Monteiro (1997).

Tabla 6: Coeficientes  $F1$  y  $F2$  de Monteiro (1997).

| Tipo de pilote | $F1$ | $F2$ |
|----------------|------|------|
| Franki         | 2.30 | 3.00 |
| Acero          | 1.75 | 3.50 |
| Concreto       | 1.75 | 3.50 |
| Strauss        | 4.20 | 3.90 |
| Pre-moldeado   | 1.75 | 3.50 |
| Excavado       | 3.50 | 7.00 |

Fuente: Monteiro (1997).

### 3.2.3 Método de Décourt y Quaresma (1982)

Originalmente, la formulación que presentó Décourt y Quaresma (1978) era destinada para trabajar con pilotes pre-moldeados; sin embargo, posteriormente otros autores admitieron que otros tipos de pilotes pueden recibir el mismo procedimiento de cálculo.

Décourt y Quaresma (1978) realizaron modificaciones a la metodología original respecto al cálculo de la capacidad de carga del pilote y valores de  $k$ . El método presenta las siguientes características:

- El valor de la resistencia a la punta unitaria  $r_p$  se define como la media del valor del número de golpes  $N_1$  medido en la punta del pilote, el inmediatamente anterior y posterior multiplicado con un coeficiente  $k$ , cuyos valores dependen del tipo de suelo y se muestran en la Tabla 7. La resistencia en la punta unitaria del pilote se calcula según la ecuación 20.

$$r_p = k \cdot N_1 \quad (20)$$

- El valor de la resistencia a la fricción unitaria se calcula a partir de la media de los valores de números de golpes  $N_2$  medidos a lo largo del pilote excluyendo a los que fueron considerados en el cálculo de la resistencia a la punta unitaria, teniendo siempre en cuenta valores de



número de golpes mayores o iguales a 3 y menores o iguales a 50 ( $3 \leq N \leq 50$ ). La ecuación 21 muestra el cálculo de la adhesión lateral del pilote, obteniéndose un resultado en  $kPa$ .

$$a_L = \frac{N_2}{3} + 1 \quad (21)$$

De esta manera, la capacidad de soporte del pilote puede ser calculado a partir de la ecuación 22.

$$P_{ult} = A_p \cdot r_p + 10U \cdot L \cdot a_L \quad (22)$$

Tabla 7: Valores de  $k$  de Décourt y Quaresma (1982).

| Tipo de suelo           | $k$ (MPa) |
|-------------------------|-----------|
| Arena                   | 0.20      |
| Limo arenoso residual   | 0.14      |
| Limo arcilloso residual | 0.12      |
| Arcilla                 | 0.10      |

Fuente: Décourt y Quaresma (1982).

### 3.3 Métodos gráficos

Estimación de la carga última a partir del gráfico carga x asentamiento y del control del asentamiento.

#### 3.3.1 Método de Van der Veen (1953)

Esta metodología asume que la curva carga x asentamiento, medida en pruebas de carga, se ajusta a una curva con formulación exponencial, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$P = P_{ult}(1 - e^{-\alpha r}) \quad (23)$$

donde  $P$  es la carga vertical correspondiente al asentamiento  $r$  que se mide en la parte superior del pilote;  $\alpha$  es un coeficiente que define la forma de la curva.

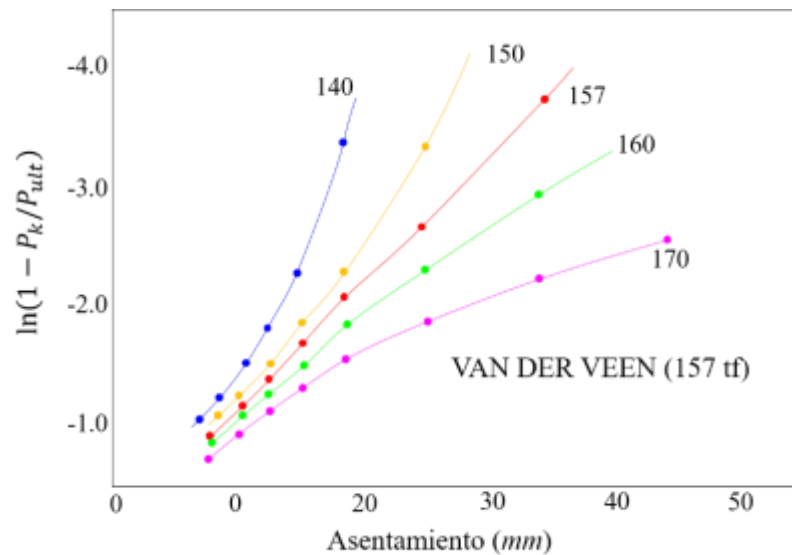
Al reorganizar los términos de la ecuación 23, aplicarle logaritmo neperiano y considerando etapas para la aplicación del cargamento  $1 \leq k \leq n$

se obtiene la siguiente ecuación:

$$-\ln\left(1 - \frac{P_k}{P_{ult}}\right) = \alpha r_k \quad (24)$$

La ecuación 24 muestra una relación lineal entre el valor  $-\ln\left(1 - \frac{P_k}{P_{ult}}\right)$  y el asentamiento  $r_k$ , donde el valor de  $P_{ult}$  varia hasta que la relación lineal se cumpla, o en otras palabras, que se obtenga un coeficiente de correlación  $R^2$  lo más próximo a 1 en el gráfico  $r_k$  vs  $-\ln\left(1 - \frac{P_k}{P_{ult}}\right)$ . Un claro ejemplo se observa en la Fig. 12, donde se establece como carga última un valor de 157 *tf* debido a que al asumirse este valor la curva cumple con una relación lineal.

Figura 12: Ejemplo del método gráfico de Van der Veen (1953).



Fuente: Modificado de Hachich et al. (1998).

Pudiéndose, generalmente, despreciar la parte inicial de la curva al estimar la capacidad de carga, Aoki (1976) se dio cuenta de que al no pasar dicha curva por el origen de coordenadas la regresión podía mejorar, por lo que la ajustó a través de un coeficiente denominado  $\beta$ , obteniendo la ecuación 25.

$$P = P_{ult}(1 - e^{-\alpha r + \beta}) \quad (25)$$

Así mismo si se considera las etapas del cargamento se obtiene la ecuación 26.

$$-\ln\left(1 - \frac{P_k}{P_{ult}}\right) = \alpha r_k + \beta \quad (26)$$

### 3.3.2 Método de Brinch-Hansen (1963)

Esta metodología asume que la curva carga x asentamiento puede ser definida por las siguientes ecuaciones:

$$P = \frac{r}{\alpha + \beta r} \quad (27)$$

$$P = \sqrt{\frac{r}{\alpha + \beta r}} \quad (28)$$

$$P = \frac{\sqrt{r}}{\alpha + \beta r} \quad (29)$$

Las ecuaciones 27 y 28 definen a la curva con un comportamiento hiperbólico y parabólico, respectivamente; además, la carga última corresponderá a un valor de asentamiento que tienda al infinito. Por otro lado, la ecuación 29 si podrá obtener un valor finito para la capacidad última del pilote, siendo esta aquella carga que genera un asentamiento en la parte superior del pilote de cuatro veces mayor de aquel obtenido si se aplicase un 80% de ese valor. Entonces, al derivarse la última ecuación mencionada se obtiene la ecuación 30, la cual muestra el valor máximo de carga. El valor del correspondiente asentamiento último se muestra en la ecuación 31.

$$P_{ult} = \frac{1}{2\sqrt{\alpha\beta}} \quad (30)$$

$$r_{ult} = \frac{\alpha}{\beta} \quad (31)$$

Los valores  $\alpha$  y  $\beta$  se obtienen por regresión lineal al reacomodando los términos de la ecuación 29.

$$\alpha + \beta r = \frac{\sqrt{r}}{P} \quad (32)$$

Prácticamente el método consiste en evaluar el cociente entre las raíces cuadradas de los asentamientos con las respectivas cargas; con la finalidad de generar una recta a partir del asentamiento vs el valor calculado mencionado. De hecho, no existe la necesidad de evaluar todos los puntos de la curva en las

regresiones lineales (ecuación 32) debido a que, de esta forma, se estaría posibilitando que se evalúe mayores soluciones.

### 3.3.3 Método de Chin (1971)

Esta metodología, estudio que se basó en el trabajo de Kondner (1963), consideró un comportamiento hiperbólico para definir a la curva carga x asentamiento que se obtiene de las pruebas de carga en pilotes. Básicamente el método consiste en realizar una gráfica que tenga como eje de ordenadas valores del cociente que se da del asentamiento con su respectiva carga aplicada, mientras que en el eje de las abscisas tan solo a los valores del asentamiento. La curva ideal que se generaría, prácticamente tendría la forma de la siguiente ecuación 27. El valor de carga última para este método se muestra en la ecuación 33.

$$P_{ult} = \frac{1}{\beta} \quad (33)$$

### 3.3.4 Método de Massad (1986)

Massad (1986) asume que la carga última se puede obtener a través de la curva carga x asentamiento. El método se basa en una serie de  $k$  valores del asentamiento, los cuales son arbitrariamente seleccionados, como se muestra en la ecuación 34.

$$r_k = k\Delta r \quad (34)$$

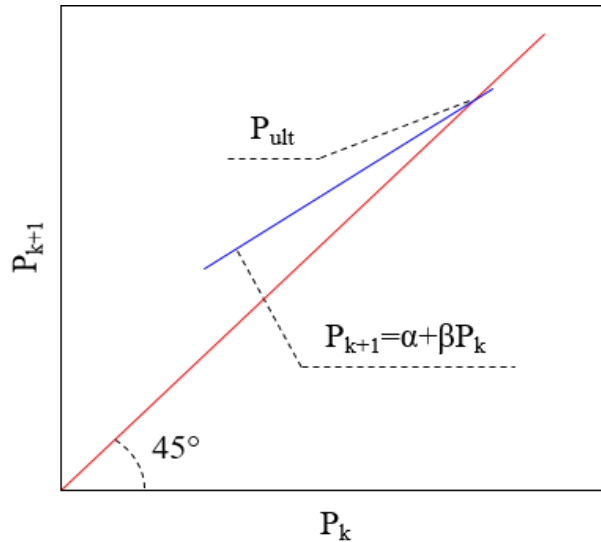
Cabe resaltar que el valor de  $\Delta r$  es constante. Además cada valor de asentamiento  $r_k$  tiene su valor correspondiente de carga  $P_k$ . Con los valores de carga obtenidos se gráfica  $P_k$  vs  $P_{(k+1)}$ , cuya curva se ajusta a una recta, tal y como se muestra en la ecuación 35.

$$P_{(k+1)} = \alpha + \beta \cdot P_k \quad (35)$$

La carga última se puede determinar mediante la ecuación 36 o a partir de la intersección de la recta ajustada ya mencionada con una de 45°. Un esquema gráfico de lo mencionado se muestra en la Fig. 13.

$$P_{ult} = \frac{\alpha}{1-\beta} \quad (36)$$

Figura 13: Método de Massad (1986).



Fuente: Modificado de Hachich et al. (1998).

### 3.3.5 Método de Décourt (1996)

Esta metodología, también conocida como el Método de la Rigidez, se basa en el concepto de la rigidez, que resulta de la relación entre la carga que se aplica en la parte superior del pilote con su respectivo asentamiento, como se muestra en la ecuación 37.

$$K = \frac{P}{r} \quad (37)$$

Asumiendo que la carga aplicada en la cabeza del pilote se incremente gradualmente y este en el límite de que  $P \rightarrow P_{ult}$  y  $r \rightarrow \infty$  la rigidez tendería a cero. Este método propone como hipótesis una variación lineal de la rigidez con la carga que se aplica al pilote, definida por la siguiente ecuación 38.

$$K = \alpha + \beta \cdot P \quad (38)$$

La carga última se determina a partir de la condición  $K = 0$ , que da como resultado la ecuación 39.

$$P_{ult} = -\frac{\alpha}{\beta} \quad (39)$$

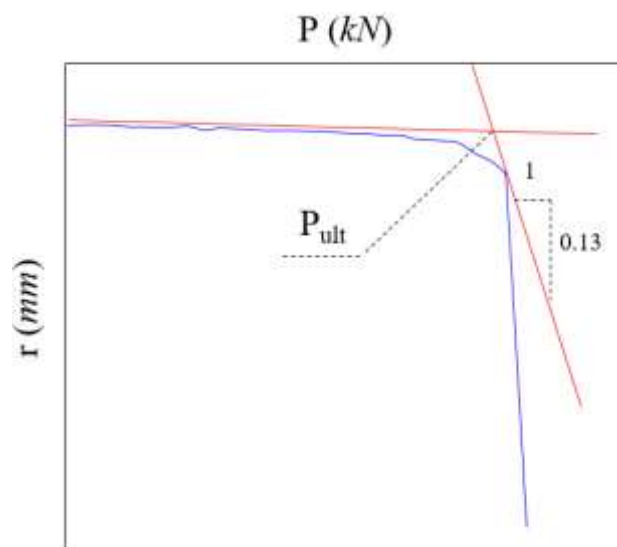
Finalmente, esta metodología es aplicable cuando las pruebas de carga brindan resultados de asentamientos elevados; así mismo, la literatura no recomienda aplicarla en caso se trabaje con pilotes excavados debido a que se genera una asíntota sub-horizontal con un pequeño coeficiente angular en la curva  $K \times P$ .

### 3.3.6 Método de Butler y Hoy (1977)

Este método determinar la carga última  $P_{ult}$  basándose en las siguientes etapas, las cuales se pueden reflejar, además, en la Fig. 14.

- Trazar una recta tangente al tramo inicial de la curva carga x asentamiento.
- Trazar una recta en el tramo final de la curva con una inclinación de 0.13 mm/kN.
- En la intersección de las dos rectas trazar una vertical hasta el eje de abscisas, indicando así el valor de la carga última.

Figura 14: Método de Butler y Hoy (1977).



Fuente: Butler y Hoy (1977).

### 3.3.7 Método de Davisson (1972)

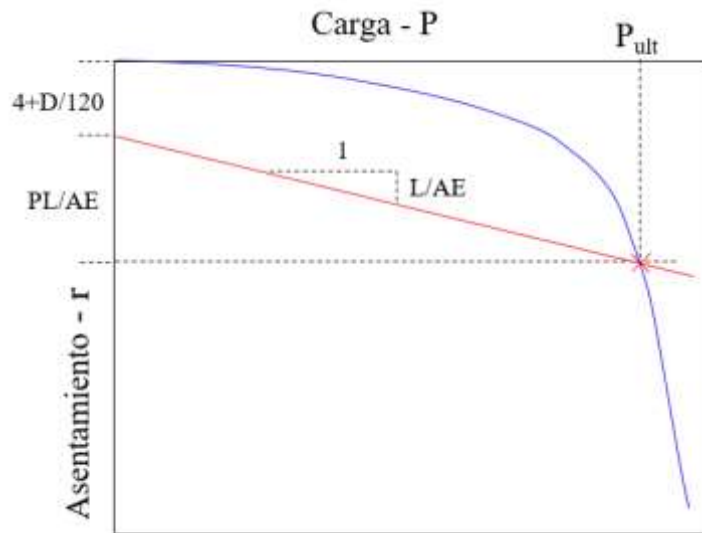
Esta metodología es conocida como *Offset Limit* y es muy empleada en los Estados Unidos, permitiendo conocer anticipadamente el valor del asentamiento que corresponde a la carga límite.

Se asume que la carga límite se define en función del asentamiento de la cabeza del pilote que excede a la compresión elástica en 4 mm más un valor correspondiente al diámetro de este. La formulación del método se muestra en la ecuación 40, mientras que una representación gráfica se observa en la Fig. 15.

$$r = \left(4 + \frac{D}{120}\right) + \frac{PL}{EA} \quad (40)$$

donde  $r$  es asentamiento en  $mm$  correspondiente a una carga  $P$  aplicada sobre el pilote expresada en  $kN$ ,  $L$  y  $D$  son la longitud y el diámetro del pilote en  $mm$ ,  $A$  es el área del pilote en  $mm^2$  y  $E$  es el módulo de Young del pilote en  $kN/mm^2$ .

Figura 15: Método de Davisson (1972).



Fuente: Davisson (1972).

### 3.3.8 Método de NBR-6122 (1996)

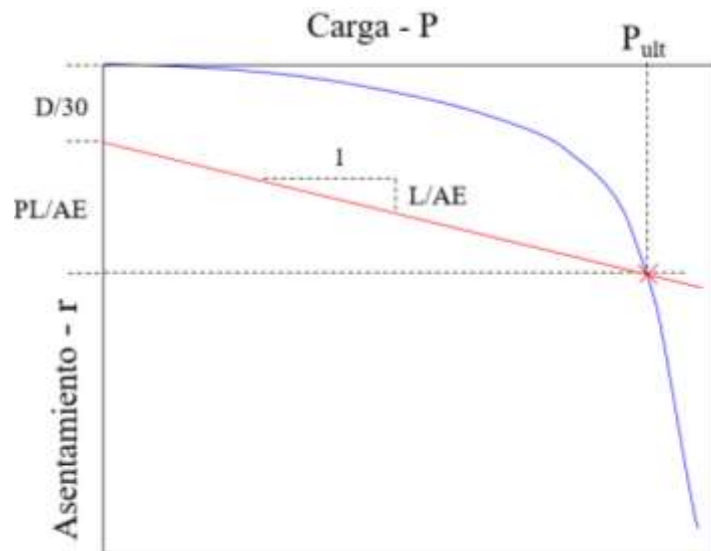
La Norma Brasileira se basó en la metodología de Davisson (1972) para determinar la capacidad última. Básicamente el método de la Norma Brasileira

estima a la carga límite en la intersección de la curva carga x asentamiento con una recta que está definida por la ecuación 41.

$$r = \frac{PL}{EA} + \frac{D}{30} \quad (41)$$

Un esquema gráfico de la metodología de la Norma Brasileira se observa en la Fig. 16.

Figura 16: Método de la NBR-6122(1996).



Fuente: Davisson (1972).



## CAPÍTULO 4: CASO DE ESTUDIO: TALARA

Se ejecutaron pruebas de carga estática a compresión en pilotes hincados de 45 cm de diámetro en diferentes lugares de la refinería de Talara. En el presente caso de estudio se cuenta con el resultado de prueba de carga en campo, ensayo SPT y de laboratorio.

### 4.1 Campo experimental de la refinería de Talara

En la refinería de Talara se realizaron 109 ensayos de SPT, de los cuales se optó por considerar a aquel que se realizó con mayor cercanía al de la prueba de carga (zona SE3), siendo el ensayo SPT SE3-S01 el más cercano. En el Anexo 1 se muestra el plano de ubicación-exploración geotécnica, donde también se puede apreciar que se ejecutaron ensayos CPT sobre la refinería de Talara.

Respecto al ensayo SPT a considerarse en el presente caso de estudio (ver Anexo 2), este mostró arena suelta en los primeros 2.4 m de profundidad seguidos de estratos de arena ligeramente limosa medianamente compacta. A los 12 m de profundidad la masa de suelo correspondió a roca lutita muy fracturada. Por otro lado, la posición del nivel freático se encuentra a 0.9 m de la superficie. En la Fig. 17 se muestra la calicata realizada en la zona de estudio y la Fig. 18 el correspondiente modelo conceptual.

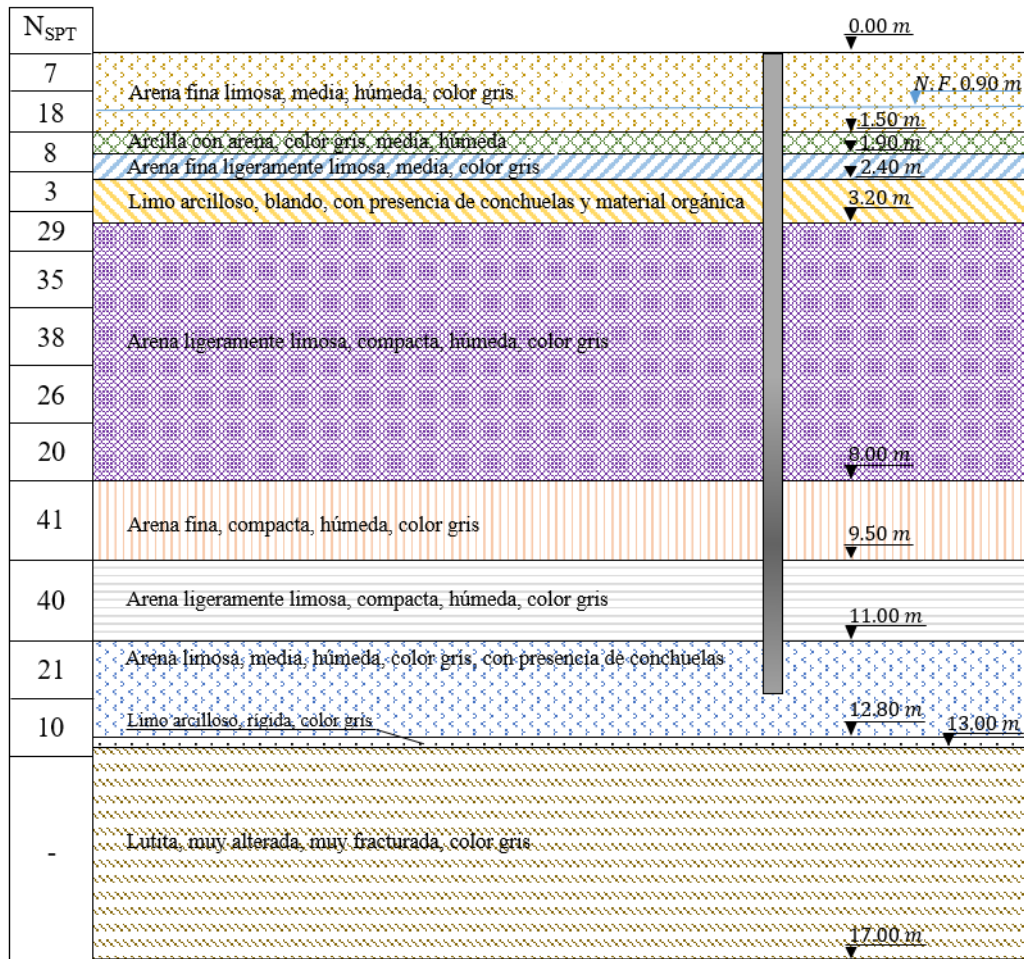
Figura 17: Muestreo en la

zona SE3.



Fuente: Ninanya (2018).

Figura 18: Modelo conceptual de la zona SE3 del campo experimental de Talara.



Fuente: Ninanya (2018).

La Fig. 18 también muestra la distribución de resultados del ensayo de SPT a lo largo de su profundidad, mientras que el Anexo 3 presenta los resultados de laboratorio obtenidas de las muestras que se consiguieron en campo (pesos específicos y parámetros del modelo constitutivo  $c$  y  $\varphi$ ).

En la refinera de Talara se realizaron un total de 8 pruebas de carga estáticas a compresión en diferentes zonas establecidas. El ensayo estático a compresión a analizarse será el ejecutado en el área SE 3 en el pilote P159 hincado de 12 m, ver Fig. 19.

Figura 19: Ubicación de la prueba de carga en el pilote P159.



Fuente: Ninanya (2018).

El ensayo de compresión de pilotes a través de la aplicación de un cargamento estático es realizado para establecer con seguridad la capacidad resistente del suelo y de la estructura y adicionalmente prever los asentamientos que la estructura irá experimentar en servicio.

El procedimiento usual es aplicar incrementos de carga midiéndose las deformaciones que ocurren en el pilote durante la aplicación de esta requiriéndose del uso de equipos tales como la gata hidráulica, celdas de carga y 4 transductores de deformación.

Una vez que los pilotes serán hincados y monitoreados con el equipo PDA (*Pile Driving Analyzer*) previamente a la ejecución de los ensayos estáticos, en el final del hincado la cabeza del pilote estará por lo menos 700 mm sobre el terreno (altura de aplicación de los sensores de medición).

Se hincarán un conjunto de pilotes de reacción tras el hincado del pilote a ensayar a una distancia de 2.5 m como mínimo.

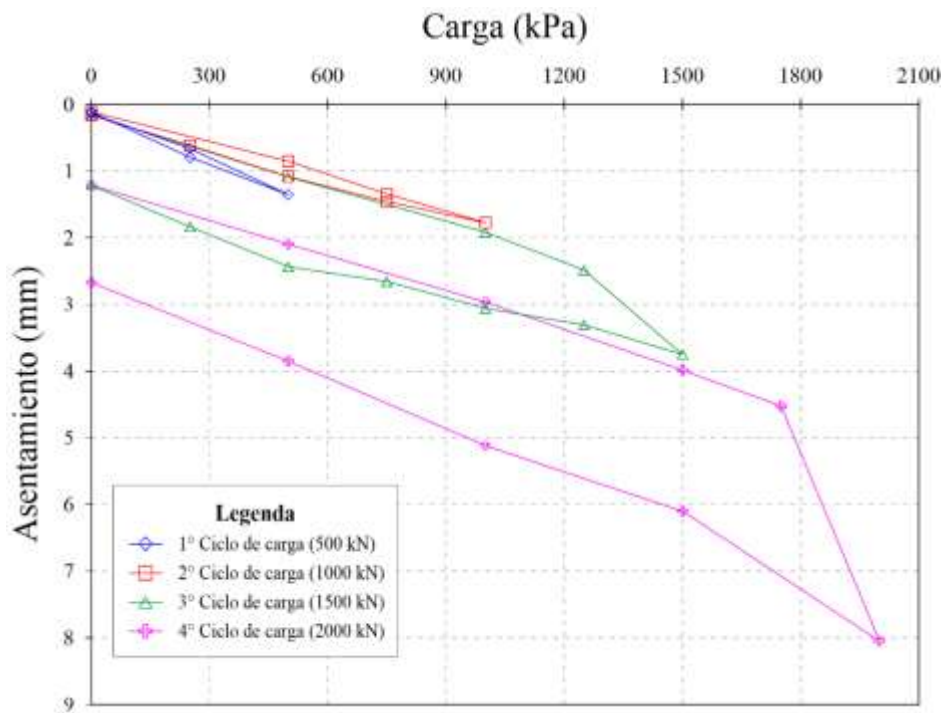
Tras la instalación de los pilotes de prueba y de reacción y de la estructura de reacción, se instaló la gata hidráulica y la celda de carga. Se instalaron 4 deflectómetros que midieron el desplazamiento vertical entre la cabeza del pilote y un punto fijo externo al pilote y estructura de reacción. Todos los equipamientos de medición (celda de carga y deflectómetros) fueron protegidos de cualquier perturbación externa durante el ensayo para que los

resultados puedan ser considerados como válidos.

Se hicieron registros de las cargas leídas por la celda de carga y de los desplazamientos verticales indicados en cada uno de los deflectómetros en la hoja de ensayo, ver Fig. 20.

La Fig. 20 muestra las curvas carga x asentamiento obtenidas de los 4 ciclos de carga evaluados en el pilote hincado.

Figura 20: Prueba de carga en el pilote P159.



Fuente: Ninanya (2018).

## 4.2 Estimación de capacidad de carga

### 4.2.1 Método teórico

La capacidad de carga de pilote hincado evaluado fue estimada, inicialmente con el método teórico de Terzaghi (1943) para determinar la resistencia a la punta del pilote de 793 kN y la ecuación 11 para la resistencia a la fricción lateral del pilote en suelos arenosos consiguiéndose 866 kN. En la obtención de los valores de factores de carga se consideraron los propuestos por Broms (1966) (Tabla 2). Finalmente, se estimó una capacidad de carga de 1659 kN.

## **4.2.2 Métodos semi-empíricos**

### **4.2.2.1 Método de Aoki y Velloso (1975)**

A través de la ecuación 20 y considerando los factores de corrección y correlación de la Tabla 4 y 5 se determinaron la resistencia a la punta y a la fricción del pilote hincado ensayado consiguiéndose valores de 509 *kN* y 1360 *kN*, correspondientemente. En otras palabras, a partir de la metodología de Aoki y Velloso (1975) se calculó 1869 *kN* como capacidad de carga del pilote.

### **4.2.2.2 Método de Monteiro (1997)**

De acuerdo a la metodología de Monteiro (1997) se calculó la capacidad de carga del pilote P159, teniendo en cuenta los factores de correlación y corrección de la Tabla 6 y 7. Se obtuvo una capacidad de carga de 1686 *kN*, siendo la resistencia a la punta y a la fricción del pilote 493 *kN* y 1193 *kN*, respectivamente.

### **4.2.2.3 Método de Décourt y Quaresma (1982)**

A través de la literatura de Decourt y Quaresma (1982) se estimó un valor de 753 *kN* como resistencia a la punta y 1442 *kN* como resistencia a la fricción del pilote. Por consiguiente, se calculó 2195 *kN* como capacidad de carga del pilote.

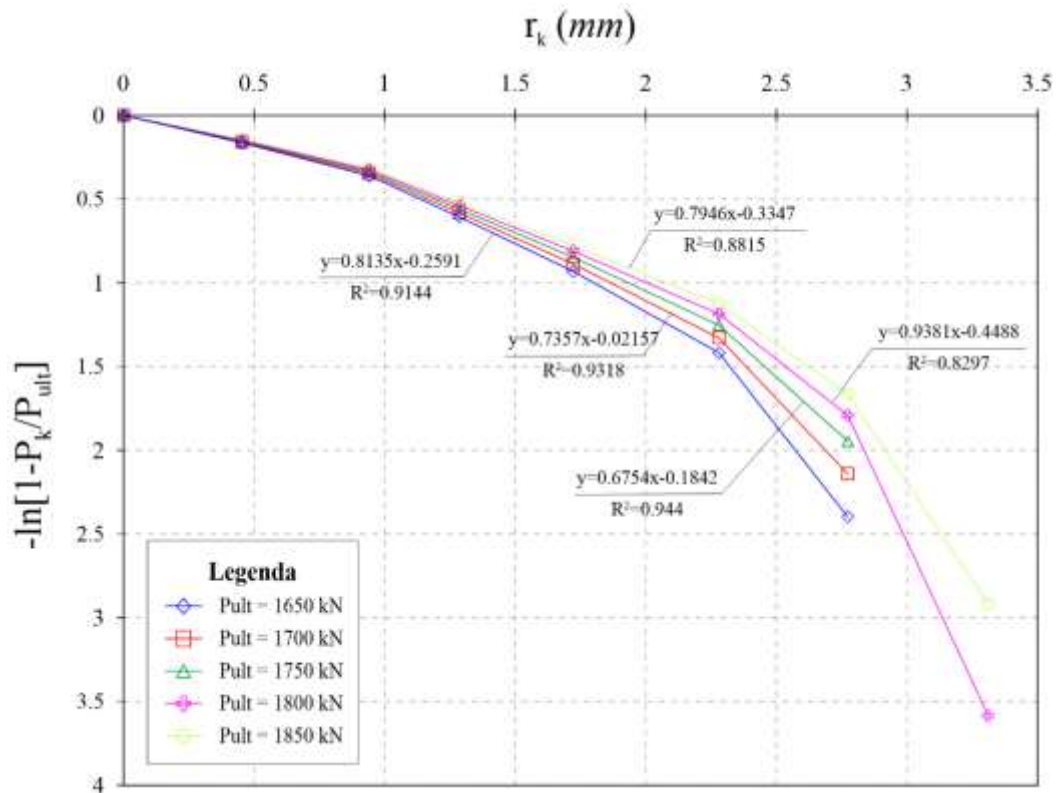
## **4.2.3 Métodos gráficos**

### **4.2.3.1 Método de Van der Veen (1953)**

Considerando que la capacidad de carga del pilote se encuentra entre 1650 y 1850 *kN* y usando la ecuación 26 se construyeron las curvas mostradas en la Fig. 21, de las cuales la correspondiente a una capacidad de carga de 1750 *kN* presenta una mejor relación lineal entre  $r_k$  y  $-\ln\left(1 - \frac{P_k}{P_{ult}}\right)$ ; por ende, se asume al valor mencionado como capacidad de carga del pilote. Los correspondientes valores de  $\beta$ ,  $\alpha$  y del coeficiente de correlación se muestran

en la Tabla 8.

Figura 21: Capacidad de carga – Van der Veen (1953) (Talara).



Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 8: Talara – Resumen método de Van der Veen (1953).

| $P_{ult}$ (kN) | $\alpha$ | $\beta$  | $R_2$  |
|----------------|----------|----------|--------|
| 1652           | 0.8135   | -0.2591  | 0.9144 |
| 1700           | 0.7357   | -0.02157 | 0.9318 |
| 1750           | 0.6754   | -0.1842  | 0.9440 |
| 1800           | 0.9381   | -0.4488  | 0.8297 |
| 1850           | 0.7946   | -0.3347  | 0.8815 |

Fuente: Ninanya (2018).

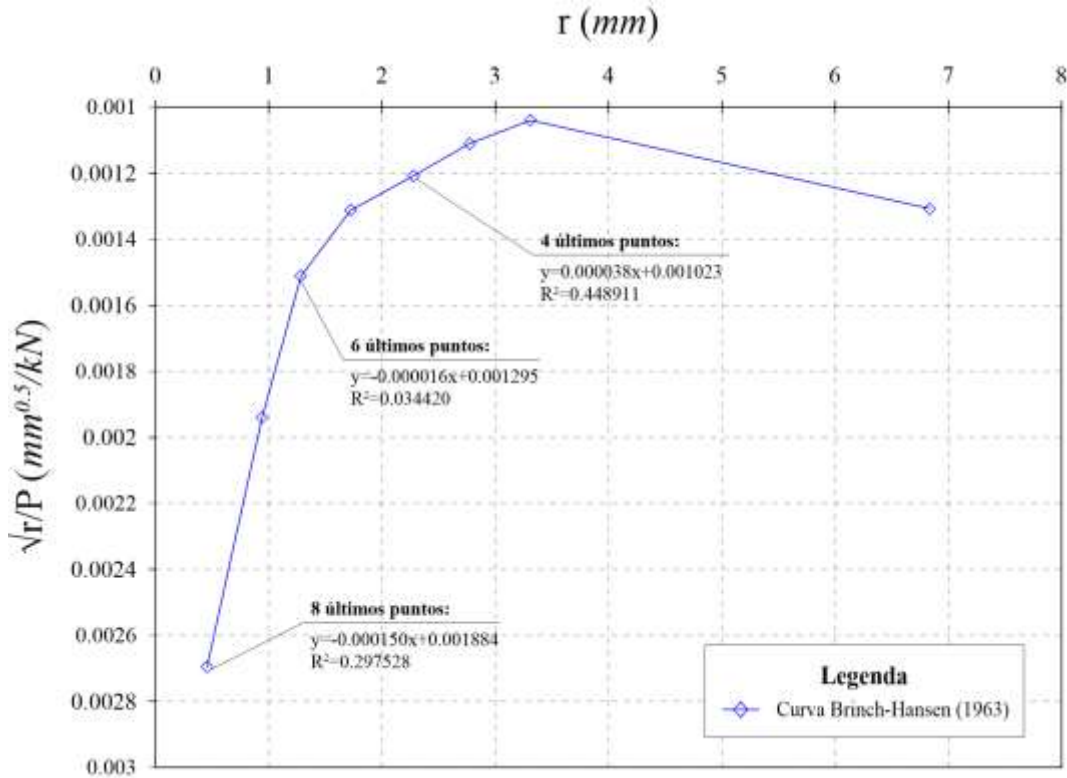
#### 4.2.3.2 Método de Brinch-Hansen (1963)

La curva de la Fig. 22 se construyó usando los 8, 6 y 4 últimos puntos de la curva obtenida de la prueba de carga y la ecuación 33. La Tabla 9 muestra los correspondientes valores de  $\alpha$ ,  $\beta$  y factores de correlación para los tres casos mencionados. Se consiguió una mejor relación lineal al considerarse los



4 últimos puntos ( $R_2 = 0.4489$ ) entre las otras opciones, obteniéndose un valor de capacidad de carga igual a 2536 kN.

Figura 22: Capacidad de carga – Brinch-Hansen (1963) (Talara).



Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 9: Talara – Resumen método de Brinch-Hansen (1963).

| Nº de puntos | $\alpha$ | $\beta$  | $R_2$  |
|--------------|----------|----------|--------|
| 8            | 0.00188  | -0.00015 | 0.2975 |
| 6            | 0.00130  | -0.00002 | 0.0344 |
| 4            | 0.00102  | 0.00004  | 0.4489 |

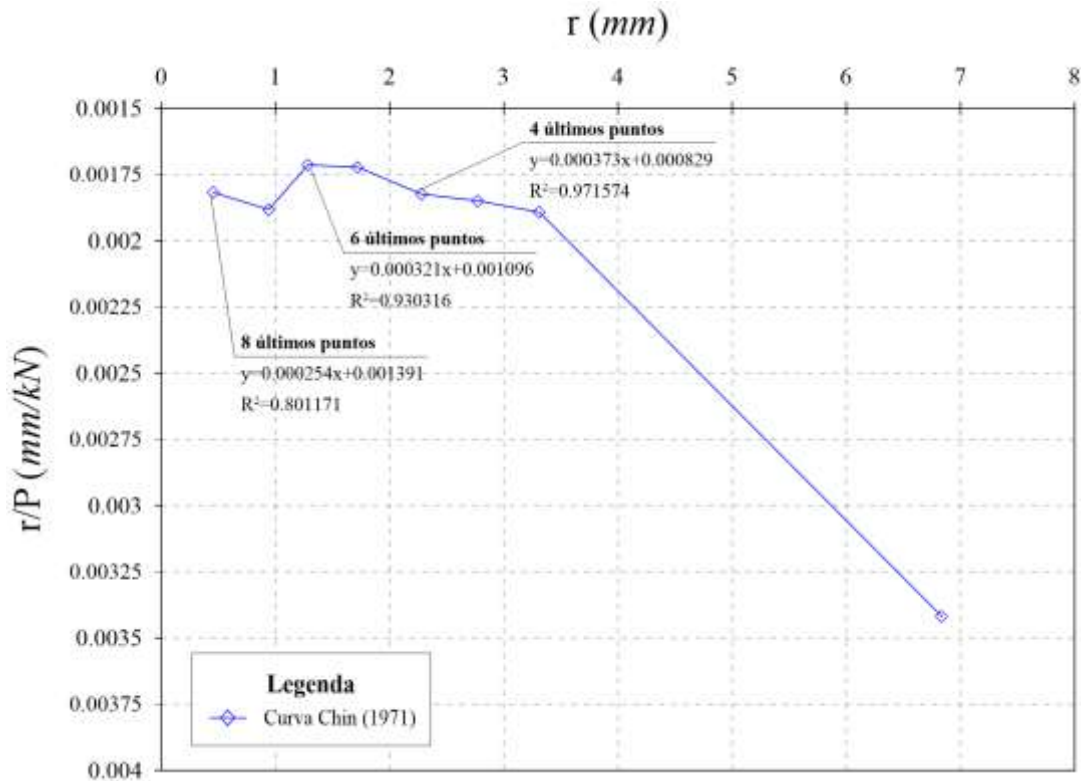
Fuente: Ninanya (2018).

#### 4.2.3.3 Método de Chin (1971)

Evaluándose los 8, 6 y 4 últimos puntos de la curva de la prueba de carga en la ecuación 25 se generó la Fig. 23. Inmediatamente del gráfico se observa que hay una relación lineal entre los valores de  $r$  y  $r/P$ , pudiéndose determinar con la ecuación 34 el valor de una carga última de 2681 kN. La Tabla 10

muestra el resumen de los resultados.

Figura 23: Capacidad de carga – Chin (1971) (Talara).



Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 10: Talara – Resumen método de Chin (1971).

| Nº de puntos | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  |
|--------------|----------|---------|--------|
| 8            | 0.00139  | 0.00025 | 0.8012 |
| 6            | 0.00120  | 0.00032 | 0.9303 |
| 4            | 0.00083  | 0.00037 | 0.9716 |

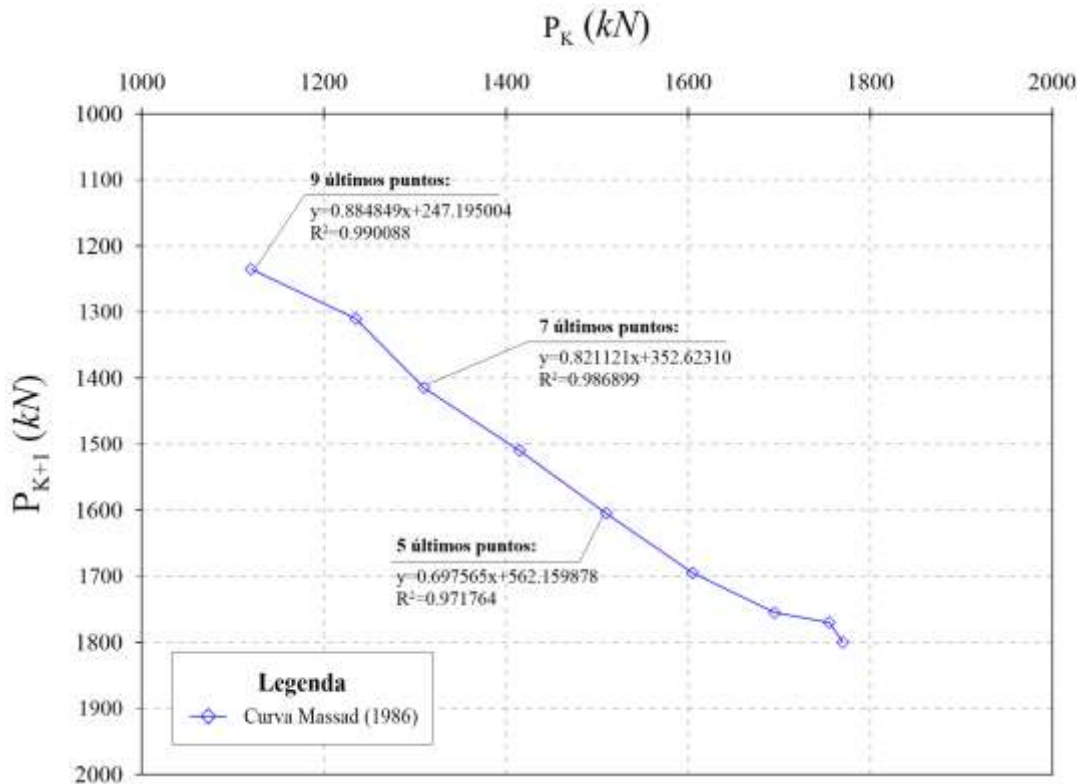
Fuente: Ninanya (2018).

#### 4.2.3.4 Método de Massad (1986)

A partir de la ecuación 36 se fue posible armar la curva de la Fig. 24, observándose que se obtiene una mejor relación lineal al considerarse los últimos 9 puntos de la curva, de acuerdo al factor de correlación obtenido, ver Tabla 11. Consecuentemente, de la ecuación 37 se determinó una carga última de 2147 kN.



Figura 24: Capacidad de carga – Massad (1986) (Talara).



Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 11: Talara – Resumen método de Massad (1986).

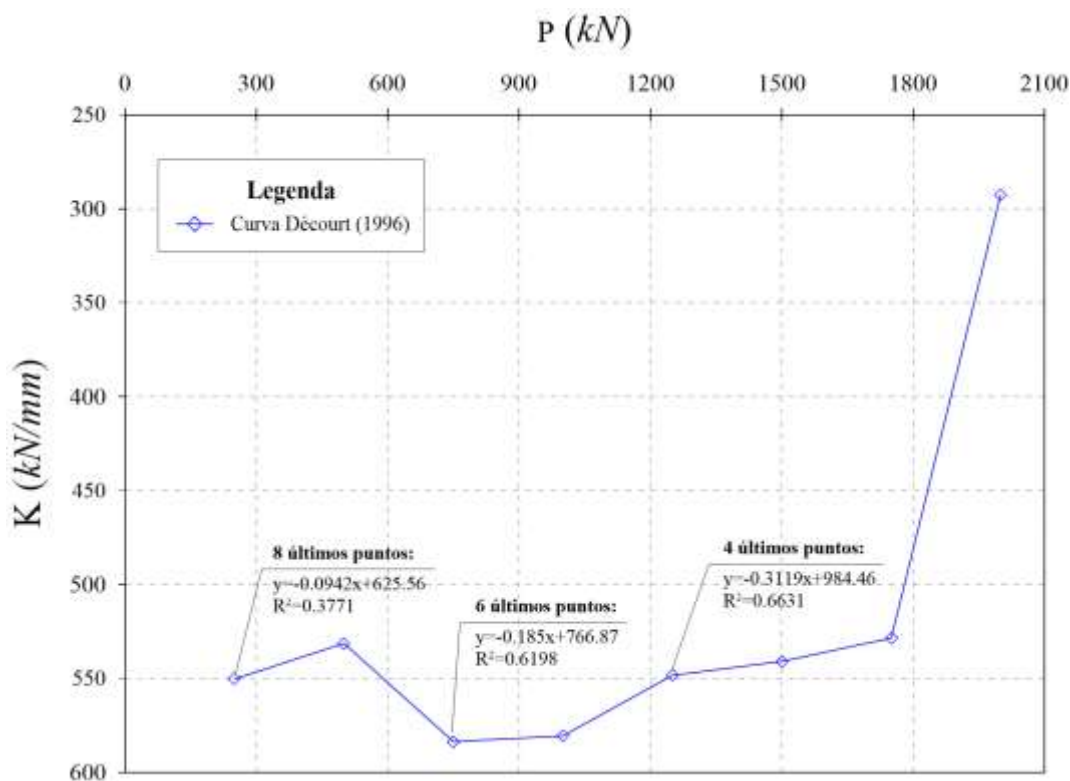
| Nº de puntos | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  |
|--------------|----------|---------|--------|
| 9            | 247.1950 | 0.8848  | 0.9901 |
| 7            | 352.6231 | 0.8211  | 0.9869 |
| 5            | 562.1599 | 0.8211  | 0.9869 |

Fuente: Ninanya (2018).

#### 4.2.3.5 Método de Décourt (1996)

De acuerdo a la ecuación 28 se calcularon valores de rigideces que se utilizaron para construir la curva de la Fig. 25. De la Tabla 12, se puede concluir que al considerarse los 4 últimos puntos de la curva la relación lineal entre  $P$  y  $K$  mejoran. Finalmente, en base a la ecuación 23, la capacidad de carga resulta 3155 kN.

Figura 25: Capacidad de carga – Décourt (1996) (Talara).



Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 12: Talara – Resumen método de Décourt (1996).

| $N^\circ$ de puntos | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  |
|---------------------|----------|---------|--------|
| 8                   | 625.56   | -0.0942 | 0.3771 |
| 6                   | 766.87   | -0.185  | 0.6198 |
| 4                   | 984.46   | -0.3119 | 0.6631 |

Fuente: Ninanya (2018).

### 4.3 Modelamiento numérico

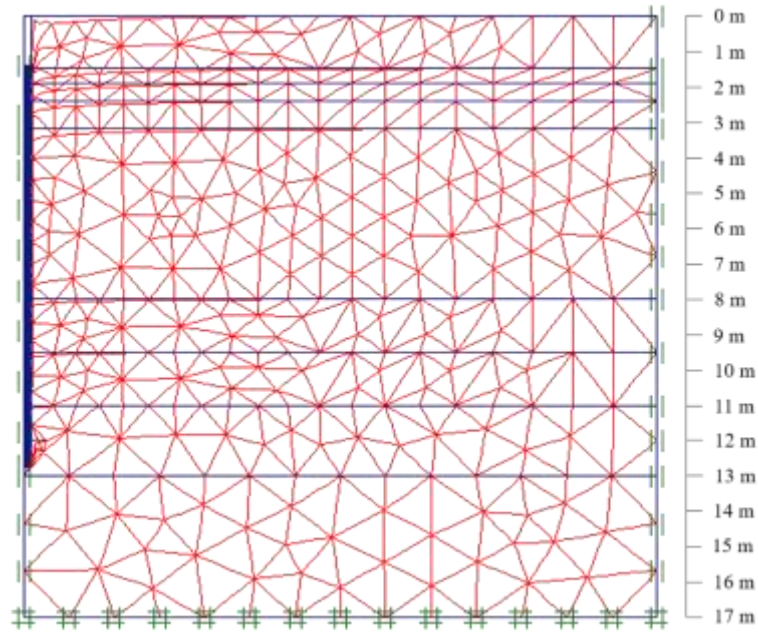
Usando el método de los elementos finitos en Plaxis 2D se desarrolló un modelo numérico a fin de evaluar la capacidad de carga del pilote bajo una carga axial a compresión. El pilote se representó usando un modelo axisimétrico empleando elementos triangulares de 15 nodos. Así mismo, el comportamiento mecánico del suelo fue representado a través del modelo constitutivo elastoplástico Mohr-Coulomb.

### 4.3.1 Condiciones de contorno

El tamaño del modelo se designó de acuerdo a la longitud del pilote hincado. Además, a lo largo de todo el pilote fue considerado una interface para simular el comportamiento suelo-estructura. Con respecto a las condiciones de contorno en términos de desplazamiento, se asumió los bordes laterales  $x = 0$  mientras que en el borde inferior se restringió tanto desplazamiento en  $x$  como en  $y$  y en el borde superior se dejó libre todo  $x$  y  $y$ . En el caso de las cargas, se consideró una fuerza distribuida axial a compresión prescrita en la cabeza del pilote.

En las etapas de cálculo, la fase inicial definió las condiciones iniciales representando los esfuerzos en el modelo. Para la primera etapa, se asignó el material del pilote y se activó la interface. Posteriormente, en la última etapa, la distribución de cargas prescritas sobre la cabeza del pilote fue activada. Se consideró un refinamiento de la malla alrededor del pilote para capturar de una mejor manera las gradientes de deformación. La malla se formó con 713 elementos, 5941 nodos y un tamaño promedio del elemento de 0.64  $m$ . La correspondiente malla deformada debido al asentamiento se presenta en la Fig. 26.

Figura 26: Modelo numérico de la zona SE3 de la refinería de Talara.



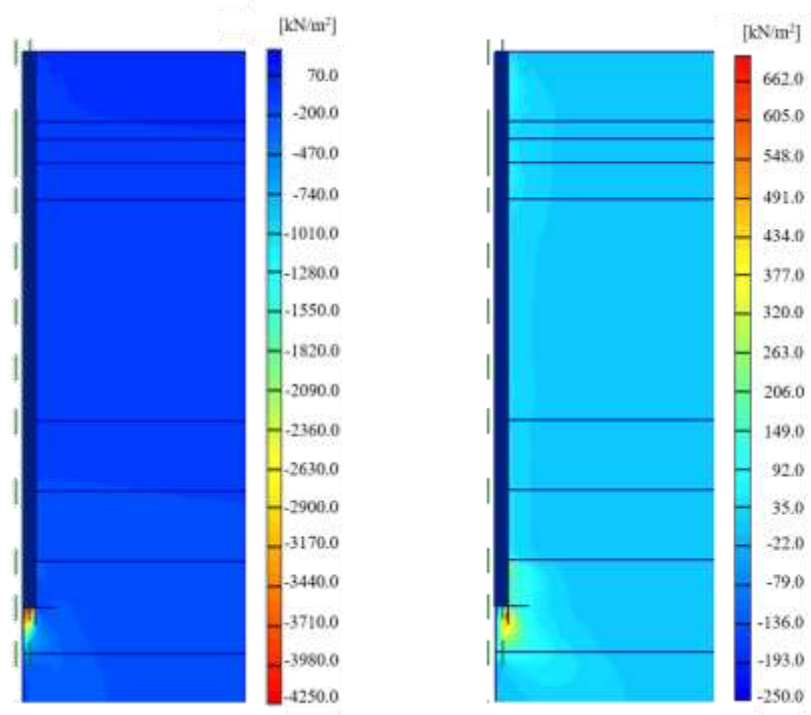
Fuente: Ninanya (2018).

#### 4.3.2 Resultados

Los resultados numéricos obtenidos en Plaxis 2D tras simular un pilote con una distribución de cargas verticales a compresión en la cabeza de este muestran que los máximos esfuerzos totales verticales y cortantes ocurren bajo la punta del pilote alcanzando valores de 4220 kN y 692 kN, respectivamente (ver Fig. 27 (a) y (b)). Además, la Fig. 27 (c) y (d) presenta las deformaciones totales verticales y cortantes desarrolladas en máximos valores bajo el pilote, con valores de 0.014 y 0.099, respectivamente.

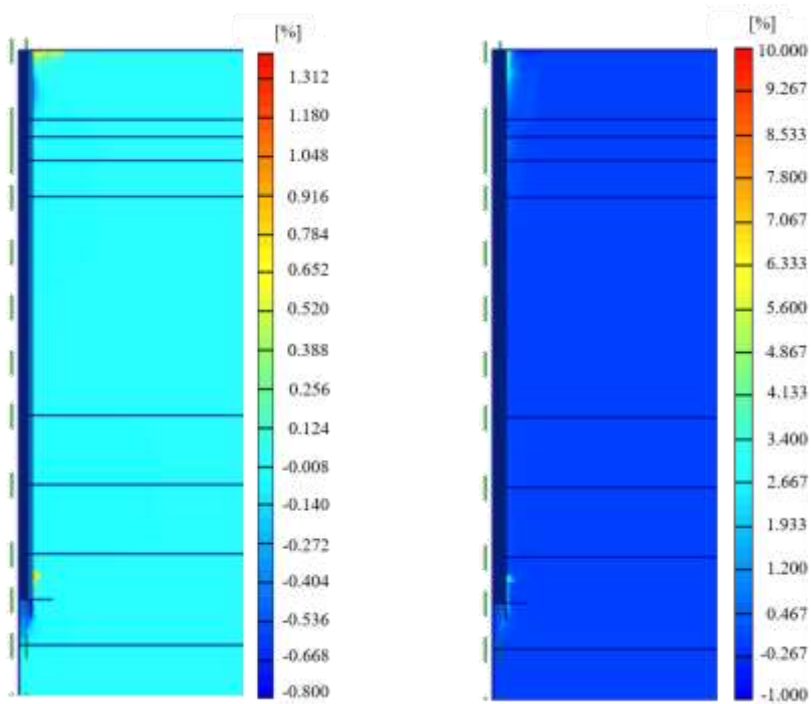
Así mismo, fue posible obtener la curva carga axial vs asentamiento del modelo numérico, donde la capacidad de carga mostrada en esta de 1450 kN es comparada con la media obtenida de las pruebas de carga experimental de 1750 kN en la Fig. 28.

Figura 27: Resultados del modelo en Plaxis 2D de la zona SE3 de la refinera de Talara: (a) esfuerzos efectivos verticales -  $\sigma'_{yy}$ , (b) esfuerzos cortantes -  $\tau_{yy}$ , (c) deformaciones totales verticales -  $\epsilon_{yy}$  y (d) deformaciones cortante -  $\gamma_{xy}$ .



(a)

(b)



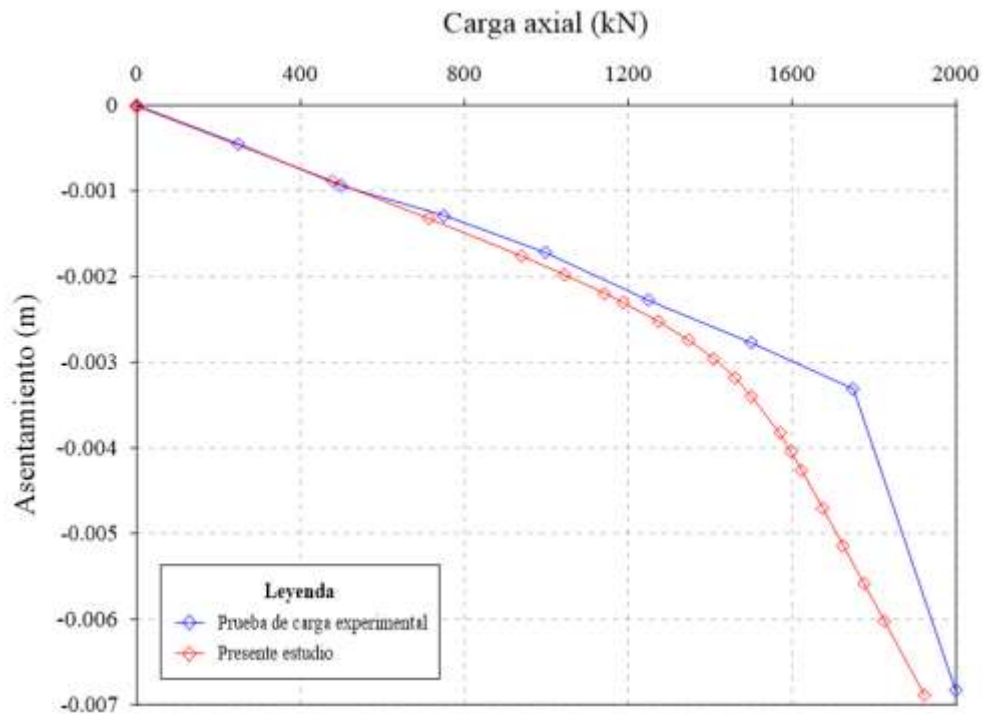
(c)

(d)

Fuente: Ninanya (2018).

Figura 28: Comparación de las curvas carga x asentamiento obtenidas en las pruebas

de carga y el análisis numérico en Plaxis 2D para el caso de la zona SE3 de la Refinería de Talara.



Fuente: Ninanya (2018).

#### 4.4 Resumen de estimación de capacidad de carga

En la Fig. 29 se muestra los resultados de capacidad de carga obtenidos a través de las diferentes metodologías empleadas en el desarrollo del caso de Talara. Es evidente que a través del método teórico y semi-empírico se obtuvieron buenos resultados a excepción del método de Decourt y Quaresma (1982), que generó un error relativo del 25 %. Por otro lado, los resultados de los métodos gráficos presentaron gran diferencia del obtenido en la prueba de carga consiguiéndose errores de hasta el 80 %. Finalmente, el resultado de capacidad de carga por parte del método numérico tan solo difiere en un 17 % del de la prueba de carga.

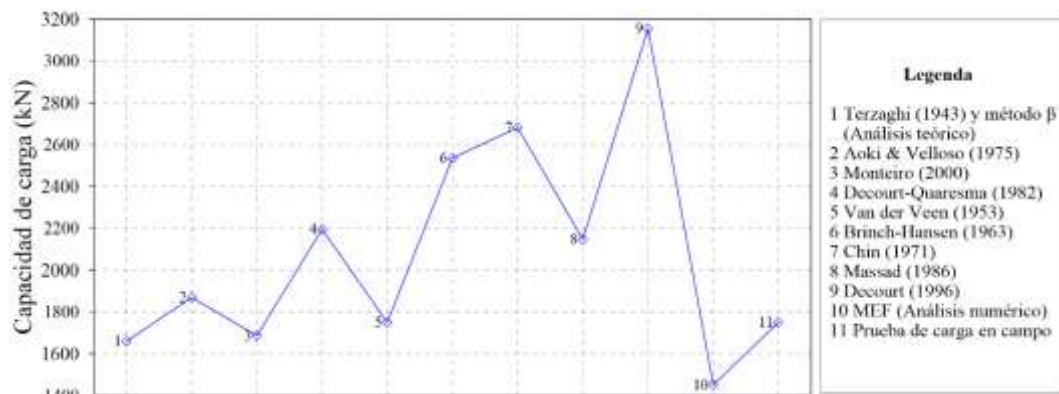
Lo mencionado puede ser también visto en la Tabla 13, la cual muestra el error relativo ( $e_r = \frac{|P_{ult} - P_{ult (campo)}|}{P_{ult (campo)}} \times 100\%$ ) entre los resultados de capacidad de carga de las metodologías usadas con la media de las pruebas de carga (1750 kN).

Tabla 13: Resumen de cálculo de capacidad de carga para el caso de Talara.

| Método de cálculo                               | Capacidad de carga (kN) | Error relativo(%)<br>$e_r$ |
|---|-------------------------|----------------------------|
| Terzaghi y método $\beta$<br>(análisis teórico) | 1659                    | 5.20                       |
| Aoki y Velloso (1975)                           | 1869                    | 6.80                       |
| Monteiro (2000)                                 | 1686                    | 3.66                       |
| Decourt y Quaresma (1982)                       | 2195                    | 25.43                      |
| Van der Veen (1953)                             | 1750                    | 0.00                       |
| Brinch-Hansen (1963)                            | 2536                    | 44.91                      |
| Chin (1971)                                     | 2681                    | 53.20                      |
| Massad (1986)                                   | 2147                    | 22.69                      |
| Décourt (1996)                                  | 3155                    | 80.29                      |
| MEF (análisis numérico)                         | 1450                    | 17.14                      |

Fuente: Ninanya (2018).

Figura 29: Capacidad de carga de los diferentes métodos presentados para el caso de Talara.



Fuente: Ninanya (2018).



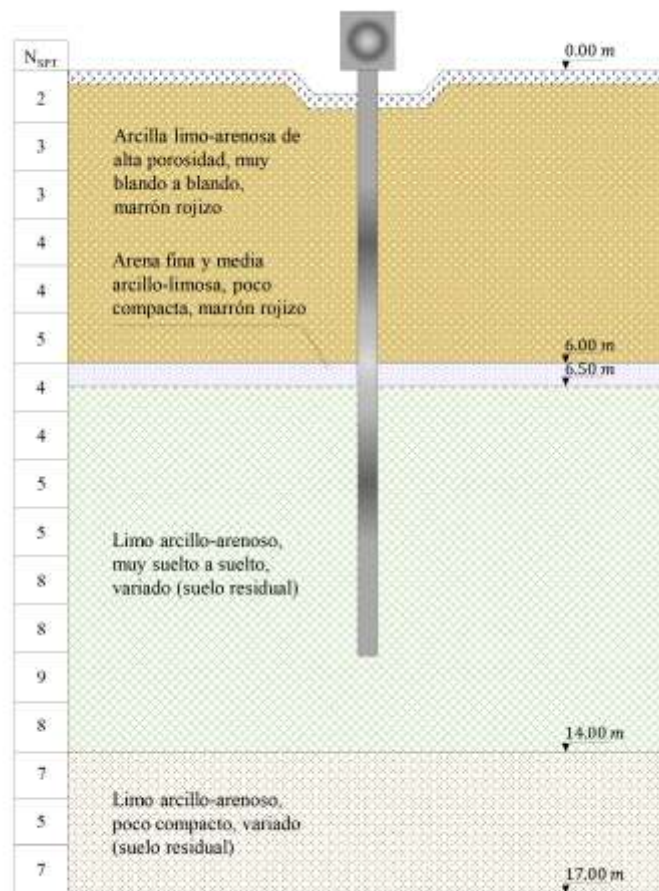
## CAPÍTULO 5: CASO DE ESTUDIO: CAMPINAS

Pruebas de carga a compresión fueron llevadas a cabo sobre los suelos residuales colapsables del campo experimental de la Universidad de Campinas, localizada en el estado de Sao Paulo, en Brasil. Se analizaron 3 pilotes excavados y así como se obtuvieron resultados de prueba de carga en campo se cuenta con los del ensayo SPT, el cual es presentado por Albuquerque (2001).

### 5.1 Campo experimental de la Universidad de Campinas

El campo experimental de la Universidad de Campinas cuenta con una estratigrafía del subsuelo formada, básicamente, por 6.5 m de arcilla limo-arenosa seguida por 10.5 m de limo arcillo-arenoso con un nivel freático ubicado a una profundidad de 19 m, ver Fig. 30.

Figura 30: Modelo conceptual del campo experimental de Campinas.

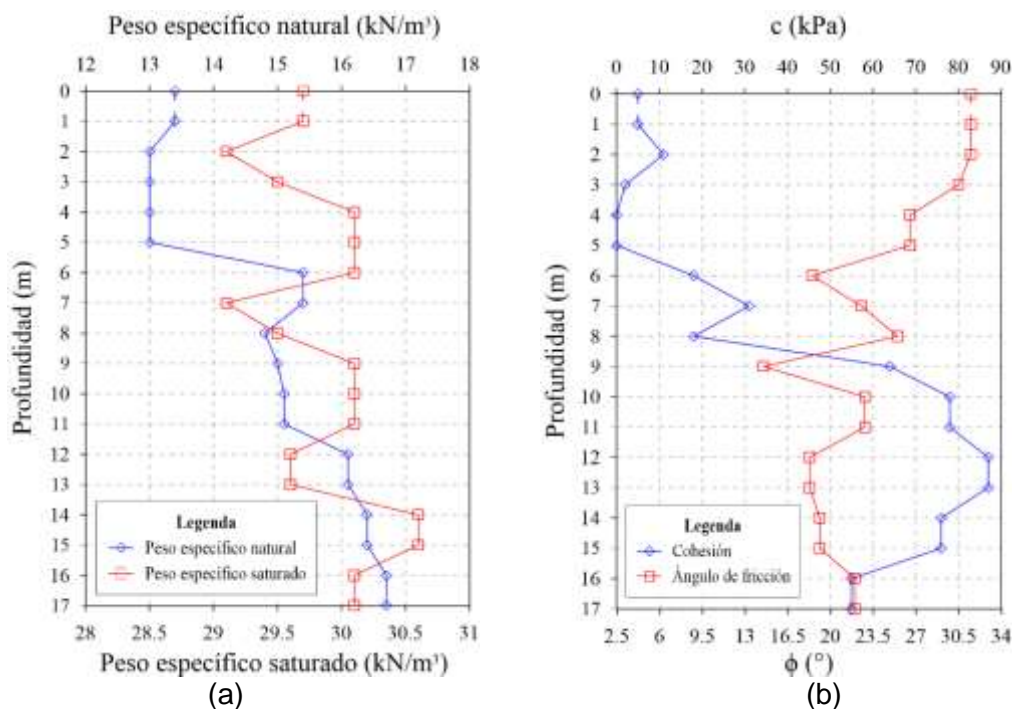


Fuente: Modificado de Albuquerque (2001).



La Fig. 30 también muestra la distribución de resultados del ensayo de SPT a lo largo de su profundidad. Los correspondientes valores de pesos específicos y parámetros de resistencia se muestran en la Fig. 31 (a) y (b).

Figura 31: Variación de los: (a) pesos específicos natural y saturado y (b) parámetros del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb ( $c$  y  $\phi$ ) del campo experimental de Campinas a lo largo de la profundidad.



Fuente: Modificado de Albuquerque (2001).

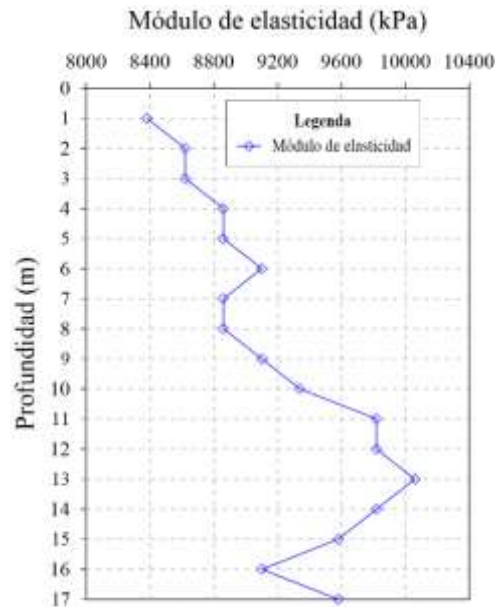
Los cálculos de los módulos de elasticidad del suelo se realizaron a través de correlaciones con la literatura de Viana da Fonseca (1996). La ecuación 41 expresa al módulo de elasticidad en función de los números de golpe, resultado del ensayo SPT, en unidades de  $\text{MPa}$  y la Fig. 32 muestra los valores calculados a lo largo de la profundidad del suelo.

$$E_s = 7.9 + 0.24 \cdot N_{SPT} \quad (41)$$

Fueron ejecutadas un total de 3 pruebas de cargas estáticas, entre rápidas y lentas, en pilotes excavados de concreto armado de 12 m de largo y 0.4 m de diámetro considerándose 4 días de intervalo entre ensayos. Estos se instrumentaron con extensómetros eléctricos a 0.3 m, 5 m, 11.1 m y 11.7 m de

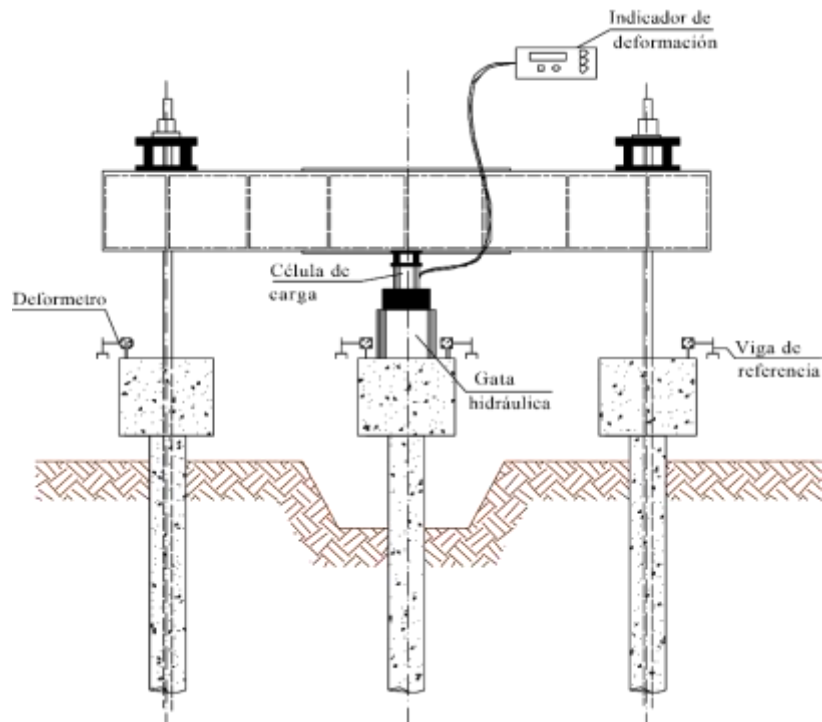
profundidad. Una gata hidráulica fue utilizada para la aplicación de las cargas junto con una célula de carga calibrada que permitía obtener lecturas digitales de la carga aplicada. En la Fig. 33 se muestra el sistema de reacción compuesto por una viga de reacción, sistema de tirantes y pilotes.

Figura 32: Módulo de elasticidad del campo experimental de Campinas a lo largo de su profundidad.



Fuente: Modificado de Albuquerque (2001).

Figura 33: Sistema de reacción de las pruebas de carga en pilotes excavados.



Fuente: Albuquerque (2001).

La Tabla 14 muestra un resumen de los resultados obtenidos a partir de las pruebas de carga experimental en términos de carga de rotura y asentamiento máximo.

Tabla 14: Carga de rotura y asentamientos máximos en las pruebas de carga experimentales de Campinas.

| Pilote | Ensayo  | Carga de rotura ( $kN$ ) | Asentamiento máximo ( $mm$ ) |
|--------|---------|--------------------------|------------------------------|
| 1      | Lento 1 | 400 (interrumpida)       | 1.55                         |
|        | Lento 2 | 600 (interrumpida)       | 3.82                         |
|        | Lento 3 | 684                      | 112.48                       |
| 2      | Lento   | 670                      | 107.7                        |
|        | Rápido  | 717                      | 71.19                        |
| 3      | Lento   | 693                      | 65.94                        |
|        | Rápido  | 771                      | 65.43                        |

Fuente: Albuquerque (2001).

## 5.2 Estimación de capacidad de carga

### 5.2.1 Método teórico

La capacidad de carga de pilote, respecto a la metodología teórica, fue estimada con la propuesta de Terzaghi (1943) (resistencia a la punta) y el método  $\alpha$  (resistencia a la fricción lateral). La obtención de la resistencia a la punta del pilote se obtuvo con la ecuación 2 consiguiéndose un valor de 413 *kN*. Consecuentemente, se calculó la resistencia a la fricción lateral unitaria con la ecuación 16 obteniéndose un valor de 257 *kN* como resistencia a la fricción lateral. Finalmente, con los dos métodos empleados se determinó como capacidad de carga 670 *kN*.

## **5.2.2 Métodos semi-empíricos**

### **5.2.2.1 Método de Aoki y Velloso (1975)**

Para la determinación de la capacidad de carga de pilote se usó la ecuación 20 y se obtuvieron los factores de corrección y correlación de la Tabla 4 y 5, correspondientemente. Como resistencia a la punta y a la fricción se estimó 72 *kN* y 79 *kN*, correspondientemente. En otras palabras, a partir de la metodología de Aoki y Velloso (1975) se calculó 151 *kN* como capacidad de carga del pilote.

### **5.2.2.2 Método de Monteiro (1997)**

Bajo las consideraciones de la sección 3.2.2 y la determinación de los factores de correlación y corrección a partir de la Tabla 6 y 7 correspondientemente se estimó un valor de 103 *kN* como resistencia a la punta y 194 *kN* como resistencia a la fricción del pilote. Por ende, con el método de Monteiro (1997) se obtuvo una capacidad de carga de 297 *kN*.

### **5.2.2.3 Método de Décourt y Quaresma (1982)**

Se pudo calcular un valor de 126 *kN* como resistencia a la punta y 357 *kN* como resistencia a la fricción del pilote a partir de las consideraciones de la sección 3.2.3 y determinación del factor  $k$  en la Tabla 8. Por consiguiente, a partir de la metodología de Decourt y Quaresma (1982) se calculó 483 *kN*

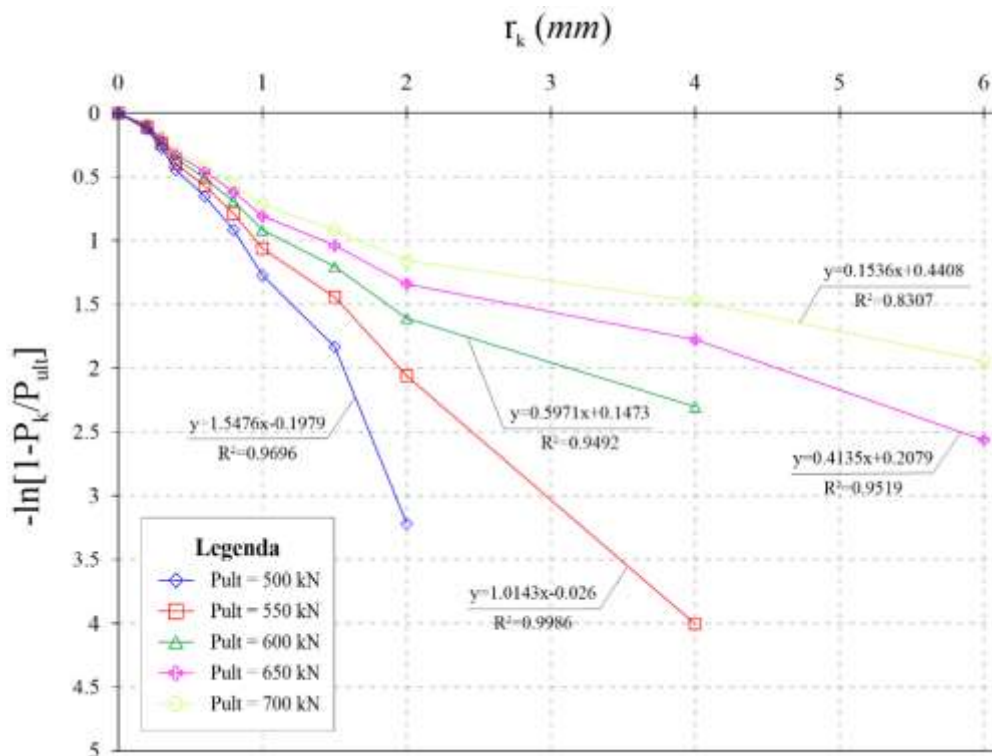
como capacidad de carga del pilote.

### 5.2.3 Métodos gráficos

#### 5.2.3.1 Método de Van der Veen (1953)

Las curvas de la Fig. 34 fueron construidas usando la ecuación 27 y asumiendo que la capacidad de carga se encuentra entre 500 kN Y 700 kN. Además, se observa que la curva correspondiente a una capacidad de carga de 550 kN muestra una relación lineal entre  $r_k$  y  $-\ln\left(1 - \frac{P_k}{P_{ult}}\right)$ ; por ende, se asume al valor mencionado como capacidad de carga del pilote. Los correspondientes valores de  $\beta$ ,  $\alpha$  y del coeficiente de correlación se muestran en la Tabla 15.

Figura 34: Capacidad de carga – Van der Veen (1953) (Campinas).



Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 15: Campinas – Resumen método de Van der Veen (1953).

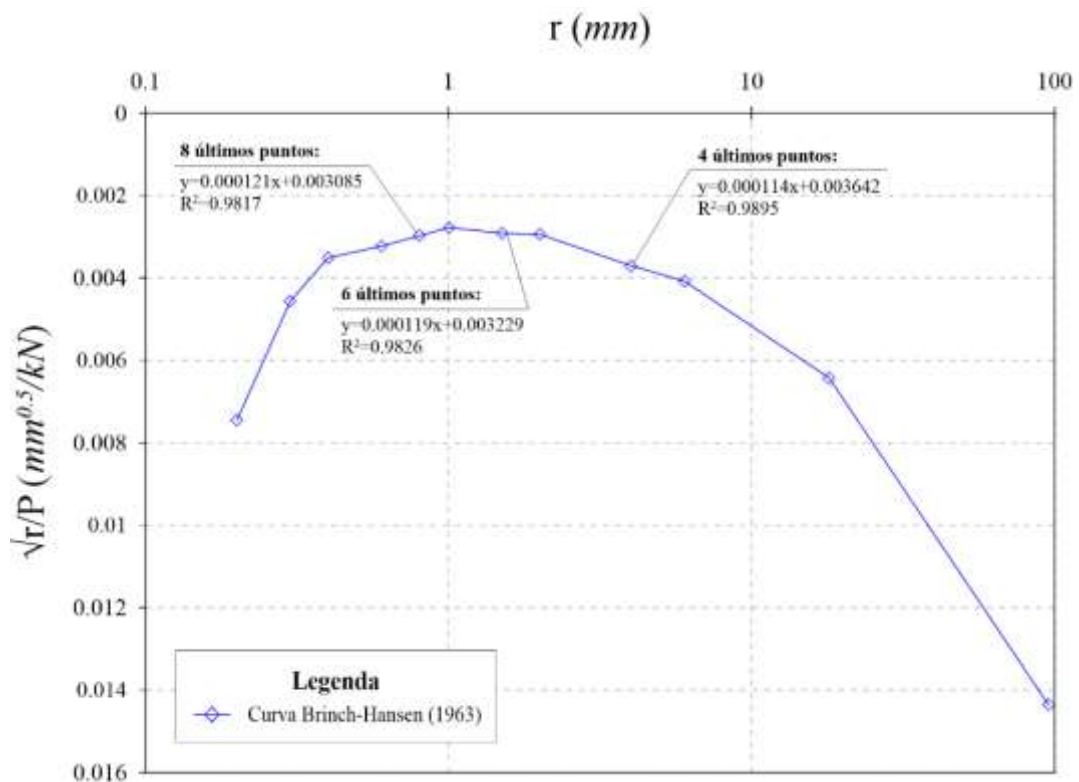
| $P_{ult}$ (kN) | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$ |
|----------------|----------|---------|-------|
| 500            | 1.548    | -0.198  | 0.970 |
| 550            | 1.014    | -0.026  | 0.999 |
| 600            | 0.597    | 0.147   | 0.949 |
| 650            | 0.414    | 0.208   | 0.952 |
| 700            | 0.154    | 0.441   | 0.831 |

Fuente: Ninanya (2018).

### 5.2.3.2 Método de Brinch-Hansen (1963)

Asumiendo los 8, 6 y 4 últimos puntos de la curva mostrada en la Fig. 35, desarrollada a partir de la ecuación 33, se formó la Tabla 16, la cual muestra los correspondientes valores de  $\alpha$ ,  $\beta$  y factores de correlación para los tres casos mencionados. Se consiguió una mejor relación lineal al considerarse los 4 últimos puntos ( $R_2 = 0.99$ ) entre las otras opciones, obteniéndose un valor de capacidad de carga igual a 700 kN.

Figura 35: Capacidad de carga – Brinch-Hansen (1963) (Campinas).



Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 16: Campinas – Resumen método de Brinch-Hansen (1963).

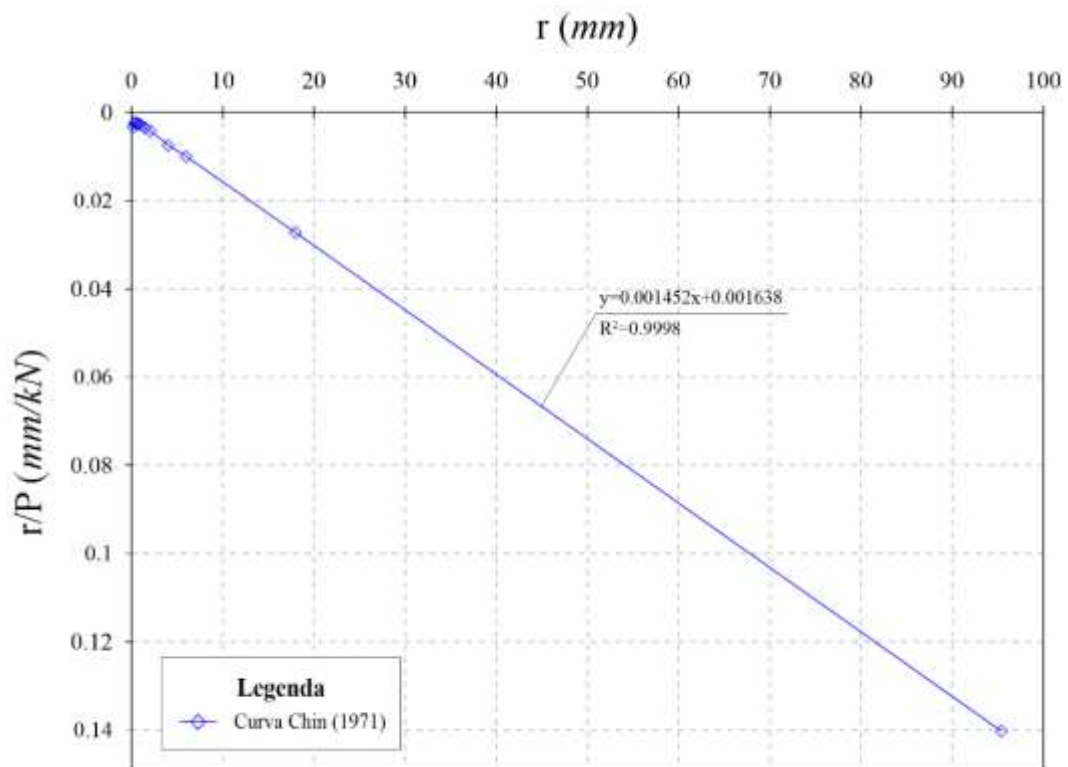
| $N^\circ$ de puntos | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  |
|---------------------|----------|---------|--------|
| 8                   | 0.0031   | 0.0001  | 0.9817 |
| 6                   | 0.0032   | 0.0001  | 0.9826 |
| 4                   | 0.0036   | 0.0001  | 0.9895 |

Fuente: Ninanya (2018).

### 5.2.3.3 Método de Chin (1971)

La Fig. 36 es resultado de la evaluación de todos los puntos de la curva carga x asentamiento en la ecuación 28. Inmediatamente del gráfico se observa que hay una relación lineal entre los valores de  $r$  y  $r/P$ , pudiéndose determinar con la ecuación 34 el valor de una carga última de 682 kN.

Figura 36: Capacidad de carga – Chin (1971) (Campinas).



Fuente: Ninanya (2018).

### 5.2.3.4 Método de Massad (1986)

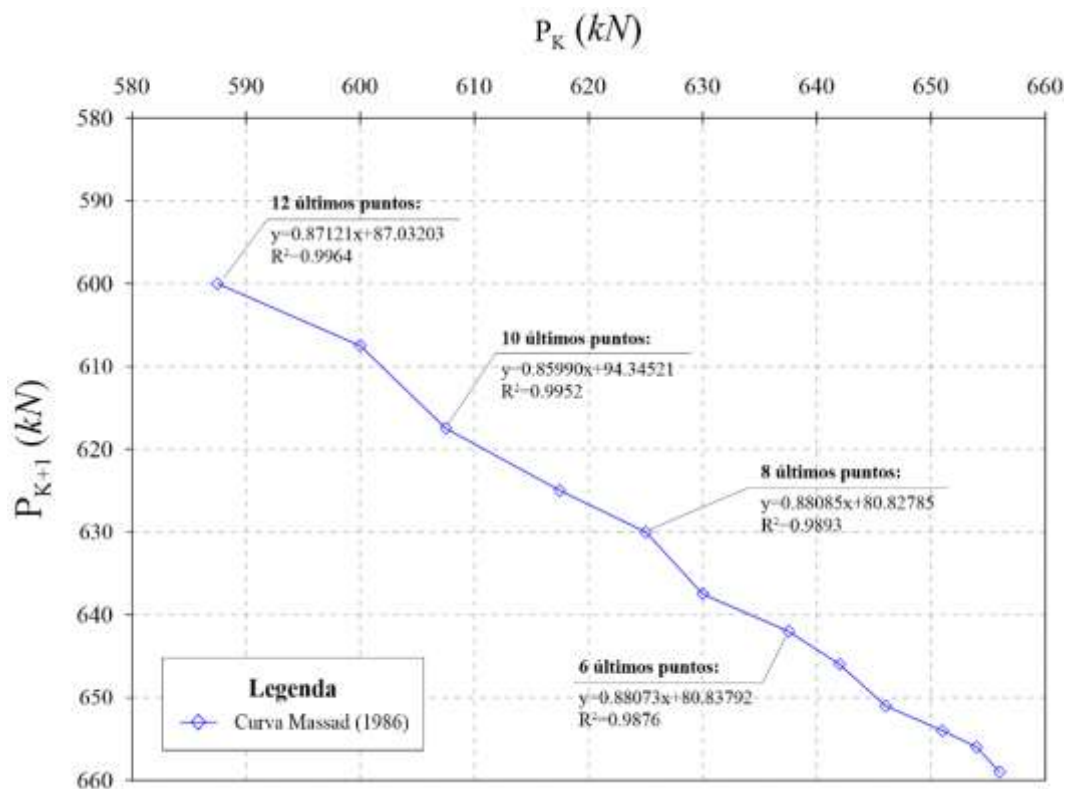
Con la ecuación 36 se construyó la curva de la Fig. 37, observándose que se obtiene una mejor relación lineal al considerarse los últimos 12 puntos de la curva, de acuerdo al factor de correlación obtenido, ver Tabla 17. Consecuentemente, de la ecuación 37 se determinó una carga última de 676 kN.

Tabla 17: Campinas – Resumen método de Massad (1986).

| Nº de puntos | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  |
|--------------|----------|---------|--------|
| 12           | 87.0320  | 0.8712  | 0.9964 |
| 10           | 94.3452  | 0.8599  | 0.9952 |
| 8            | 80.8279  | 0.8809  | 0.9893 |
| 6            | 80.8379  | 0.8807  | 0.9876 |

Fuente: Ninanya (2018).

Figura 37: Capacidad de carga – Massad (1986) (Campinas).



Fuente: Ninanya (2018).



### 5.2.3.5 Método de Décourt (1996)

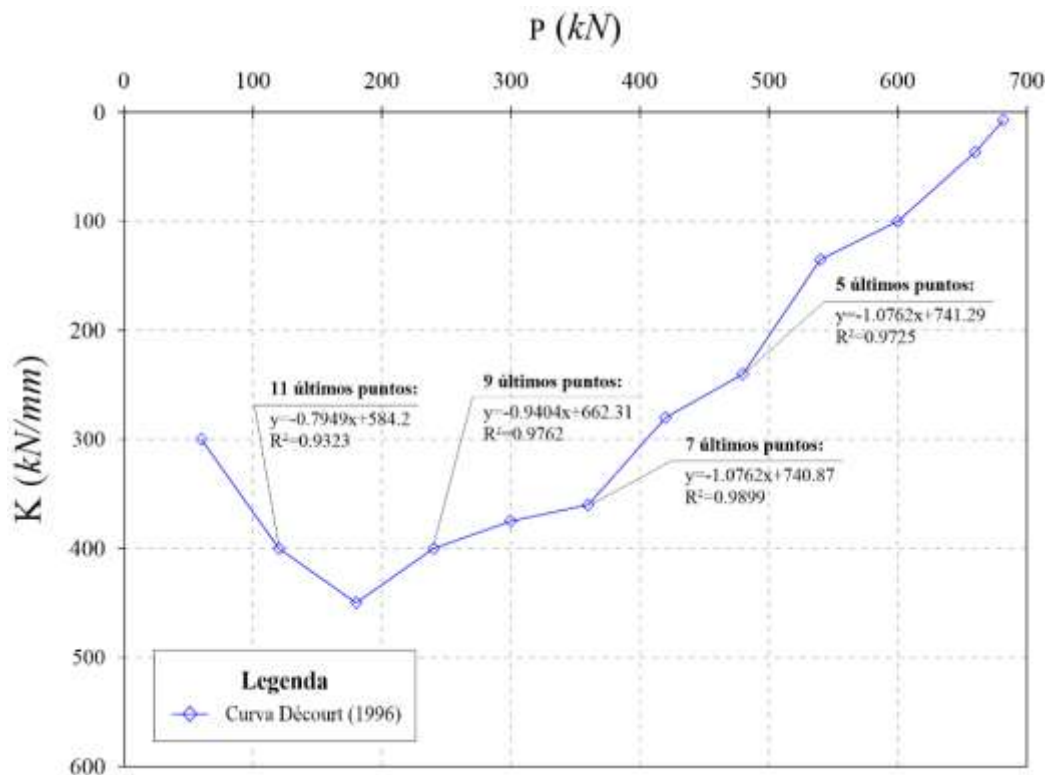
Valores de rigidez fueron obtenidos con la ecuación 38 para construir la curva de la Fig. 38. De la Tabla 18, se puede concluir que al considerarse los 7 últimos puntos de la curva la relación lineal entre  $P$  y  $K$  mejoran. Finalmente, en base a la ecuación 23, la capacidad de carga resulta 688  $kN$ .

Tabla 18: Campinas – Resumen método de Décourt (1996).

| N° de puntos | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  |
|--------------|----------|---------|--------|
| 11           | 584.20   | -0.7949 | 0.9323 |
| 9            | 662.31   | -0.9404 | 0.9762 |
| 7            | 740.87   | -1.0762 | 0.9899 |
| 5            | 741.29   | -1.0762 | 0.9725 |

Fuente: Ninanya (2018).

Figura 38: Capacidad de carga – Décourt (1996) (Campinas).



Fuente: Ninanya (2018).

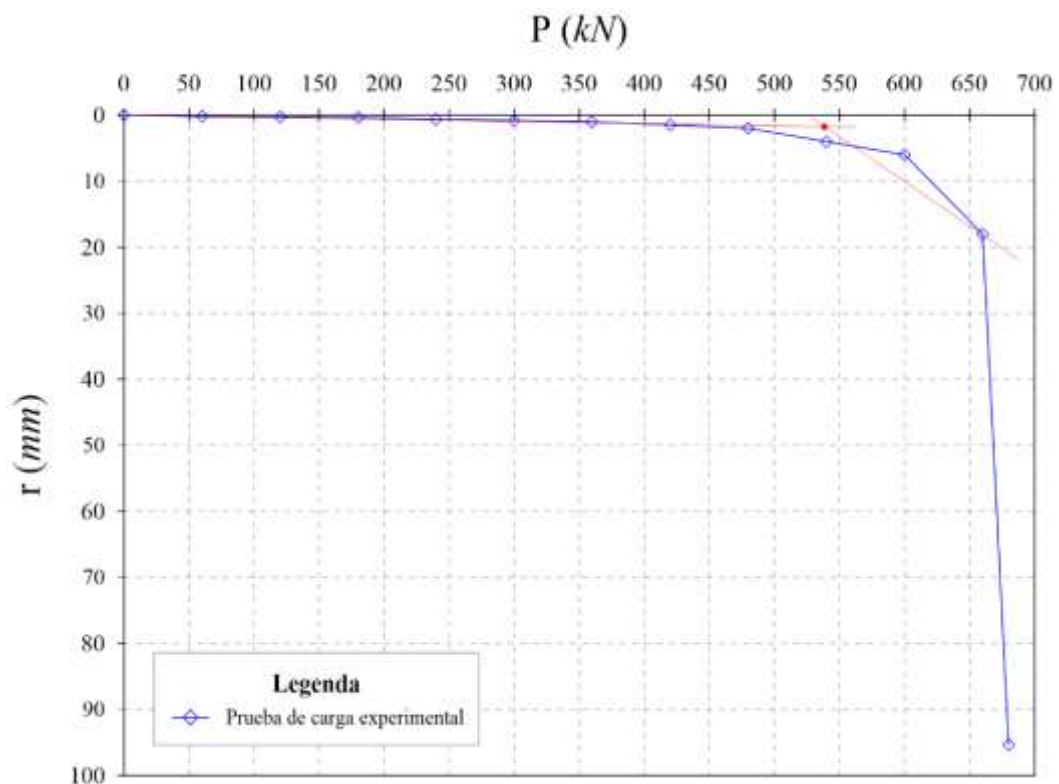
### 5.2.3.6 Método de Butler y Hoy (1977)

Siguiendo las consideraciones de la sección 3.3.6 sobre la curva carga x asentamiento se trazaron las líneas rojas que se muestran en la Fig. 39, cuya intersección proyectada en el eje de las abscisas muestra al valor de capacidad de carga con un valor de 530 *kN*.

### 5.2.3.7 Método de Davisson (1972)

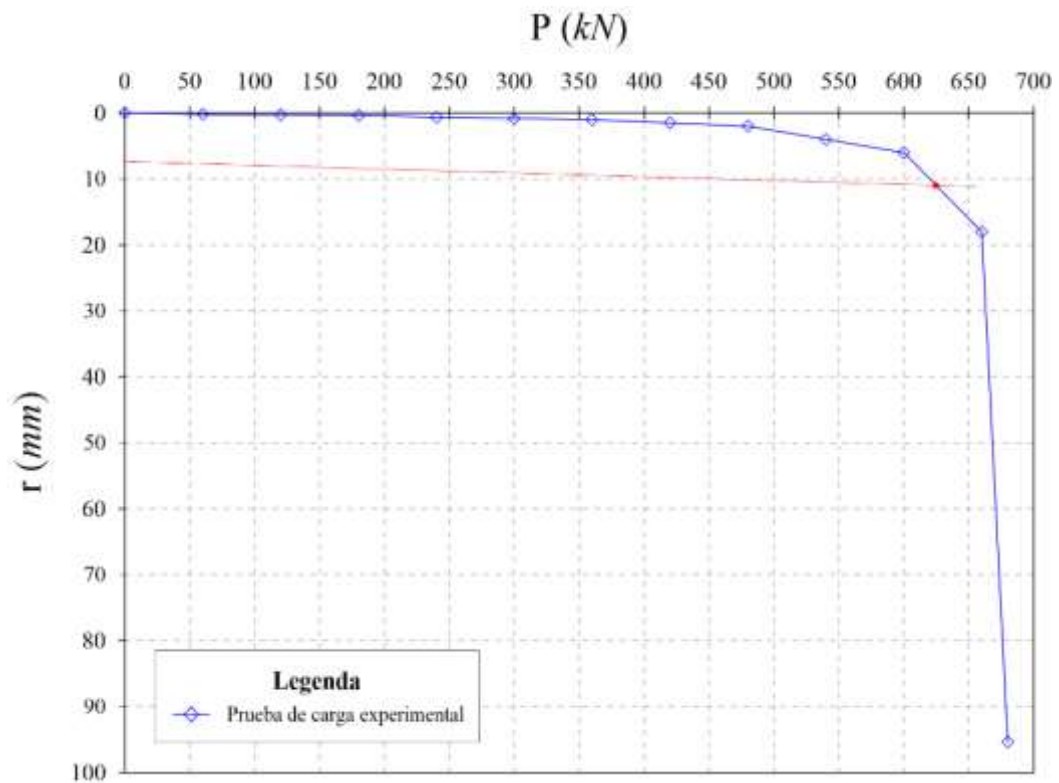
Se construyó la Fig. 40 trazando una recta roja que sigue las consideraciones de la sección 3.3.7. La intersección entre la recta mencionada y la curva proyecta en el eje de las abscisas la capacidad de carga equivalente a 625 *kN*.

Figura 39: Capacidad de carga – Butler y Hoy (1977) (Campinas).



Fuente: Ninanya (2018).

Figura 40: Capacidad de carga – Davisson (1972) (Campinas).

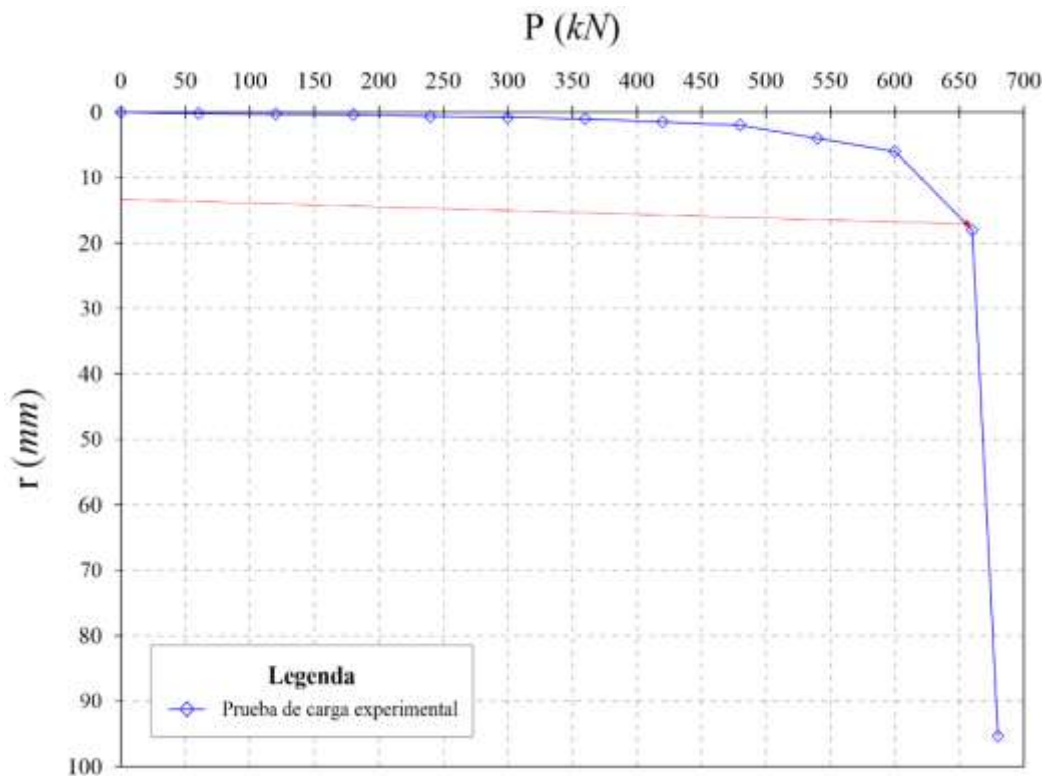


Fuente: Ninanya (2018).

### 5.2.3.8 Método de la NBR-6122 (1996)

De acuerdo a la sección 3.38 se trazó la línea roja en la Fig. 41, obteniendo un valor de la capacidad de carga de 660  $kN$  a partir de la proyección de la intersección de la línea con la curva con asentamiento.

Figura 41: Capacidad de carga – NBR-6122 (1996) (Campinas).



Fuente: Ninanya (2018).

### 5.3 Modelamiento numérico

Un modelo numérico se desarrolló usando el método de los elementos finitos en Plaxis 2D con el propósito de determinar la capacidad de carga del pilote bajo una carga axial a compresión. El pilote se representó usando un modelo axisimétrico empleando elementos triangulares de 15 nodos. Además, se consideró el modelo constitutivo elastoplástico Mohr-Coulomb para representar el comportamiento mecánico del suelo.

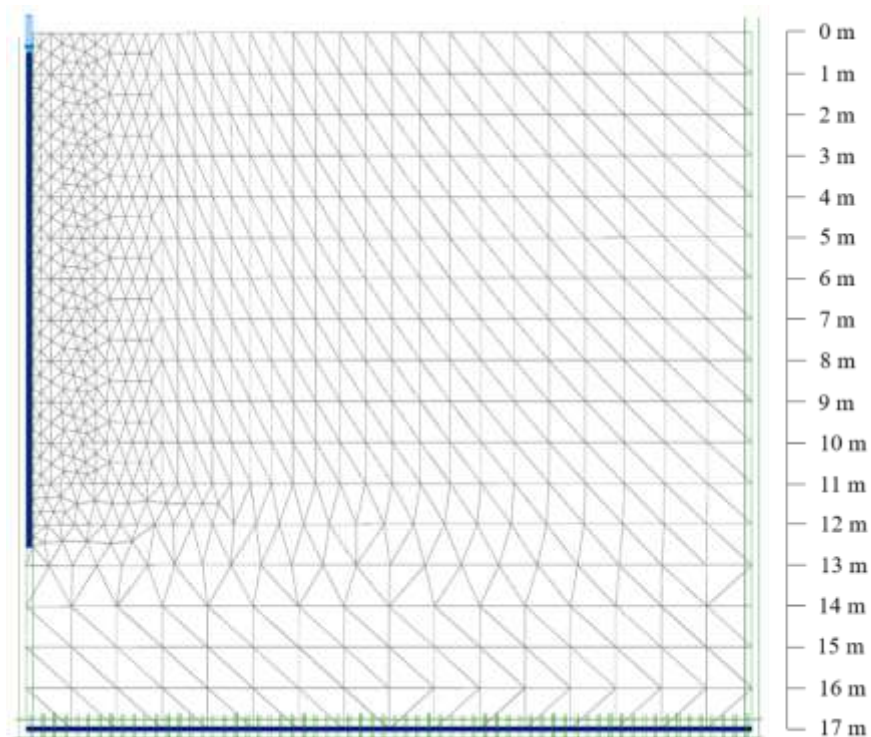
#### 5.3.1 Condiciones de contorno

Para simular el pilote excavado, el tamaño del modelo se estableció de acuerdo a la longitud del pilote. Además, se consideró una interface a lo largo del pilote para simular el comportamiento suelo-estructura. Las condiciones de contorno en términos de desplazamiento consideraron los bordes laterales  $x = 0$  mientras que en el borde inferior se restringió tanto desplazamiento en  $x$

como en  $y$  y en el borde superior se dejó libre todo  $x$  y  $y$ . En el caso de las cargas, se consideró una fuerza distribuida axial a compresión en la cabeza del pilote.

En las etapas de cálculo, la fase inicial definió las condiciones iniciales representando los esfuerzos en el modelo. Para la primera etapa, se asignó el material del pilote y se activó la interface y la distribución de cargas prescritas sobre la cabeza del pilote. Se consideró un refinamiento de la malla alrededor del pilote para capturar de una mejor manera las gradientes de deformación. La malla se formó con 1419 elementos, 11732 nodos y un tamaño promedio del elemento de 0.78 m. La correspondiente malla deformada debido al asentamiento se presenta en la Fig. 42.

Figura 42: Modelo numérico del campo experimental de Campinas.



Fuente: Ninanya (2018).

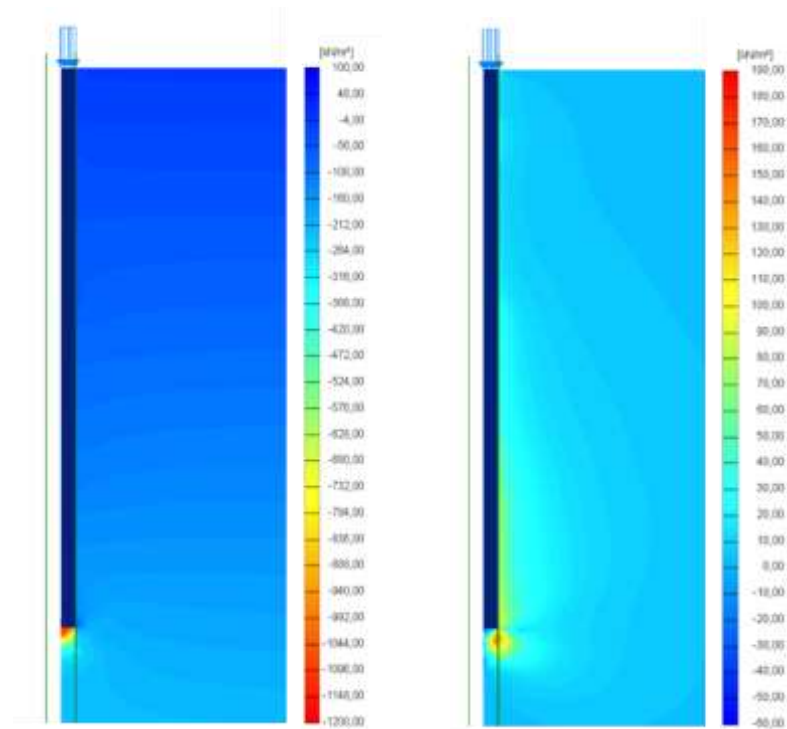
### 5.3.2 Resultados

De los resultados numéricos generados por una distribución de cargas verticales a compresión sobre el pilote se puede observar que en la Fig. 43 (a) y (b) que los máximos esfuerzos totales verticales y cortantes ocurren bajo la punta del pilote. Además, la Fig. 43 (c) y (d) muestra como las deformaciones

totales verticales y cortantes se desarrollan hasta alcanzar valores de 0.38 y 0.43, respectivamente.

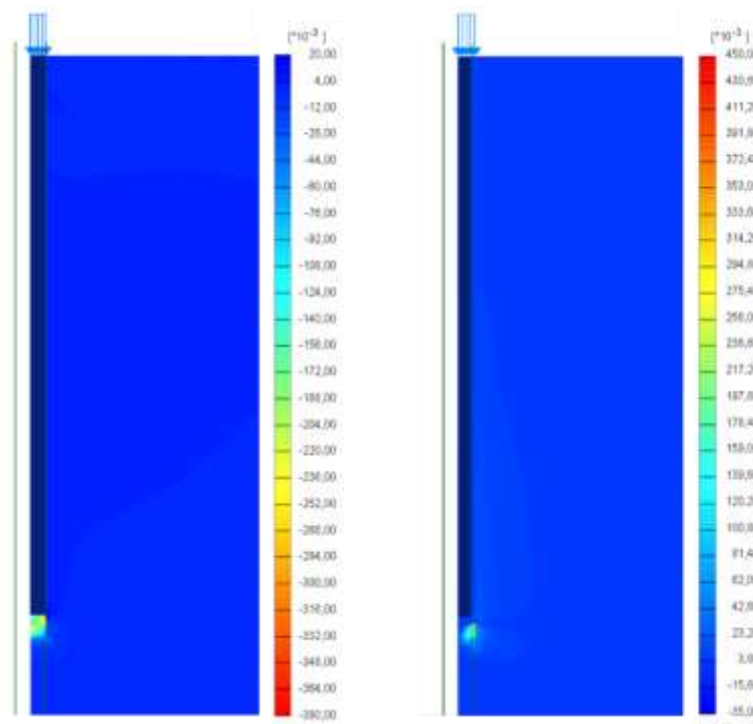
Como resultado principal del modelo numérico se muestra la Fig. 44, donde la capacidad de carga obtenida de 636 kN es comparada con la media obtenida de la prueba de carga experimental de 660 kN.

Figura 43: Resultados del modelo en Plaxis 2D del campo experimental de Campinas: (a) esfuerzos totales verticales -  $\sigma_{yy}$ , (b) esfuerzos cortantes -  $\tau_{yy}$ , (c) deformaciones totales verticales -  $\varepsilon_{yy}$  y (d) deformaciones cortante -  $\gamma_{xy}$ .



(a)

(b)

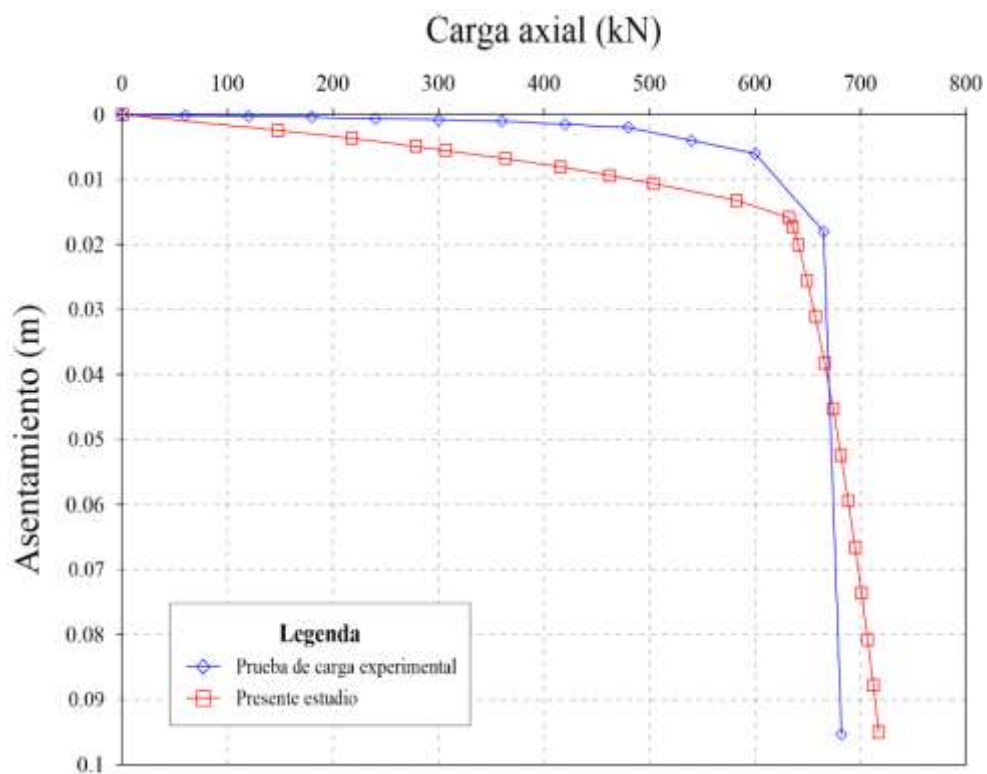


(c)

(d)

Fuente: Ninanya (2018).

Figura 44: Comparación de las curvas carga x asentamiento de la media obtenida en las pruebas de carga y el análisis numérico en Plaxis 2D para el caso del campo experimental de Campinas.



Fuente: Ninanya (2018).

#### 5.4 Resumen de estimación de capacidad de carga

La Fig. 45 resume los resultados de capacidad de carga obtenidos a través de las diferentes metodologías empleadas en el presente. Se observa que de entre todos los métodos, el resultado al emplear el método de la NBR-

6122 (1996) resulta el mismo a la de la prueba de carga experimental (660 kN). Por otro lado los resultados obtenidos por el método de Aoki y Velloso (1975) y Monteiro (2000) muestran mayor discrepancia con el resultado de la prueba de carga, en términos de capacidad de carga con errores relativos de 77.2 % y 55%, respectivamente.

Lo mencionado puede ser también visto en la Tabla 19, la cual muestra el error relativo entre los resultados de capacidad de carga de las metodologías usadas con la media de las pruebas de carga (660 kN).

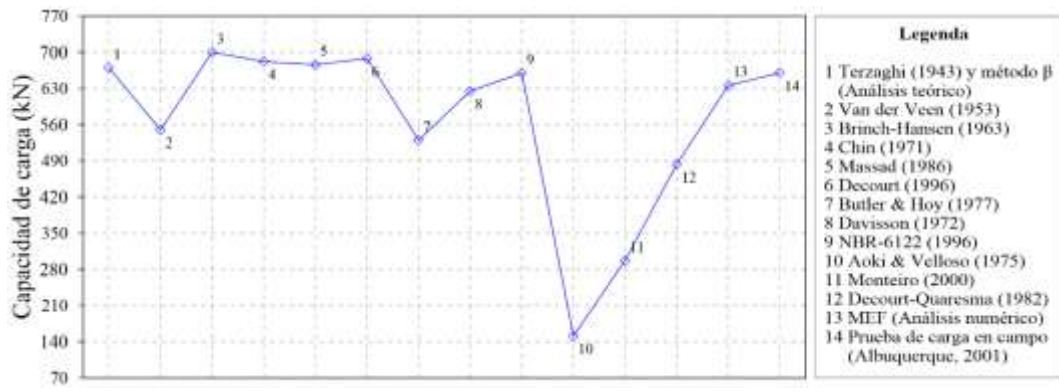
Tabla 19: Resumen de cálculo de capacidad de carga para el caso de Campinas.

| Método de cálculo                               | Capacidad de carga (kN) | Error relativo(%)<br>$e_r$ |
|---|-------------------------|----------------------------|
| Terzaghi y método $\beta$<br>(análisis teórico) | 670                     | 1.5                        |
| Van der Veen (1953)                             | 550                     | 16.7                       |
| Brinch-Hansen (1963)                            | 700                     | 6.1                        |
| Chin (1971)                                     | 682                     | 3.3                        |
| Massad (1986)                                   | 676                     | 2.4                        |
| Décourt (1996)                                  | 688                     | 4.2                        |
| Butler y Hoy (1977)                             | 530                     | 19.7                       |
| Davisson (1972)                                 | 625                     | 0.8                        |
| NBR-6122 (1996)                                 | 660                     | 0.0                        |
| Aoki y Velloso (1975)                           | 151                     | 77.2                       |
| Monteiro (2000)                                 | 297                     | 55.0                       |
| Decourt y Quaresma (1982)                       | 483                     | 26.8                       |
| MEF (análisis numérico)                         | 636                     | 3.6                        |

Fuente: Ninanya (2018).

Figura 45: Capacidad de carga de los diferentes métodos presentados para el caso de Campinas.





Fuente: Ninanya (2018).

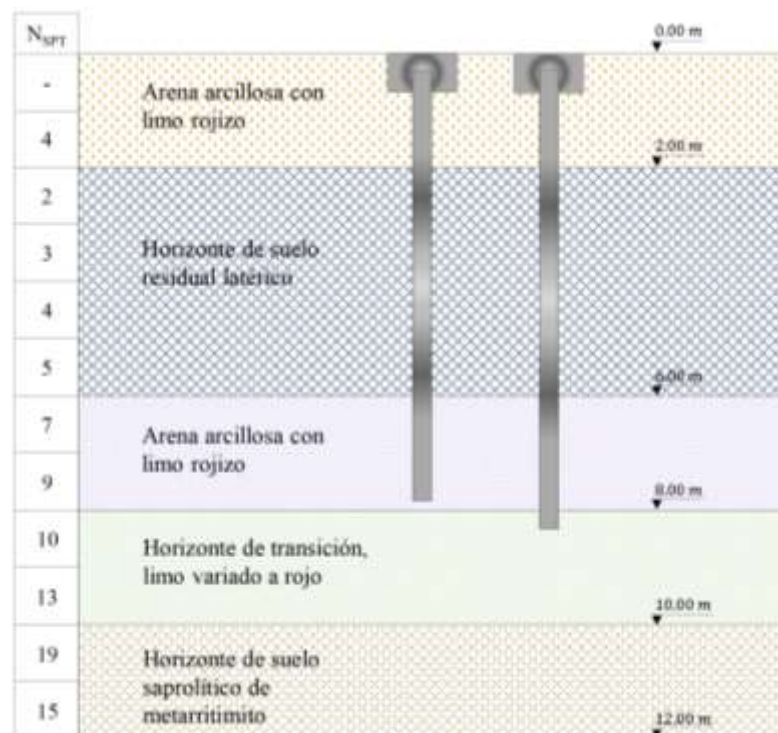
## CAPÍTULO 6: CASO DE ESTUDIO: BRASÍLIA

En los campos experimentales de la Universidad de Brasilia, ubicada en el Distrito Federal de Brasil se realizaron pruebas de carga con pilotes excavados y ensayos de SPT. Estos fueron presentados por Guimarães (2002) y Mascarenha (2003).

### 6.1 Campo experimental de la Universidad de Brasilia

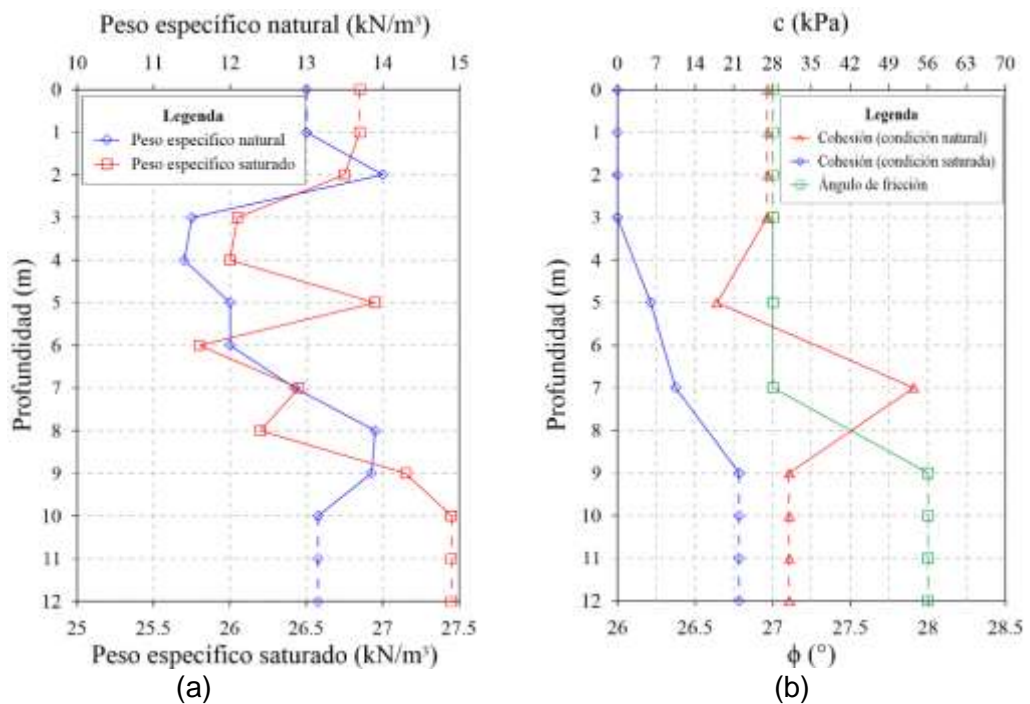
El perfil estratigráfico del campo experimental de la Universidad de Brasilia con los respectivos valores de N-SPT a lo largo de su profundidad se muestra en Fig. 46. El nivel freático no fue detectado antes de los 14 m profundidad, más bajo nivel de investigación. Resultados de pesos específicos y parámetros de resistencia fueron determinados en la investigación de Guimarães (2002) y Mascarenha (2003), ver Fig. 47(a) y (b). Cabe resaltar que solo se contó con resultados de parámetros de resistencia desde profundidades de 3 m a 9 m y pesos específicos desde 1 m hasta 10 m.

Figura 46: Modelo conceptual del campo experimental de la Universidad de Brasilia.



Fuente: Modificado de Mascarenha (2003).

Figura 47: Variación de los: (a) pesos específicos natural y saturado y (b) parámetros del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb ( $c$  y  $\phi$ ) del campo experimental de Brasilia a lo largo de la profundidad.



Fuente: Modificado de Guimarães (2002) y Mascarenha (2003).

Guimarães (2002) presentó 5 pruebas de carga estática en pilotes excavados de concreto armado de 0.3 m de diámetro y 7.5 m y 8 m de largo para diferentes épocas del año, ver Tabla 20, considerándose parámetros en condiciones saturadas y no saturadas para los meses de mayor (noviembre a marzo) y menor (mayo a agosto) precipitación pluviométrica, respectivamente.

Para la medición de los asentamientos se requirió de 6 extensómetros eléctricos instalándose 4 de estos en la cabeza y 2 a lo largo del pilote, midiéndose con células de carga.

Tabla 20: Resumen de las pruebas de carga realizadas en el campo experimental de la Universidad de Brasilia.

| PC | Pilote | Inicio   | Fin      | Tipo   | $P_{max}$ | $r_{max}$ | $r_{final}$ |
|----|--------|----------|----------|--------|-----------|-----------|-------------|
| 1  | 1      | 21/02/00 | 22/02/00 | Lento  | 270       | 16.1      | 14.9        |
| 2  | 5      | 22/06/00 | 23/06/00 | Lento  | 270       | 9.4       | 7.3         |
| 3  | 2      | 09/08/00 | 10/08/00 | Lento  | 300       | 3.8       | 2.6         |
| 4  | 3      | 26/10/00 | 27/10/00 | Lento  | 240       | 8.7       | 5.2         |
| 5  | 4      | 06/03/01 | 06/03/01 | Lento  | 210       | 6.8       | 6.2         |
| 6  | 1      | 06/11/01 | 07/11/01 | Lento  | 390       | 6.4       | 4.3         |
| 7  | 5      | 13/11/01 | 14/11/01 | Lento  | 360       | 9.5       | 7.7         |
| 8  | 5      | 21/11/01 | 21/11/01 | Lento  | 390       | 28.4      | 26.3        |
| 9  | 3      | 04/12/01 | 05/12/01 | Lento  | 270       | 5.2       | 3.8         |
| 10 | 3      | 06/12/01 | 07/12/01 | Lento  | 310       | 7.2       | 6.0         |
| 11 | 3      | 12/12/01 | 13/12/01 | Lento  | 310       | 3.0       | 1.1         |
| 12 | 3      | 13/12/01 | 13/12/01 | Rápido | 330       | 6.0       | 3.7         |
| 13 | 3      | 13/12/01 | 14/12/01 | Rápido | 330       | 3.9       | 1.9         |
| 14 | 4      | 22/01/02 | 23/01/02 | Lento  | 240       | 5.1       | 3.4         |
| 15 | 4      | 24/01/02 | 25/01/02 | Lento  | 270       | 13.0      | 12.5        |
| 16 | 4      | 25/01/02 | 25/01/02 | Lento  | 270       | 27.7      | 26.9        |
| 17 | 1      | 26/03/02 | 26/03/02 | Lento  | 330       | 150.9     | 150.5       |
| 18 | 1      | 14/05/02 | 15/05/02 | Lento  | 210       | 179.5     | 178.1       |
| 19 | 1      | 21/05/02 | 21/05/02 | Lento  | 180       | 4.6       | 1.3         |
| 20 | 1      | 28/05/02 | 29/05/02 | Lento  | 240       | 206.52    | 202.7       |
| 21 | 1      | 07/08/02 | 07/08/02 | Lento  | 300       | 209.43    | 209.3       |

Fuente: Mascarenha (2003).

## 6.2 Estimación de capacidad de carga

### 6.2.1 Método teórico

La determinación de la capacidad de carga de los pilotes para el caso de Brasilia siguió el mismo procedimiento que el caso anterior (respecto a la metodología teórica). Se obtuvo como resistencia a la punta un valor de 115 kN Y 79 kN para los casos donde el suelo se encontraba bajo condiciones naturales y saturadas, respectivamente. De acuerdo al cálculo de la resistencia a la fricción lateral se estimó 106 kN para el caso de Brasilia bajo condiciones no saturadas empleando el método  $\beta$ . El cálculo de la resistencia a la fricción lateral con el método  $\alpha$  para el caso con condiciones saturadas estimó un valor de 114 kN.

Finalmente, con la propuesta de Terzaghi (1943) y el método  $\beta$  se determinó como capacidad de carga 221 *kN* para el caso de Brasilia en condiciones naturales. Empleando el método  $\alpha$ , para el caso Brasilia en condiciones saturadas, se obtuvo una capacidad de carga de 193 *kN*.

## **6.2.2 Métodos semi-empíricos**

### **6.2.2.1 Método de Aoki y Velloso (1975)**

Usando la ecuación 20 y obteniendo los factores de corrección y correlación de la Tabla 4 y 5, correspondientemente se estimó la capacidad de carga del pilote del caso Brasilia en condiciones naturales y saturadas. Para el primer caso de Brasilia se calculó 36 *kN* como resistencia a la punta y 50 *kN* a la fricción; en otras palabras, 86 *kN* como capacidad de carga del pilote. En el segundo caso, Brasilia en condiciones saturadas, se estimó como resistencia a la punta 67 *kN* y a la fricción 54 *kN*; es decir, una carga última del pilote equivalente a 121 *kN*.

### **6.2.2.2 Método de Monteiro (1997)**

Bajo las consideraciones del ítem 3.2.2 y la determinación de los factores de correlación y corrección a partir de la Tabla 6 y 7 correspondientemente se estimó para el caso Brasilia bajo condiciones naturales un valor de 44 *kN* como resistencia a la punta y 92 *kN* como resistencia a la fricción del pilote; por ende, se obtuvo una capacidad de carga de 136 *kN*. Respecto al pilote del caso Brasilia bajo condiciones saturadas, se estimó como resistencia a la punta 58 *kN* y a la fricción 94 *kN*; en otras palabras 152 *kN* como capacidad de carga del pilote.

### **6.2.2.3 Método de Décourt y Quaresma (1982)**

Se pudo calcular un valor de 52 *kN* como resistencia a la punta y 189 *kN* como resistencia a la fricción del pilote para el caso Brasilia bajo condiciones naturales a partir de las consideraciones de la sección 3.2.3 y determinación

del factor  $k$  en la Tabla 8; por consiguiente, a partir de la metodología de Décourt y Quaresma (1982) se calculó 241  $kN$  como capacidad de carga del pilote. De la misma manera, respecto al pilote del caso Brasilia bajo condiciones saturadas, se estimó como resistencia a la punta 78  $kN$  y como resistencia a la fricción 163  $kN$ ; es decir, 241  $kN$  como carga última del pilote.

### 6.2.3 Métodos gráficos

#### 6.2.3.1 Método de Van der Veen (1953)

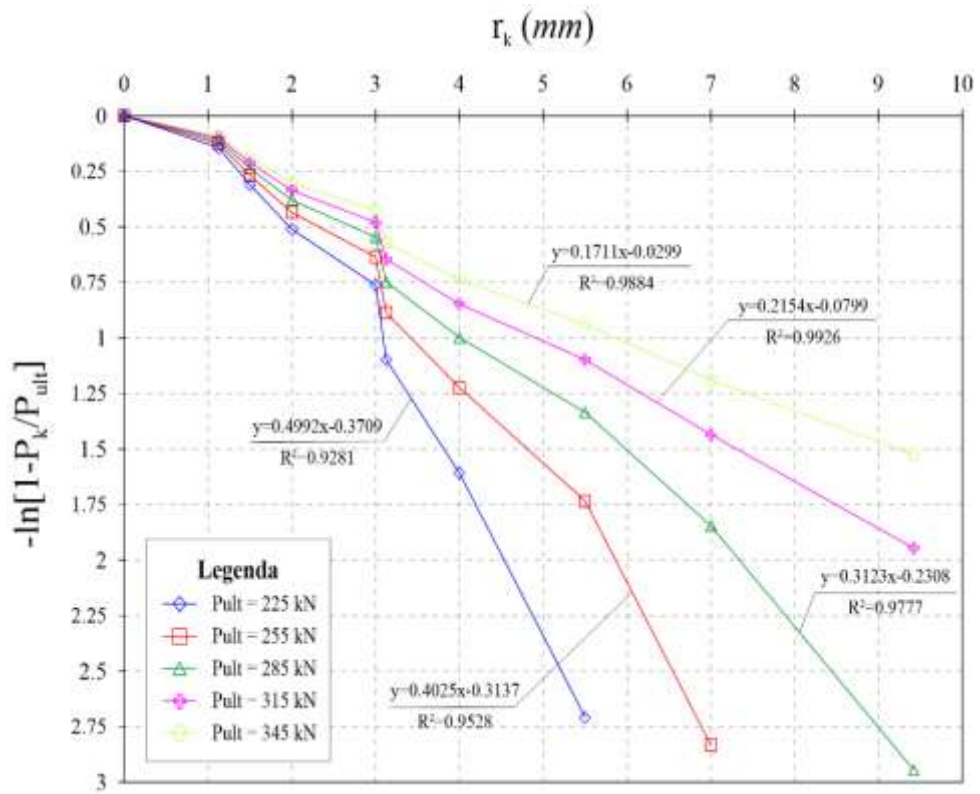
En la Fig. 48 (a), caso referente al caso de Brasilia en el que se considera al suelo bajo condiciones naturales, se observa que la curva correspondiente a una capacidad de carga de 315  $kN$  muestra una relación lineal entre  $r_k$  y  $-\ln\left(1 - \frac{P_k}{P_{ult}}\right)$ ; por ende, se asume al valor mencionado como capacidad de carga del pilote. Teniendo las mismas consideraciones, en la Fig. 48 (b), caso referente al caso de Brasilia en el que se considera al suelo bajo condiciones saturadas, el valor de capacidad de carga adoptado es 230  $kN$ . Los correspondientes valores de  $\beta$ ,  $\alpha$  y del coeficiente de correlación se muestran en la Tabla 16 para los casos mencionados.

Tabla 21: Brasilia – Resumen método de Van der Veen (1953).

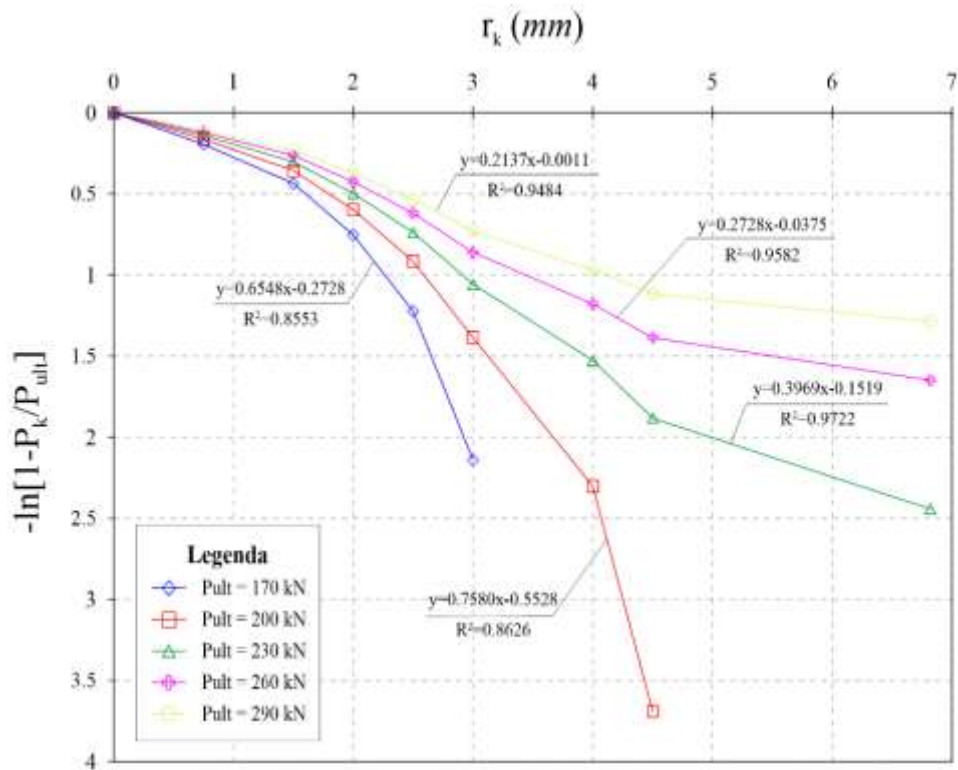
| Brasilia – Condiciones saturadas |          |           |       | Brasilia – Condiciones no saturadas |          |           |       |
|----------------------------------|----------|-----------|-------|-------------------------------------|----------|-----------|-------|
| $P_{ult}$ (kN)                   | $\alpha$ | $\beta$   | $R_2$ | $P_{ult}$ (kN)                      | $\alpha$ | $\beta$   | $R_2$ |
| 225                              | 0.50     | -<br>0.38 | 0.93  | 170                                 | 0.65     | -<br>0.27 | 0.86  |
| 255                              | 0.40     | -<br>0.31 | 0.95  | 200                                 | 0.76     | -<br>0.55 | 0.86  |
| 285                              | 0.31     | -<br>0.23 | 0.98  | 230                                 | 0.40     | -<br>0.15 | 0.97  |
| 315                              | 0.22     | -<br>0.08 | 0.99  | 260                                 | 0.27     | -<br>0.04 | 0.96  |
| 345                              | 0.17     | -<br>0.03 | 0.99  | 290                                 | 0.21     | -<br>0.00 | 0.95  |

Fuente: Ninanya (2018).

Figura 48: Capacidad de carga – Van der Veen (1953) (Brasilia): (a) no saturado y (b) saturado.



(a)



(b)

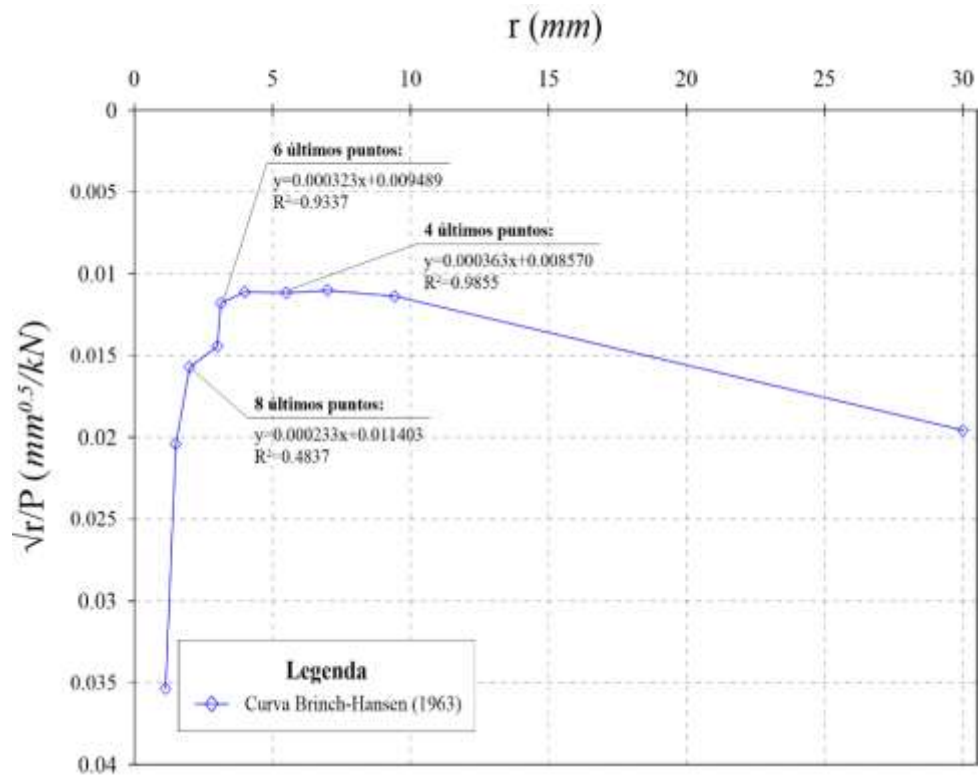
Fuente: Ninanya (2018).

### 6.2.3.2 Método de Brinch-Hansen (1963)

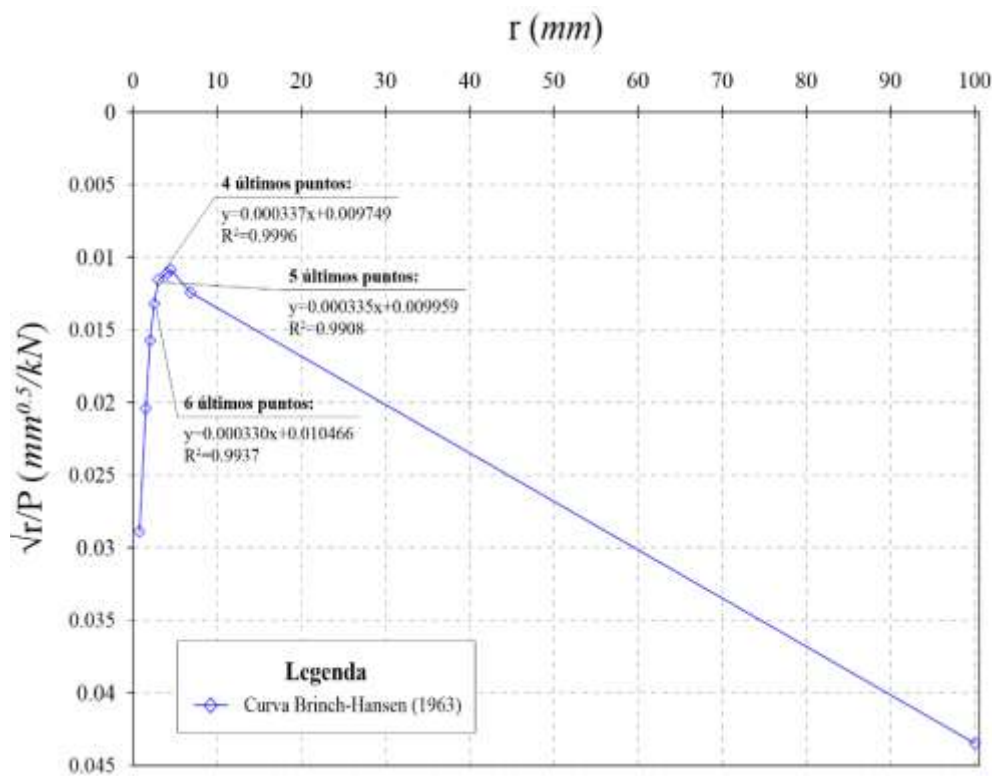
Para el caso Brasilia donde se considera al suelo bajo condiciones no saturadas se muestra la Fig. 49 (a), en la cual se observa una curva desarrollada a partir de la ecuación 33 y una mejor relación lineal al considerarse los 4 últimos puntos, tal y como se puede confirmar en la Tabla 22. Así mismo, la Fig. 49 (b), referida al caso Brasilia con suelo bajo condiciones saturadas, también presenta una mejor relación lineal al considerarse la misma cantidad de puntos. Por lo tanto, según la ecuación 31, la capacidad de carga para el caso de Brasilia bajo condiciones no saturadas y saturadas es 285 kN y 263 kN, respectivamente.

Figura 49: Capacidad de carga – Brinch-Hansen (1963) (Brasilia): (a) no saturado y (b) saturado.





(a)



(b)

Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 22: Brasilia – Resumen método de Brinch-Hansen (1963).

| Brasilia – Condiciones saturadas |          |         |        | Brasilia – Condiciones no saturadas |          |         |        |
|----------------------------------|----------|---------|--------|-------------------------------------|----------|---------|--------|
| $N^\circ$ de puntos              | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  | $N^\circ$ de puntos                 | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  |
| 4                                | 0.0086   | 0.0004  | 0.9855 | 4                                   | 0.0097   | 0.0003  | 0.9996 |
| 6                                | 0.0095   | 0.0003  | 0.9337 | 6                                   | 0.0100   | 0.0003  | 0.9908 |
| 8                                | 0.0114   | 0.0002  | 0.4837 | 8                                   | 0.0105   | 0.0003  | 0.9937 |

Fuente: Ninanya (2018).

### 6.2.3.3 Método de Chin (1971)

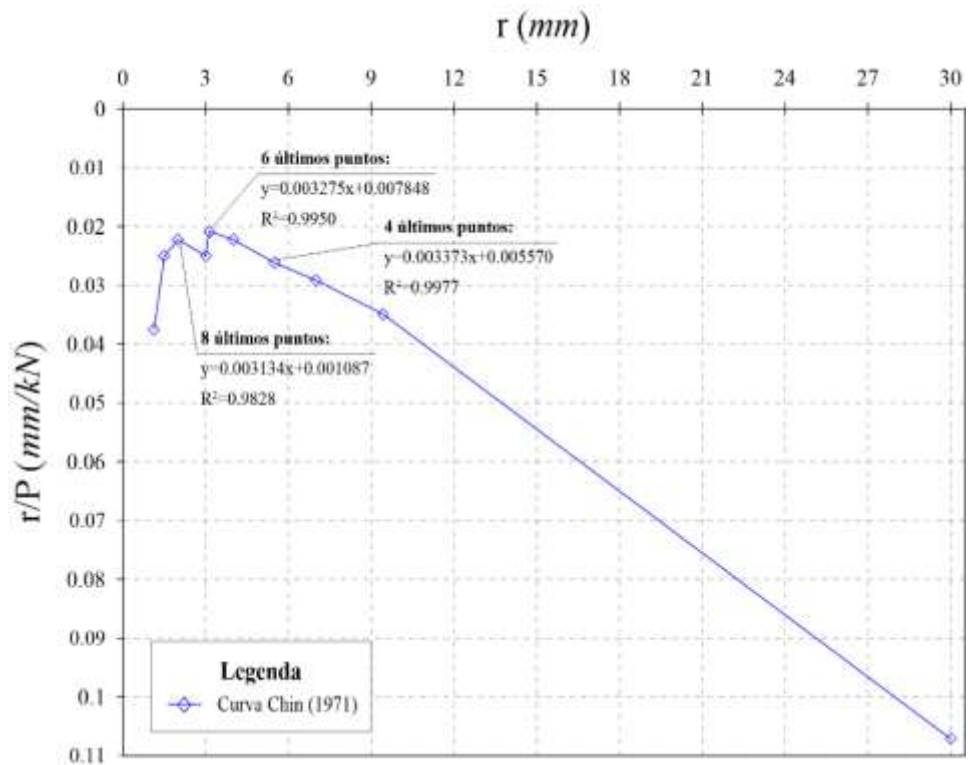
La Fig. 50 (a) y (b) es resultado de la evaluación de los puntos de la curva carga x asentamiento en la ecuación 28. De ambos gráficos se observa que hay una relación lineal entre los valores de  $r$  y  $r/P$  al considerarse los últimos 4 puntos. Con la ecuación 34 y valores de la Tabla 23 se pudieron determinar los valores de carga última para los casos de Brasilia bajo condiciones naturales y saturadas, siendo 297 kN y 232 kN, correspondientemente.

Tabla 23: Brasilia – Resumen método de Chin (1971).

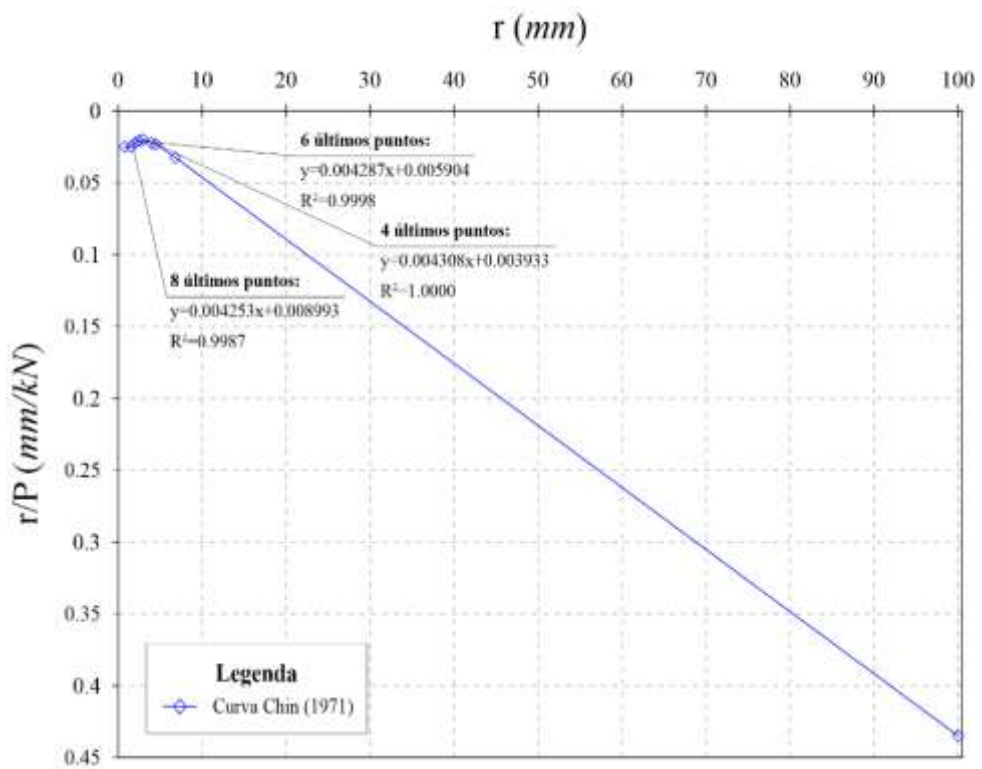
| Brasilia – Condiciones saturadas |          |         |        | Brasilia – Condiciones no saturadas |          |         |        |
|----------------------------------|----------|---------|--------|-------------------------------------|----------|---------|--------|
| $N^\circ$ de puntos              | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  | $N^\circ$ de puntos                 | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  |
| 4                                | 0.0056   | 0.0034  | 0.9970 | 4                                   | 0.0039   | 0.0043  | 1.0000 |
| 6                                | 0.0078   | 0.0033  | 0.9950 | 6                                   | 0.0059   | 0.0043  | 0.9998 |
| 8                                | 0.0011   | 0.0031  | 0.9828 | 8                                   | 0.0090   | 0.0043  | 0.9987 |

Fuente: Ninanya (2018).

Figura 50: Capacidad de carga – Chin (1971) (Brasilia): (a) no saturado y (b) saturado.



(a)



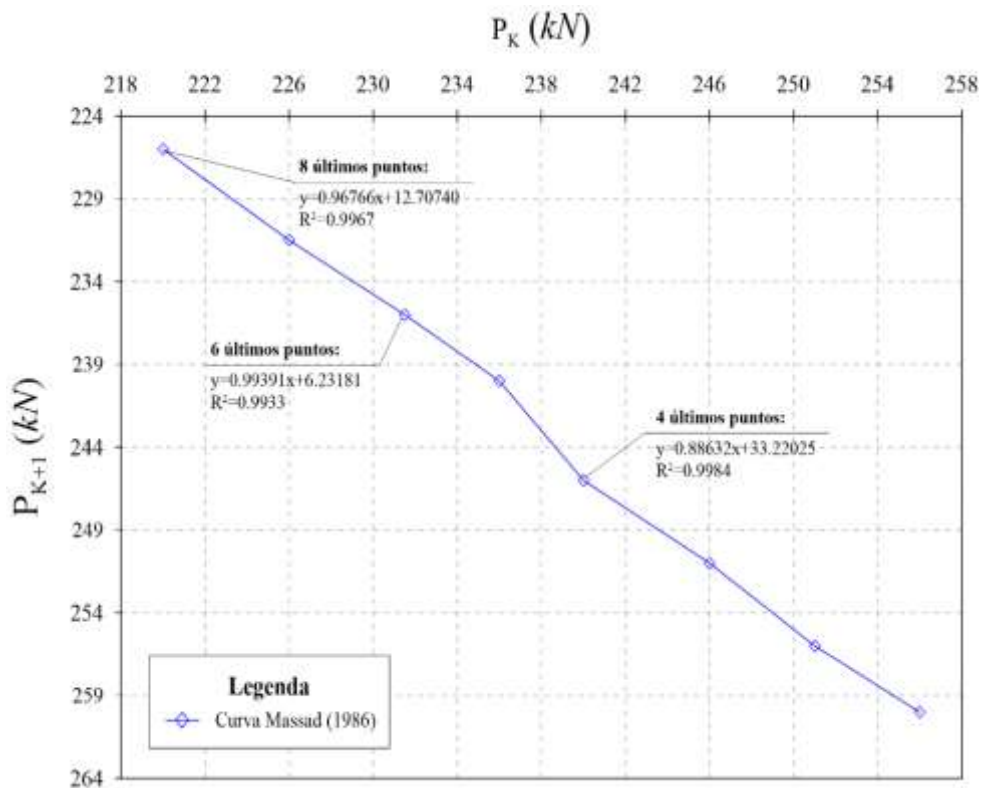
(b)

Fuente: Ninanya (2018).

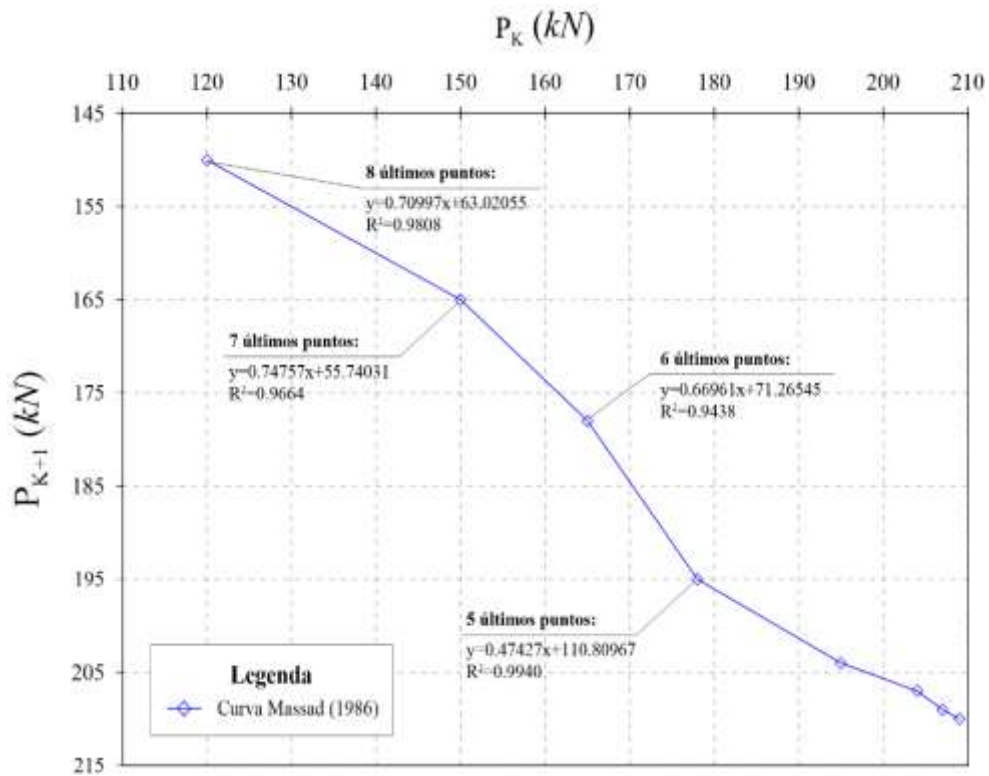
#### 6.2.3.4 Método de Massad (1986)

Con la ecuación 36 se construyó las curvas de la Fig. 51 (a) y (b), observándose que se obtiene una mejor relación lineal al considerarse los últimos 4 y 5 puntos de la curva en el caso de Brasilia donde considera al suelo bajo condiciones naturales y saturadas, correspondientemente. Consecuentemente, de la ecuación 37 y la Tabla 24 se determinó como carga última para el caso de Brasilia en condiciones naturales y saturadas 292 kN y 211 kN.

Figura 51: Capacidad de carga – Massad (1986) (Brasilia): (a) No saturado y (b) Saturado.



(a)



(b)

Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 24: Brasilia – Resumen método de Massad (1986).

| Brasilia – Condiciones no saturadas |          |         |        | Brasilia – Condiciones saturadas |          |         |        |
|-------------------------------------|----------|---------|--------|----------------------------------|----------|---------|--------|
| Nº de puntos                        | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  | Nº de puntos                     | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  |
| 4                                   | 33.2203  | 0.8863  | 0.9984 | 5                                | 110.8097 | 0.4743  | 0.9940 |
| 6                                   | 6.2318   | 0.9939  | 0.9933 | 6                                | 71.2655  | 0.6696  | 0.9438 |
| 8                                   | 12.7074  | 0.9677  | 0.9967 | 7                                | 55.7403  | 0.7476  | 0.9664 |
|                                     |          |         |        | 8                                | 63.0206  | 0.7100  | 0.9808 |

Fuente: Ninanya (2018).

### 6.2.3.5 Método de Décourt (1996)

Con la ecuación 38 fueron obtenidos valores de rigidez para construir las curvas de la Fig. 52 (a) y (b). De la Tabla 25, se puede concluir que al considerarse los 6 y 4 últimos puntos de la curva correspondientes al caso

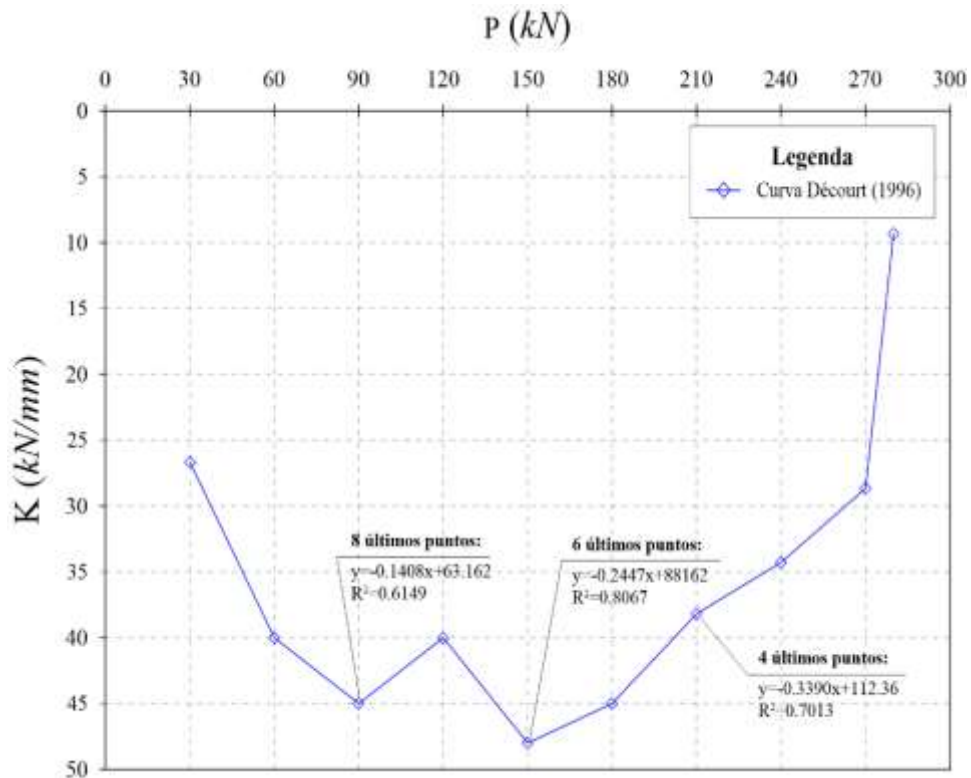
Brasilia bajo condiciones naturales y saturadas respectivamente la relación lineal entre  $P$  y  $K$  mejoraba. Finalmente, en base a la ecuación 23, la capacidad de carga resulta  $360\text{ kN}$  y  $239\text{ kN}$  para el caso Brasilia sujeto a condiciones no saturadas y saturadas, correspondientemente.

Tabla 25: Brasilia – Resumen método de Décourt (1996).

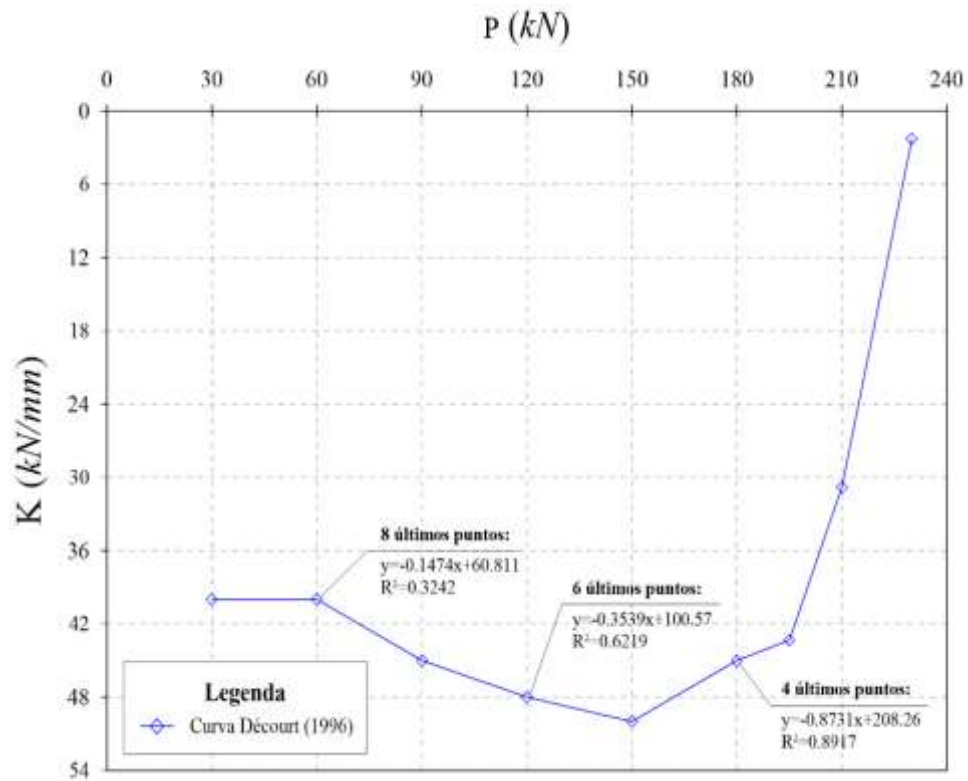
| Brasilia – Condiciones saturadas |          |         |        | Brasilia – Condiciones no saturadas |          |         |        |
|----------------------------------|----------|---------|--------|-------------------------------------|----------|---------|--------|
| $N^\circ$ de puntos              | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  | $N^\circ$ de puntos                 | $\alpha$ | $\beta$ | $R_2$  |
| 4                                | 112.36   | -0.3390 | 0.7013 | 5                                   | 208.26   | -0.8731 | 0.8917 |
| 6                                | 88.162   | -0.2447 | 0.8067 | 6                                   | 100.57   | -0.3539 | 0.6219 |
| 8                                | 63.1662  | -0.1408 | 0.6149 | 8                                   | 60.811   | -0.1474 | 0.3242 |

Fuente: Ninanya (2018).

Figura 52: Capacidad de carga – Décourt (1996) (Brasilia): (a) no saturado y (b) saturado.



(a)



(b)

Fuente: Ninanya (2018).

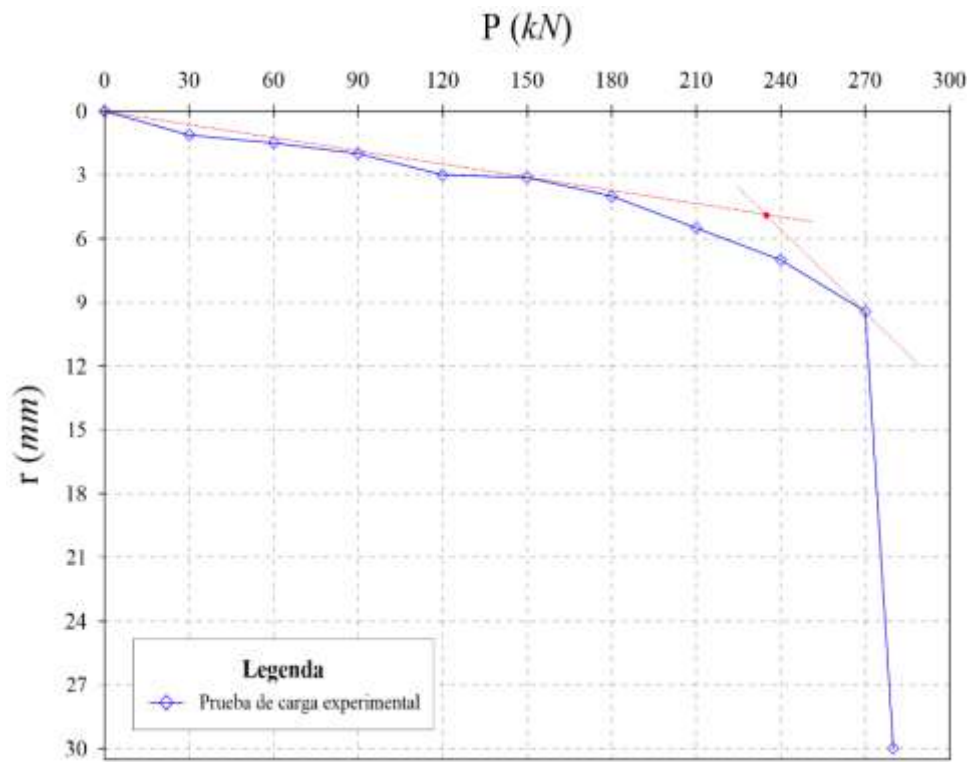
### 6.2.3.6 Método de Butler y Hoy (1977)

Partiendo de las consideraciones de la sección 3.3.6, sobre la curva carga x asentamiento se trazaron las líneas rojas que se muestran en la Fig. 53 (a) y (b), cuya intersección proyectada en el eje de las abscisas muestra el valor de capacidad de carga para el caso Brasilia en condiciones naturales y saturadas, siendo valores de 235 kN y 188 kN, respectivamente.

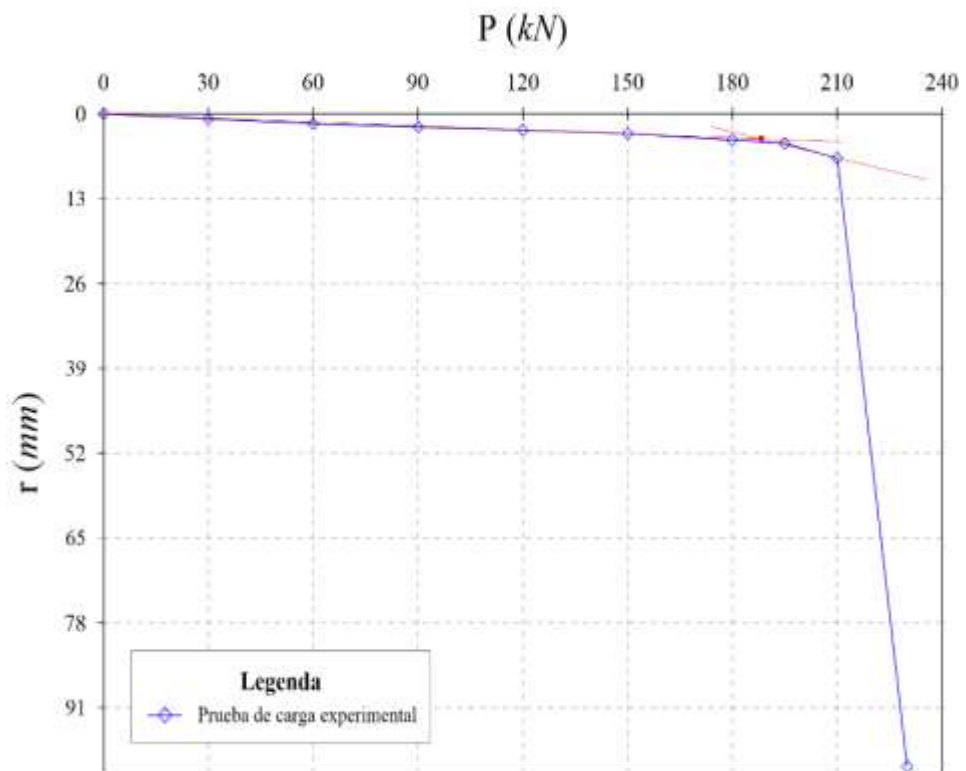
### 6.2.3.7 Método de Davisson (1972)

Se construyeron las Fig. 54 (a) y (b) trazando una recta roja que sigue las consideraciones de la sección 3.3.7. La intersección entre las rectas mencionadas y la curva proyectan en el eje de las abscisas la capacidad de carga equivalente a 251 kN y 210 kN para el caso Brasilia bajo condiciones naturales y saturadas.

Figura 53: Capacidad de carga – Butler y Hoy (1977) (Brasilia): (a) no saturada y (b) saturada.



(a)

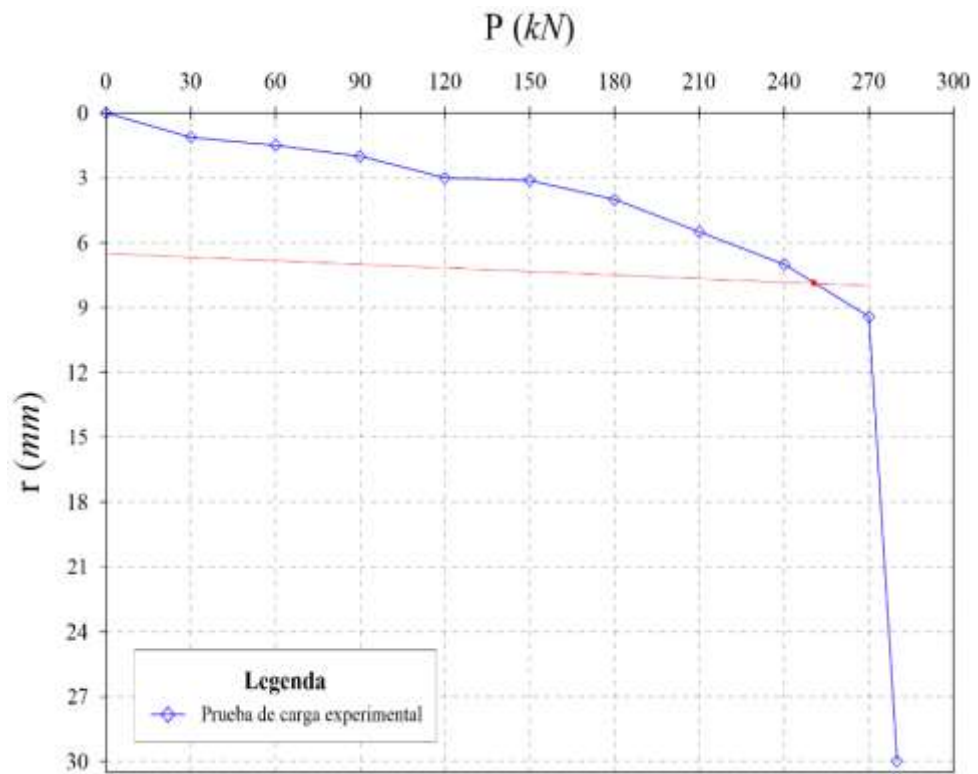


(b)

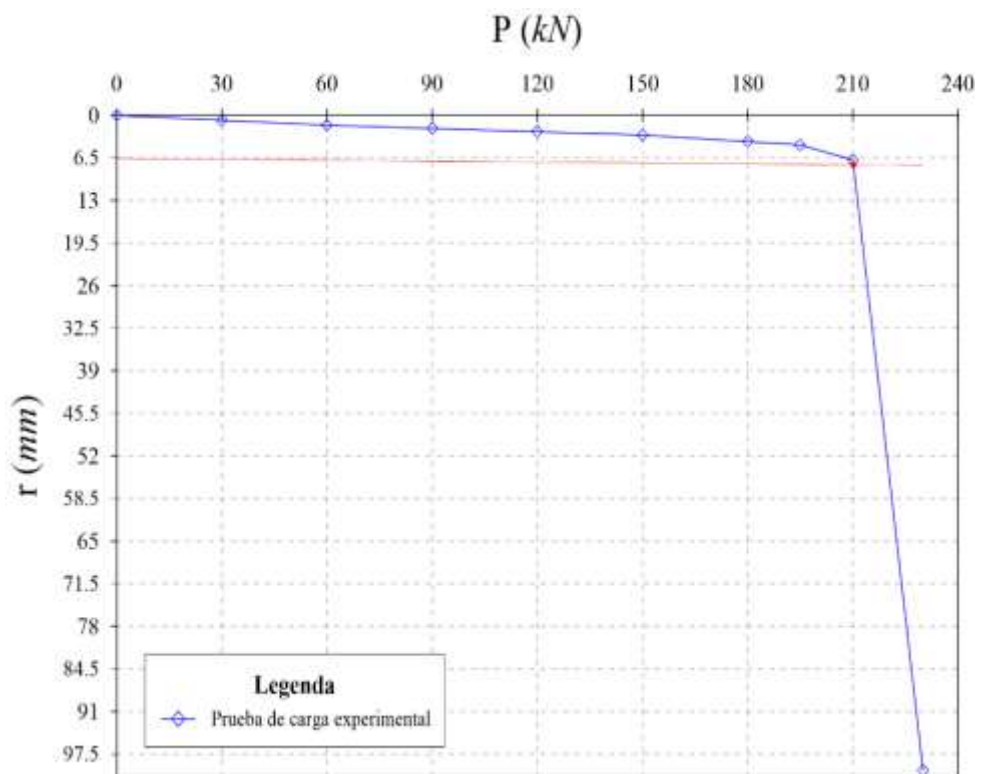
Fuente: Ninanya (2018).

Figura 54: Capacidad de carga – Davissón (1972) (Brasilia): (a) no saturada y (b) saturada.





(a)

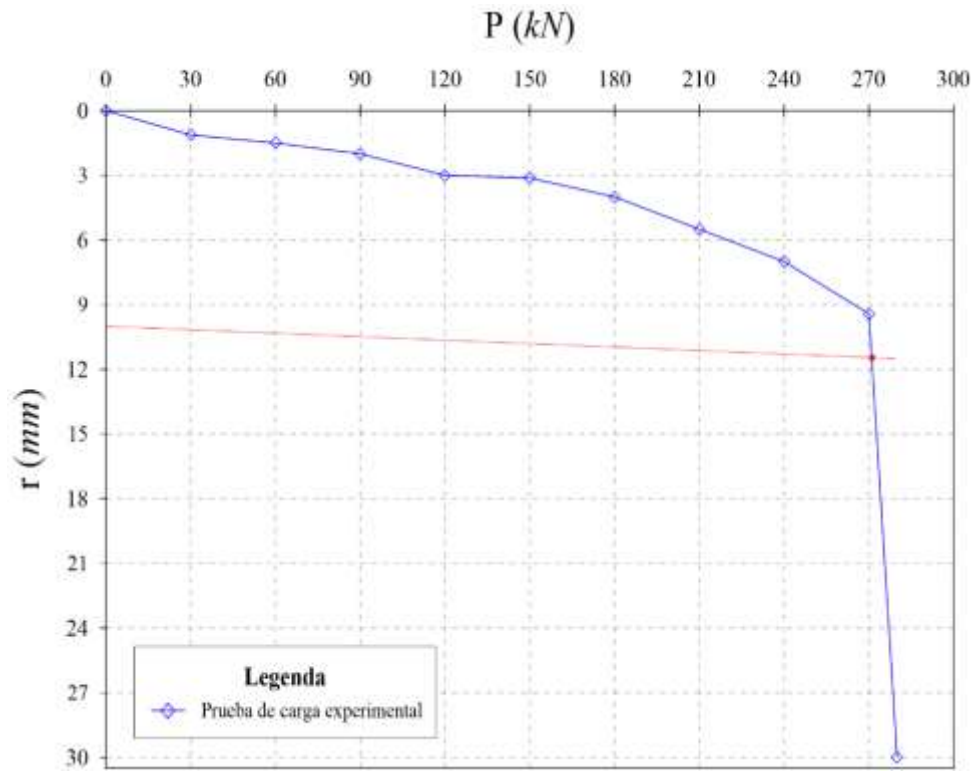


(b)

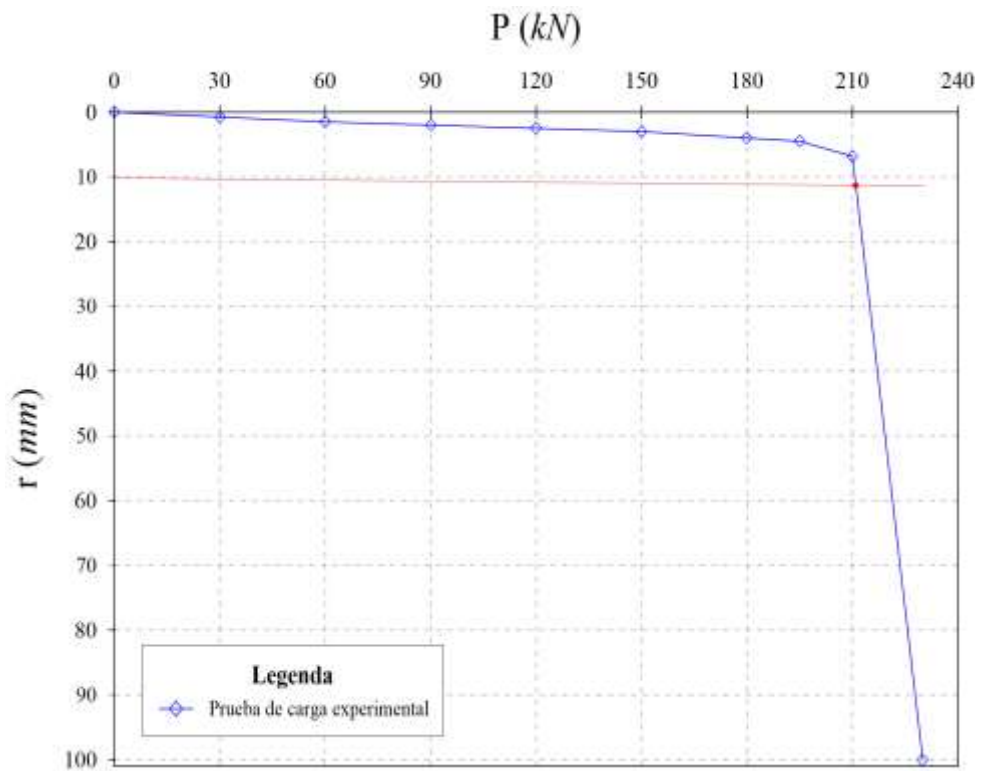
Fuente: Ninanya (2018).

Figura 55: Capacidad de carga – NBR-6122 (1996) (Brasilia): (a) no saturada y (b)

saturada.



(a)



(b)

Fuente: Ninanya (2018).

### 6.2.3.8 Método de la NBR-6122 (1996)

De acuerdo a la sección 3.3.8 se trazaron las líneas rojas en las curvas carga x asentamiento de las Fig. 55 (a) y (b), obteniendo un valor de la capacidad de carga de 271 kN y 211 kN para el caso Brasilia sujeto a condiciones naturales y saturadas, respectivamente.

### **6.3 Modelamiento numérico**

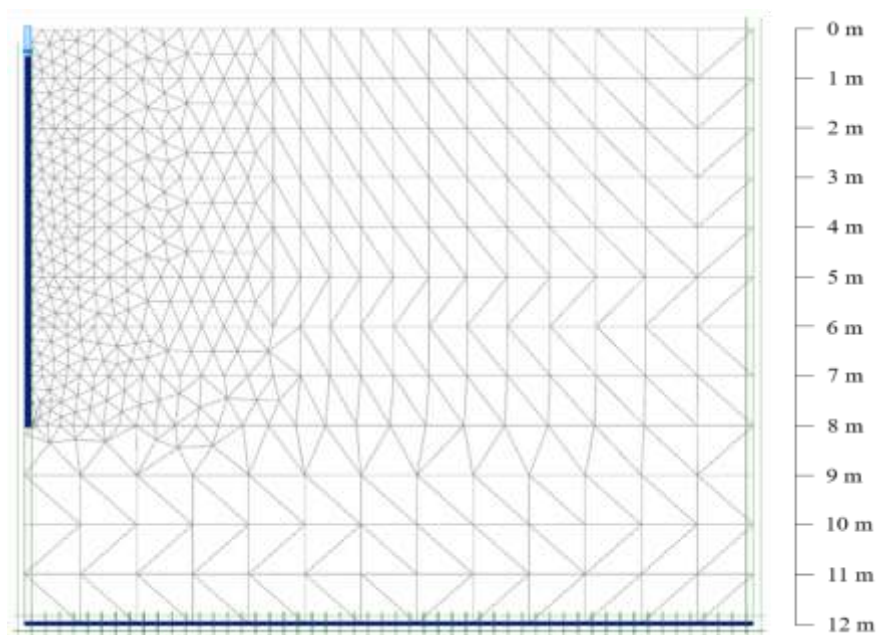
Para el caso Brasilia se desarrollaron dos modelos numéricos usando el método de los elementos finitos en Plaxis 2D con el propósito de determinar la capacidad de carga del pilote bajo una carga axial a compresión. Los pilotes para ambos casos, Brasilia bajo condiciones naturales y saturadas, se representaron usando las mismas consideraciones mencionadas en el caso de Campinas, tanto en el tipo de modelo empleado como en el modelo constitutivo elastoplástico usado para representar el comportamiento mecánico del suelo.

#### **6.3.1 Condiciones de contorno**

Se consideró la longitud del pilote para representar el tamaño del modelo; además, se estableció una interface a lo largo del pilote para simular el comportamiento suelo-estructura. Las condiciones de contorno en términos de desplazamiento asumieron en los bordes laterales  $x = 0$  mientras que en el borde inferior se restringió tanto desplazamiento en  $x$  como en  $y$  y en el borde superior se dejó libre todo  $x$  y  $y$ . En el caso de las cargas, se consideró una fuerza distribuida axial a compresión en la cima del pilote.

En las etapas de cálculo, la fase inicial definió las condiciones iniciales representando los esfuerzos en el modelo. Para la primera etapa, se asignó el material del pilote y se activó la interface y la distribución de cargas prescritas sobre la cabeza del pilote. Se consideró un refinamiento de la malla alrededor del pilote para capturar de una mejor manera las gradientes de deformación. La malla se formó con 977 elementos, 8136 nodos y un tamaño promedio del elemento de 0.6 m. La correspondiente malla deformada debido al asentamiento se presenta en la Fig. 56.

Figura 56: Modelo numérico del campo experimental de Brasilia.



Fuente: Ninanya (2018).

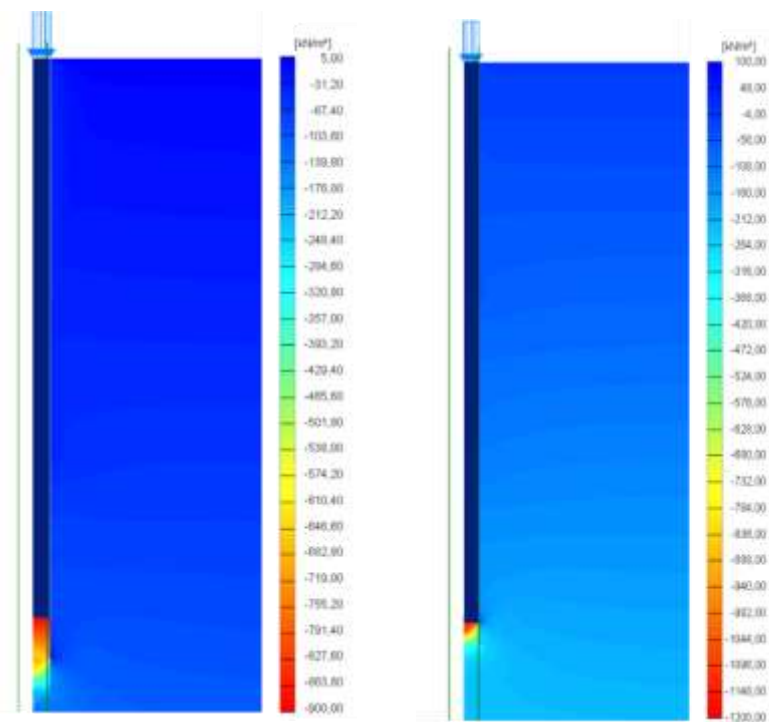
### 6.3.2 Resultados

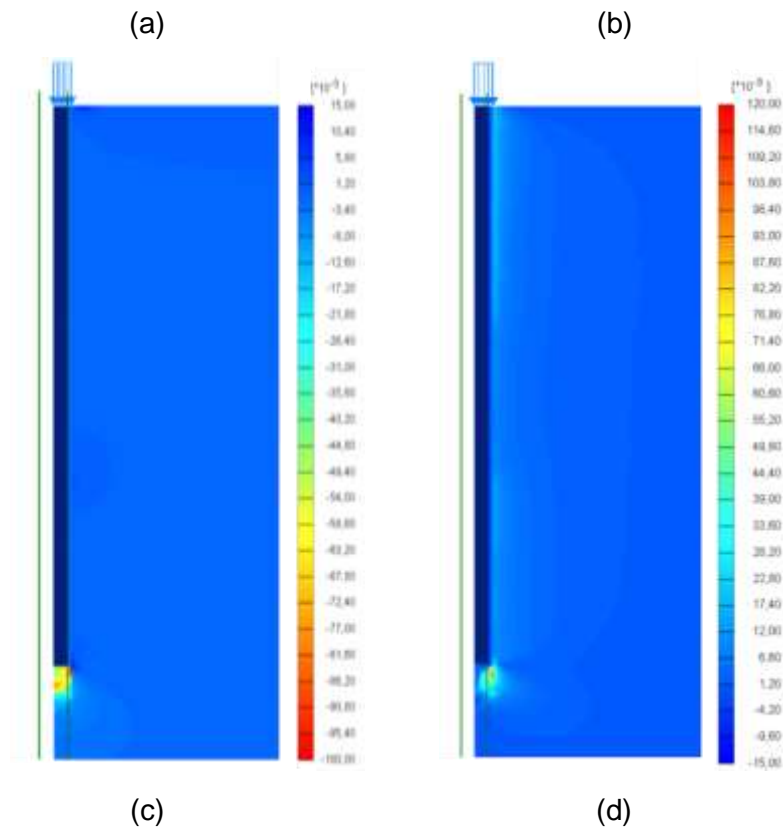
Respecto a los resultados numéricos generados por una distribución de cargas verticales a compresión sobre el pilote analizado para el caso Brasilia se puede observar que tanto en la Fig. 57 (a) y (b) como en la Fig. 58 (a) y (b), caso bajo condiciones naturales y saturadas respectivamente, los máximos esfuerzos totales verticales y cortantes ocurren bajo la punta del pilote. Por otro lado, la Fig. 57 (c) y (d) muestra como las deformaciones totales verticales y cortantes se desarrollan hasta alcanzar valores de 0.10 y 0.12 respectivamente para el caso Brasilia bajo condiciones naturales. Así mismo, de la Fig. 58 (c) y (d) se obtiene deformaciones totales verticales y cortantes máximas de 0.45 y 0.60 correspondientemente para el caso Brasilia bajo condiciones saturadas.

Finalmente, como resultado principal del modelo numérico del caso Brasilia donde el suelo está en condiciones naturales se muestra la Fig. 59 (a), en la cual la capacidad de carga obtenida de 268 *kN* es comparada con la obtenida de la prueba de carga experimental. De la misma manera, la Fig. 59 (b) el resultado de capacidad de carga de 170 *kN* conseguido por el análisis numérico es comparada con la de la prueba de carga experimental, para el

caso Brasilia bajo condiciones saturadas.

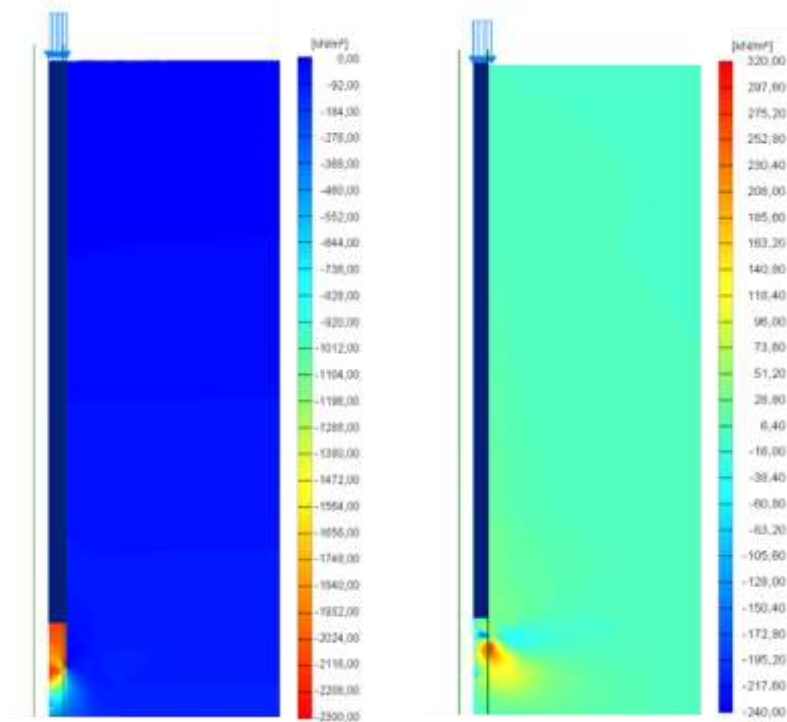
Figura 57: Resultados del modelo en Plaxis 2D del campo experimental de Brasilia bajo condiciones naturales: (a) esfuerzos totales verticales -  $\sigma_{yy}$ , (b) esfuerzos cortantes -  $\tau_{yy}$ , (c) deformaciones totales verticales -  $\varepsilon_{yy}$  y (d) deformaciones cortante -  $\gamma_{xy}$ .

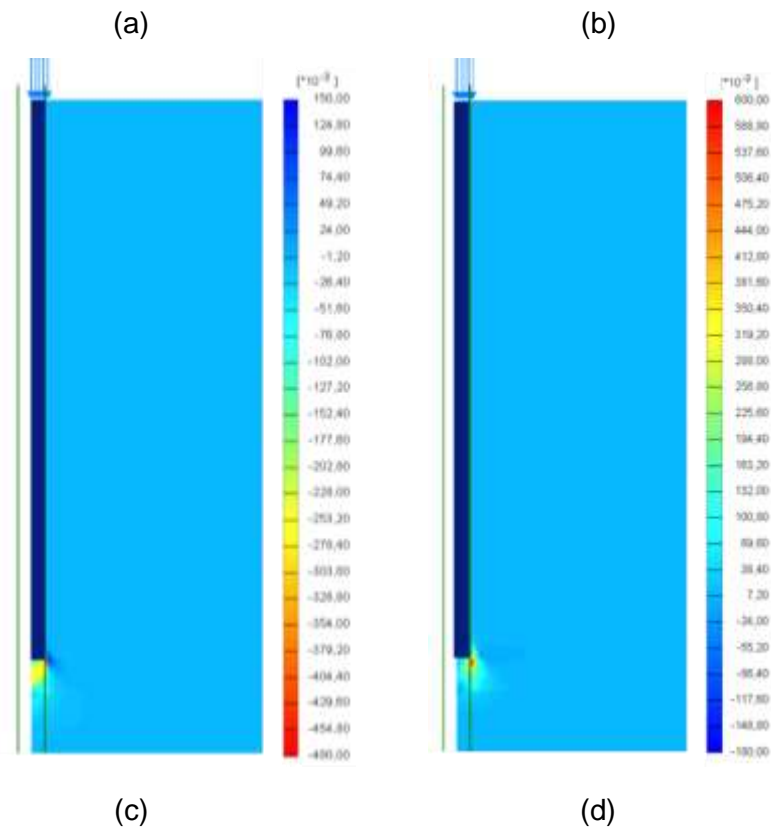




Fuente: Ninanya (2018).

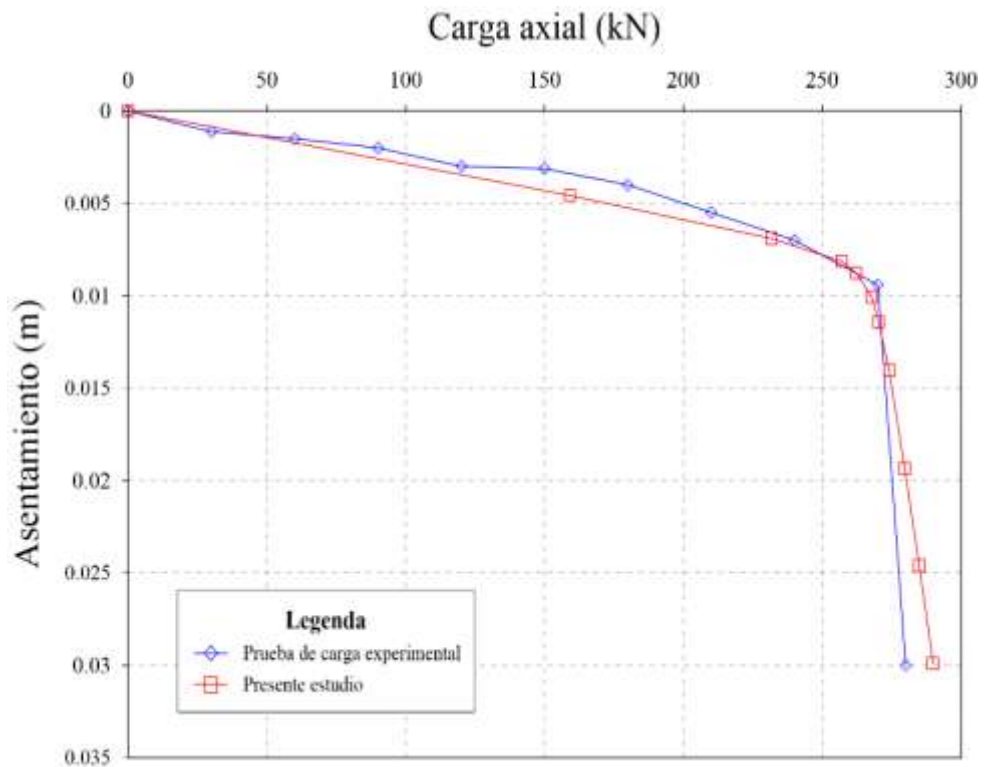
Figura 58: Resultados del modelo en Plaxis 2D del campo experimental de Brasilia bajo condiciones saturadas: (a) esfuerzos totales verticales -  $\sigma_{yy}$ , (b) esfuerzos cortantes -  $\tau_{vy}$ , (c) deformaciones totales verticales -  $\epsilon_{yy}$  y (d) deformaciones cortante -  $\gamma_{xy}$ .



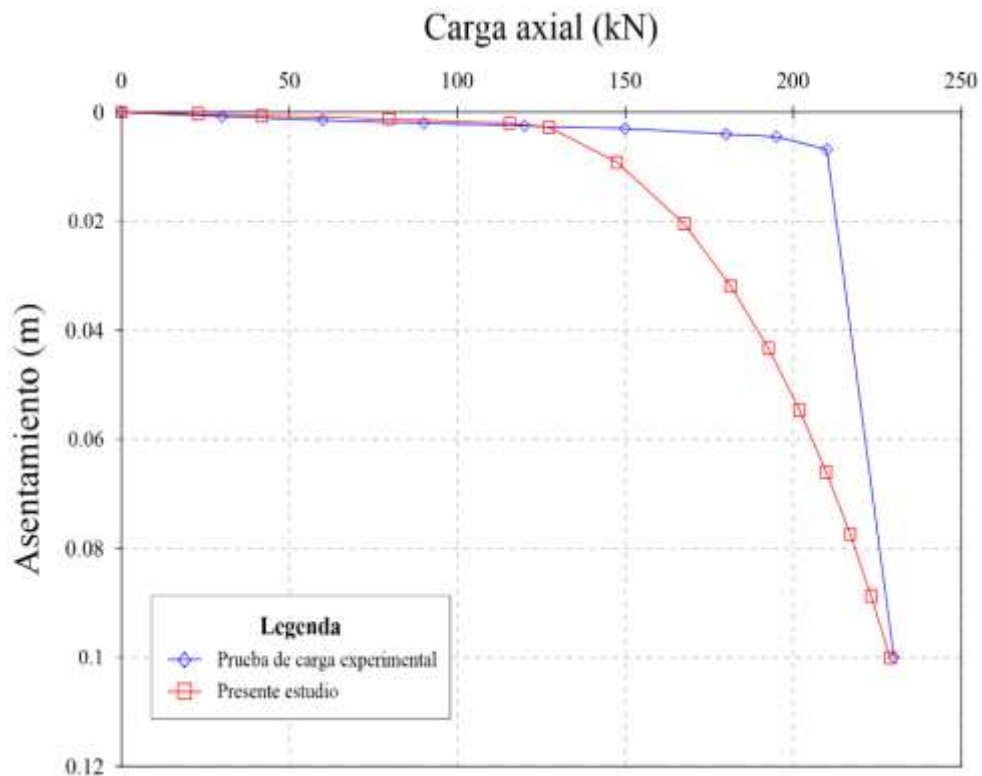


Fuente: Ninanya (2018).

Figura 59: Comparación de las curvas carga x asentamiento del campo experimental de Brasilia obtenida en las pruebas de carga y del análisis numérico en Plaxis 2D: (a) condiciones naturales y (b) saturadas.



(a)



(b)

Fuente: Ninanya (2018).

#### 6.4 Resumen de estimación de capacidad de carga

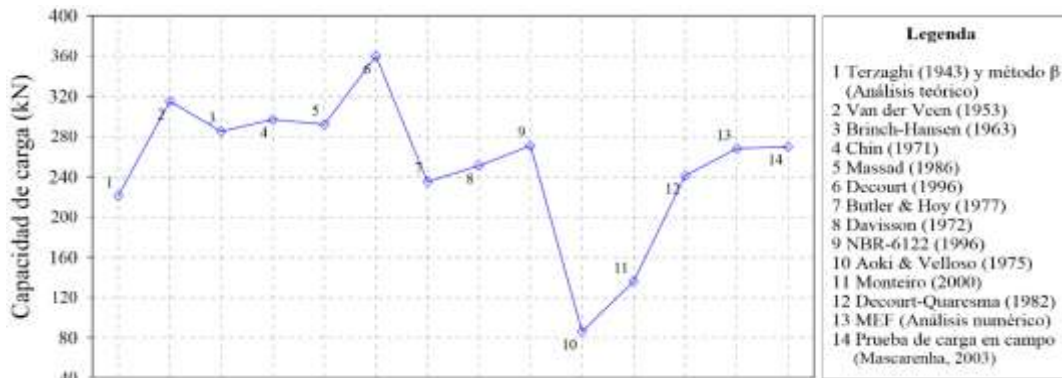
La Fig. 60 resume los resultados de capacidad de carga obtenidos a través de las diferentes metodologías empleadas en el caso Brasilia. Respecto a la Fig. 60 (a), caso en el que se consideró al suelo en condiciones naturales, se observa que de entre todos los métodos, resultados de las literaturas de NBR-6122 (1996), Brinch Hansen (1963) y Davisson (1972) consiguen aproximaciones más cercanas en comparación con las obtenidas de las pruebas de carga, ocurriendo lo mismo con el resultado numérico. Los resultados desfavorables son los obtenidos con los métodos de Aoki y Velloso (1975) y Monteiro (2000). Lo mencionado puede ser también visto en la Tabla 26, la cual muestra el margen de error que se produce al comparar los resultados de capacidad de carga de las metodologías usadas con la de la prueba de carga (270 kN).

Por otro lado, respecto al caso de Brasilia en condiciones saturadas, la Fig. 60 (b) se expresa que la metodología que da resultados más cercanos a los de la prueba de carga (210 kN) son las de Davisson (1972) y NBR-6122

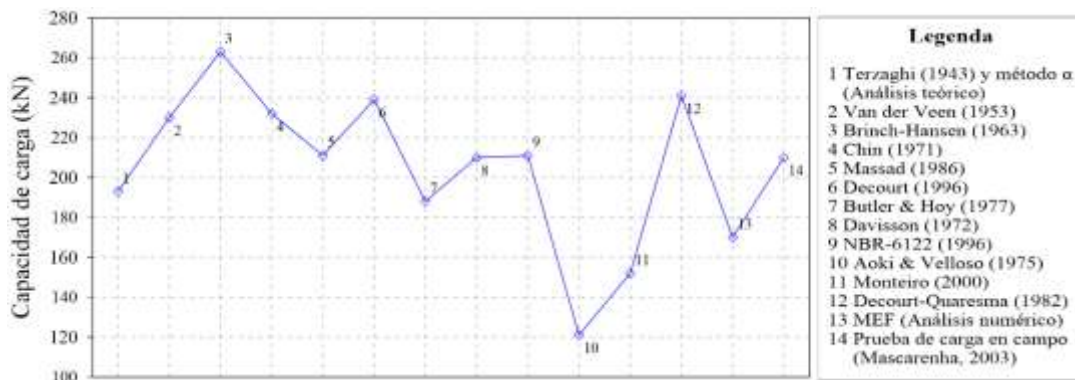


(1996) con 210 kN y 211 kN, respectivamente. Al igual que en el caso de Brasilia en condiciones no saturadas, la metodología de Aoki y Velloso (1975) genera un resultado muy distinto al obtenido en la prueba de carga con un error relativo de 42.4, ver Tabla 27.

Figura 60: Capacidad de carga de los diferentes métodos presentados para el caso de Brasilia: (a) condiciones naturales y (b) saturadas.



(a)



(b)

Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 26: Resumen de cálculo de capacidad de carga para el caso de Brasilia en condiciones naturales.

| Método de cálculo - $R_{ult}$                | Capacidad de carga (kN) | Error relativo(%) - $e_r$ |
|--|-------------------------|---------------------------|
| Terzaghi y método $\beta$ (análisis teórico) | 221                     | 18.1                      |
| Van der Veen (1953)                          | 315                     | 16.7                      |

|                           |     |      |
|---------------------------|-----|------|
| Brinch-Hansen (1963)      | 285 | 5.6  |
| Chin (1971)               | 297 | 10.0 |
| Massad (1986)             | 292 | 8.1  |
| Décourt (1996)            | 360 | 33.3 |
| Butler y Hoy (1977)       | 235 | 13.0 |
| Davisson (1972)           | 251 | 7.0  |
| NBR-6122 (1996)           | 271 | 0.4  |
| Aoki y Velloso (1975)     | 86  | 68.1 |
| Monteiro (2000)           | 136 | 49.6 |
| Decourt y Quaresma (1982) | 241 | 10.7 |
| MEF (análisis numérico)   | 268 | 0.7  |

Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 27: Resumen de cálculo de capacidad de carga para el caso de Brasilia en condiciones saturadas.

| Método de cálculo                                | Capacidad de carga<br>( <i>kN</i> ) | Error<br>relativo(%) |
|--|-------------------------------------|----------------------|
| Terzaghi y método $\alpha$<br>(análisis teórico) | 193                                 | 8.1                  |
| Van der Veen (1953)                              | 230                                 | 9.5                  |
| Brinch-Hansen (1963)                             | 263                                 | 25.2                 |
| Chin (1971)                                      | 232                                 | 10.5                 |
| Massad (1986)                                    | 211                                 | 0.5                  |
| Décourt (1996)                                   | 239                                 | 13.8                 |
| Butler y Hoy (1977)                              | 188                                 | 10.5                 |
| Davisson (1972)                                  | 210                                 | 0.0                  |
| NBR-6122 (1996)                                  | 211                                 | 0.5                  |
| Aoki y Velloso (1975)                            | 121                                 | 42.4                 |
| Monteiro (2000)                                  | 152                                 | 27.6                 |

---

|                           |     |      |
|---------------------------|-----|------|
| Decourt y Quaresma (1982) | 241 | 14.8 |
| MEF (análisis numérico)   | 170 | 19.0 |

---

Fuente: Ninanya (2018).

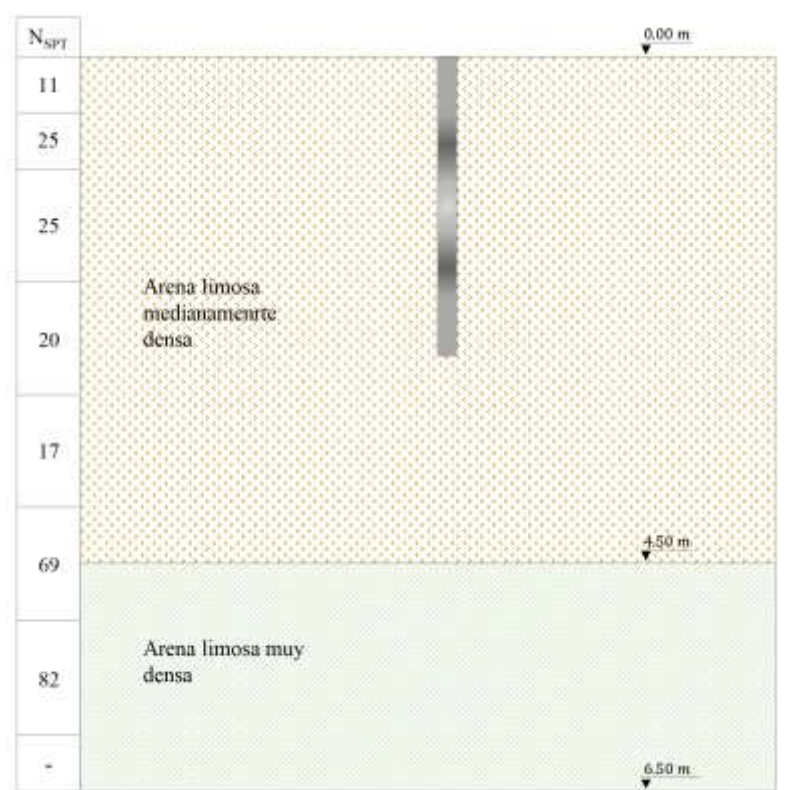
## CAPÍTULO 7: CASO DE ESTUDIO: SURRA

El comportamiento de pilotes excavados fue examinado a través de pruebas de carga axiales a tracción sobre los suelos arenosos del sur de Surra, Kuwait. Se cuenta tanto con ensayos de campo como de laboratorio, que son presentados por Ismael (2001).

### 7.1 Campo experimental del sur de Surra

El campo en el que se llevaron a cabo los ensayos se ubica al sur de Surra, Kuwait, donde el suelo presenta arenas cementadas desde la superficie del suelo hasta la profundidad evaluada. La masa de suelo presenta una heterogeneidad ya que cuenta con gravas, arenas, limos, arcillas y minerales auténticos como carbonatos y sulfatos. Básicamente, el perfil del suelo consiste de 4.5 m de arena limosa cementada medianamente densa seguida de 2 m de arena limosa cementada muy densa, ver Fig. 61.

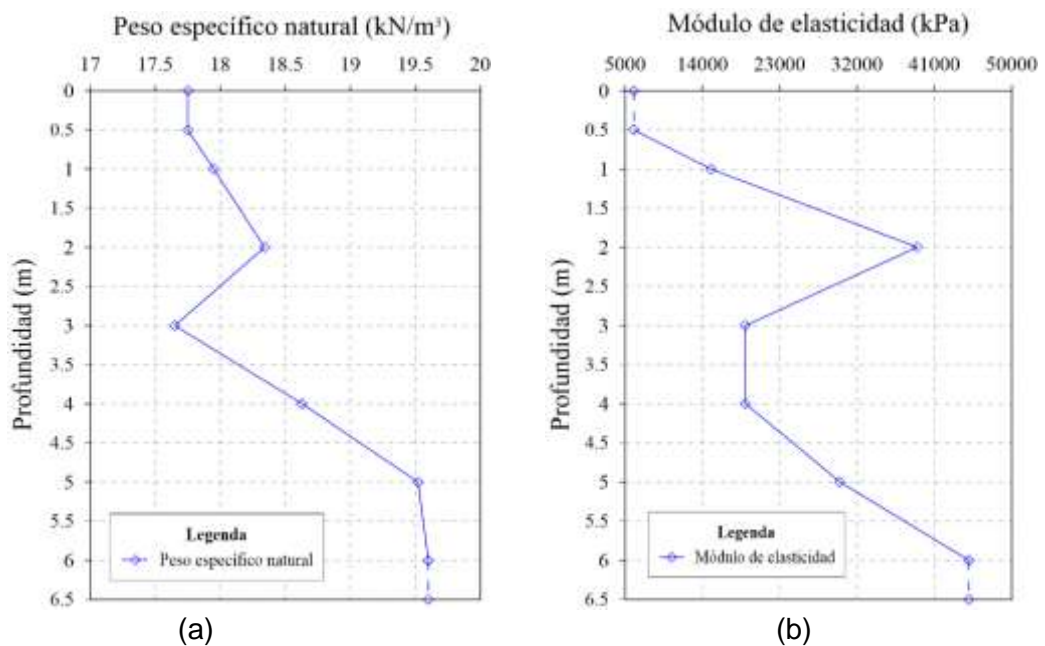
Figura 61: Modelo conceptual del suelo del sur de Surra (Kuwait).



Fuente: Modificado de Ismael (2001).

La Fig. 61 muestra la distribución de resultados del ensayo de SPT a lo largo de su profundidad realizados con intervalos de 1 m, a excepción del primer resultado. Valores de pesos específicos son mostrados en la Fig. 62(a) mientras que los módulos de elasticidad del suelo en la Fig. 62(b). En cuanto a los parámetros del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, se realizaron ensayos de compresión triaxial, resultando como ángulo de fricción y cohesión valores de 20 kPa y 35 ° para el estrato superior y 0 kPa y 34 ° para el inferior.

Figura 62: Variación del: (a) peso específico natural y (b) módulo de elasticidad del campo experimental del sur de Surra a lo largo de la profundidad.



Fuente: Modificado de Ismael (2001).

Fueron realizadas 2 pruebas de cargas estáticas axiales a tracción en pilotes excavados de concreto armado de 2.65 m de largo y 0.2 m de diámetro estando separadas cada uno a una distancia de 4 m. Las cargas fueron aplicadas con incrementos de 2 ton manteniéndose por un tiempo de no menos de 15 min. Ismael (2001) menciona que los resultados para los 2 pilotes evaluados resultaron similares coincidiendo en que la capacidad de carga resulta en 156.8 kN.

## **7.2 Estimación de capacidad de carga**

### **7.2.1 Método teórico**

La capacidad de carga de pilote, respecto a la metodología teórica, fue estimada con la ecuación 3.11 y asumiendo las consideraciones de Broms (1966) consiguiéndose determinar un valor de capacidad de carga igual a 53.5 *kN*.

### **7.2.2 Métodos semi-empíricos**

#### **7.2.2.1 Método de Aoki y Velloso (1975)**

Para la determinación de la capacidad de carga de pilote se consideró lo expuesto por Cintra y Aoki (2011) tanto en esta metodología como las otras semi-empíricas. La capacidad de carga axial a tracción o el 75 % de la resistencia a la fricción resultó 7 *kN*.

#### **7.2.2.2 Método de Monteiro (1997)**

Como se especificó en la metodología anterior, la capacidad de carga axial a tracción del pilote fue considerada el 75 % de la resistencia a la fricción del pilote, consiguiéndose un resultado de 9 *kN*.

#### **7.2.2.3 Método de Décourt y Quaresma (1982)**

Se pudo calcular un valor de 130 *kN* como capacidad de carga axial a tracción del pilote de este caso, obteniendo el mejor resultado entre las metodologías empleadas.

## **7.3 Modelamiento numérico**

Se desarrolló un modelo numérico para calcular la capacidad de carga de un pilote sujeto a una carga axial a tracción usando el método de los elementos finitos en Plaxis 2D. Se asumieron las mismas consideraciones de los casos

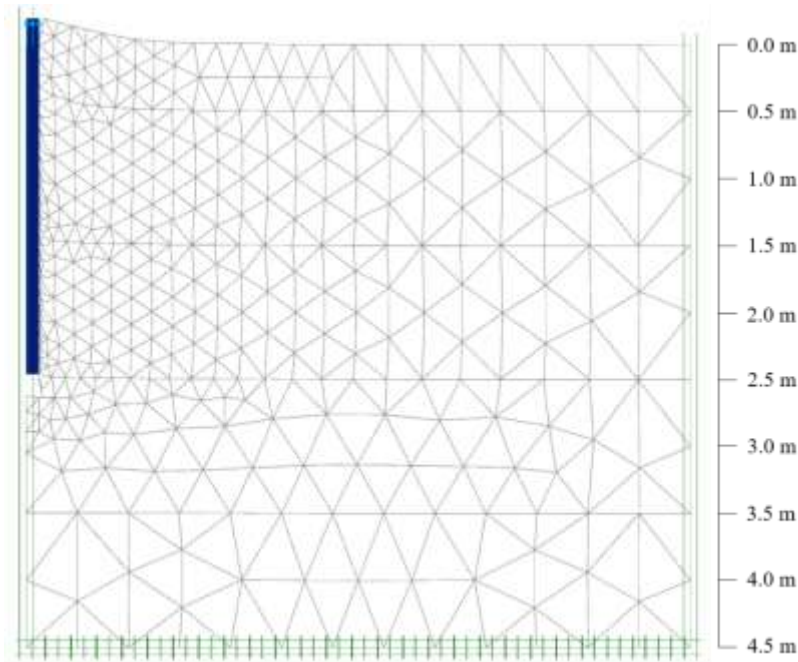
anteriores para representar el pilote y el comportamiento mecánico del suelo.

### 7.3.1 Condiciones de contorno

Para simular se consideró una interface a lo largo del pilote para simular el comportamiento suelo-estructura. Las condiciones de contorno en términos de desplazamiento fueron las optadas en los casos desarrollados. En el caso de las cargas, se consideró una fuerza distribuida axial a tracción en la cima del pilote.

En las etapas de cálculo fueron dirigidas tal y como los casos de Campinas y Brasilia. Se consideró un refinamiento de la malla alrededor del pilote para capturar de una mejor manera las gradientes de deformación. La malla se formó con 701 elementos, 5876 nodos y un tamaño promedio del elemento de 0.26 m. La correspondiente malla deformada debido al asentamiento se presenta en la Fig. 63.

Figura 63: Modelo numérico del campo experimental del sur de Surra.



Fuente: Ninanya (2018).

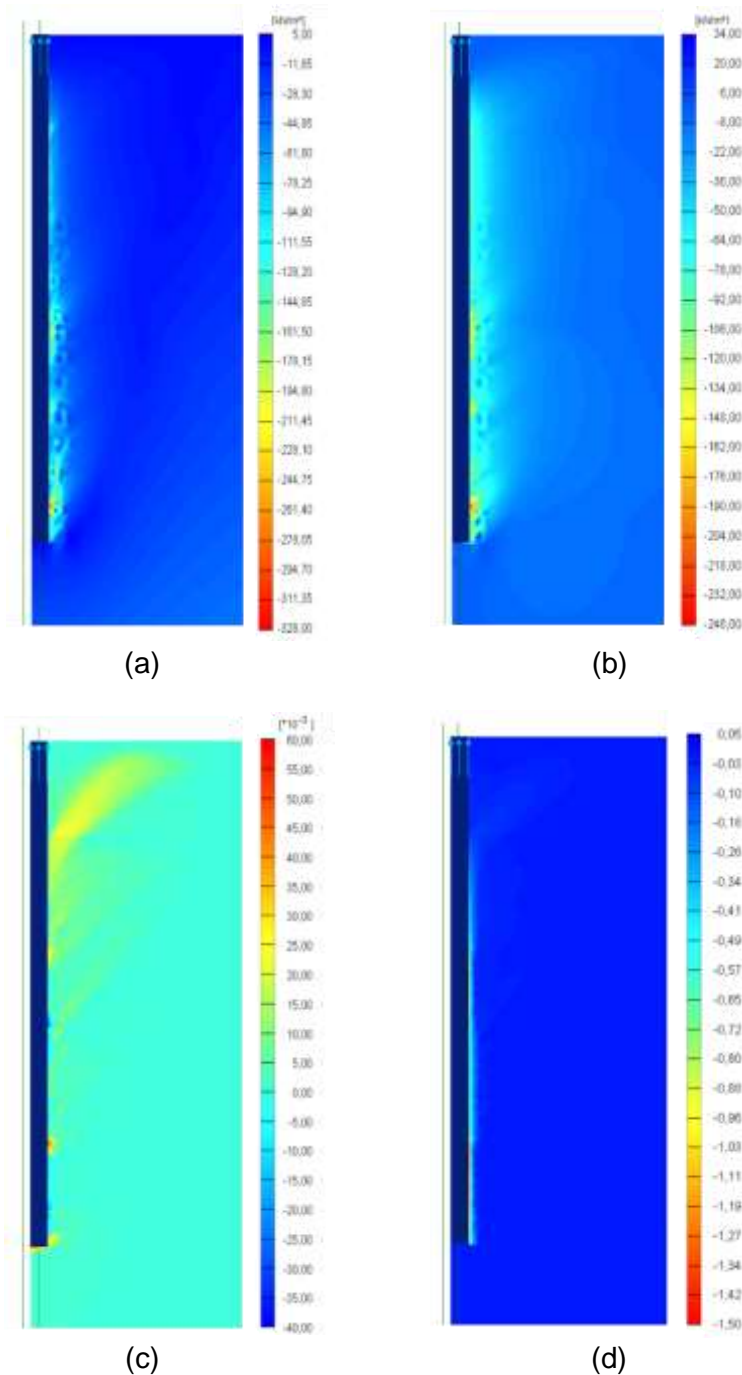
### 7.3.2 Resultados

De los resultados numéricos generados por una distribución de cargas verticales a tracción sobre el pilote se puede observar que en la Fig. 64 (a) y (b) que los máximos esfuerzos totales verticales y cortantes se desarrollan en el suelo que se encuentra en contacto con la parte lateral del pilote. Además, la Fig. 64 (c) y (d) muestra como las deformaciones totales verticales y cortantes se desarrollan hasta alcanzar valores de 0.06 y 1.47, respectivamente.

Como resultado principal del modelo numérico se muestra la Fig. 65, donde la capacidad de carga axial a tracción obtenida de 156.3 *kN* es comparada con la media obtenida de la prueba de carga experimental.

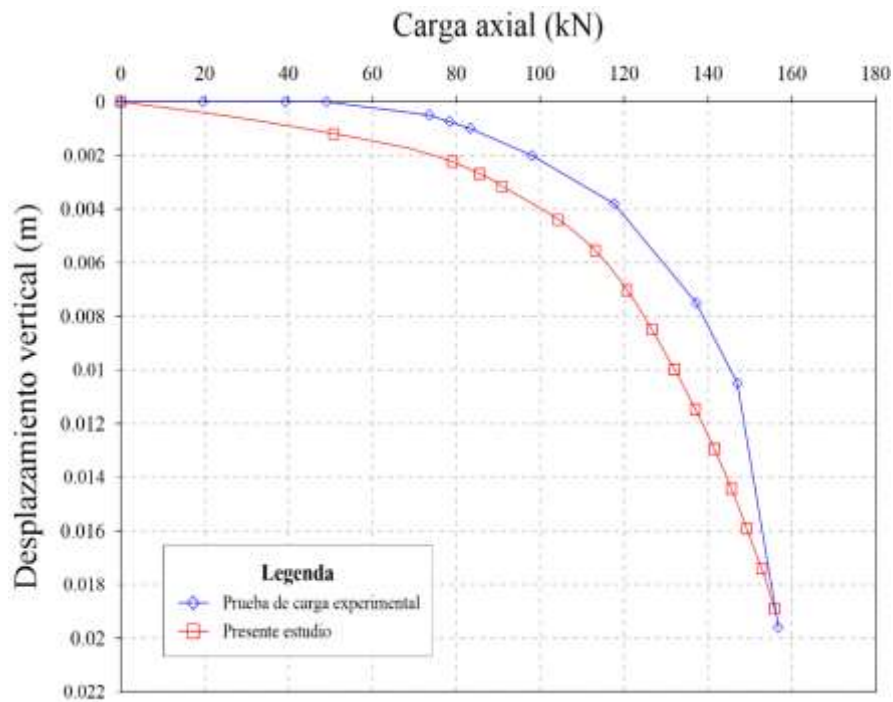


Figura 64: Resultados del modelo en Plaxis 2D del campo experimental de Surra: (a) esfuerzos totales verticales -  $\sigma_{yy}$ , (b) esfuerzos cortantes -  $\tau_{vy}$ , (c) deformaciones totales verticales -  $\epsilon_{yy}$  y (d) deformaciones cortante -  $\gamma_{xy}$ .



Fuente: Ninanya (2018).

Figura 65: Comparación de las curvas carga x desplazamiento vertical del caso de Surra de las pruebas de carga experimental y del análisis numérico en Plaxis 2D.

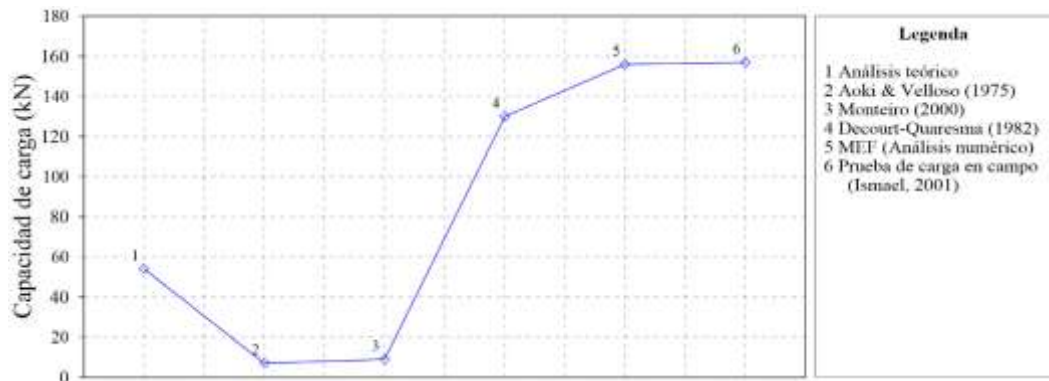


Fuente: Ninanya (2018).

#### 7.4 Resumen de estimación de capacidad de carga

La Fig. 66 resume los resultados de capacidad de carga obtenidos a través de las diferentes metodologías empleadas en el presente. Se observa que de entre todas los métodos, el resultado al emplear la literatura de Décourt y Quaresma (1982) considerando las manifestaciones de Cintra y Aoki (2011) resulta con aproximaciones más cercanas en comparación con las obtenidas de las pruebas de carga, obteniéndose un error relativo de 37.9 %. Lo mencionado puede ser también visto en la Tabla 28, la cual muestra el margen de error que se produce al comparar los resultados de capacidad de carga de las metodologías usadas con la media de las pruebas de carga (156.3 kN).

Figura 66: Capacidad de carga de los diferentes métodos presentados para el caso de Surra.



Fuente: Ninanya (2018).

Tabla 28: Resumen de cálculo de capacidad de carga para el caso de Surra.

| Método de cálculo                     | Capacidad de carga ( $kN$ ) | Error relativo(%)<br>$e_r$ |
|---------------------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| Análisis teórico - $R_L$              | 54                          | 65.6                       |
| Aoki y Velloso (1975) - $0.75R_L$     | 7                           | 95.5                       |
| Monteiro (2000) - $0.75R_L$           | 10                          | 93.6                       |
| Decourt y Quaresma (1982) - $0.75R_L$ | 97                          | 37.9                       |
| MEF (análisis numérico)               | 156                         | 0.19                       |

Fuente: Ninanya (2018).

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

- a) La estimación de la capacidad de carga de pilotes es un importante tema en la ingeniería geotécnica. El uso de métodos teóricos que consideren el efecto de la fricción negativa mejoró los resultados de capacidad de carga.
- b) Los métodos semi-empíricos se desarrollaron a base de ensayos SPT consiguiendo estimaciones más precisas con la literatura de Decourt (1982) respecto a las pruebas de campo, a excepción del caso de estudio Talara.
- c) Respecto a los métodos gráficos, la metodología de la NBR-6122 (193) consiguió los resultados de capacidad de carga más similares al de las pruebas de carga (caso de estudio Campinas y Brasilia).
- d) Los resultados numéricos calculados mediante el método de elementos finitos dieron buenas predicciones para los casos de estudio a excepción del caso de Brasilia en condiciones de suelo saturado. Con respecto a la prueba de campo de Brasilia en condiciones saturadas, la discrepancia observada en el resultado calculado (170 kN), en comparación con el valor experimental (210 kN), puede deberse al tipo de análisis considerado en la simulación numérica (análisis drenado) mientras que la prueba de campo, llevada a cabo en solo un día, probablemente necesitó un análisis adicional bajo condiciones no drenadas.
- e) En el caso de Surra, tanto las aproximaciones teóricas como semi-empíricas consiguieron resultados de capacidad de carga axial a tracción con enormes errores relativos, debiéndose a que estas últimas dependen de las condiciones del suelo. El mejor de entre ellos fue el de Decourt y Quaresma (1982), con un 37.9% de error relativo.

## **Recomendaciones**

- a) Para futuros trabajos se recomienda considerar el efecto de grupo como aumento de la capacidad de carga debido a que cuando se instala aumenta el confinamiento y a su vez la resistencia del suelo.
- b) Evaluar también la deformación ya que un buen diseño de ingeniería indica garantizar la resistencia y deformabilidad.
- c) Considerar en la simulación numérica el proceso de instalación de los pilotes para un mejor desarrollo de la curva carga x asentamiento y del resultado de capacidad de carga, así como realizar un modelaje en 3-D.
- d) Emplear métodos teóricos enfocados explícitamente al cálculo de la capacidad de carga axial a tracción de pilotes.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albuquerque, P. (2001). Estacas escavadas, hélice continua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. Estacas escavadas, hélice-continua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio através de provas de carga instrumentadas em profundidade.
- Aoki, N. (1976). Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Rio de Janeiro: Universidade Gama Filho, 44.
- Aoki, N. and Velloso, D. d. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In Proc., 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 1, pages 367–376. International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Buenos Aires.
- Bowles, L. (1996). Foundation analysis and design. McGraw-hill.
- Brinch-Hansen, J. (1963). Discussion of hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 89.
- Broms, B. B. (1966). Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles summary. Swedish Geotechnical Inst Reprints & Repts.
- Butler, H. and Hoy, H. (1977). The texas quick load test method for foundation load testing—users manual. FHWA IP-77.8, FHWA Implementation Division, Washington, DC.
- Chin, F. K. (1971). Discussion of pile tests. arkansas river project. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 97:930–932.
- Cintra, J. C. A. and Aoki, N. (2011). Fundações por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos.
- Davisson, M. (1972). High capacity piles. Proceedings, Soil Mechanics Lecture

Series on Innovations in Foundation Construction, pages 81–112.

Décourt, L. (1996). A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. SEFE III, 1:215–224.

Décourt, L. and Quaresma, A. (1982). Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca. A Construção, São Paulo.

Décourt, L. and Quaresma, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de spt. In Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, volume 6, pages 45–53.

Fellenius, B. H. (1980). The analysis of results from routine pile load tests. Ground Engineering, 13(6), 19-31.

Focht, J. A., & Vijayvergiya, V. N. (1972, January). A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay. In Offshore Technology Conference. Offshore Technology Conference.

Guimarães, R. C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. PhD thesis, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília.

Hachich, W. C., Falconi, F. F., Saes, J. L., Frota, R. G., Carvalho, C. S., and Niyama, S. (1998). Fundações: teoria e prática. Pini.

Hurtado, J. E. A. (2011). Cimentaciones profundas.

Ismael, N. F. (2001). Axial load tests on bored piles and pile groups in cemented sands. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 127(9):766–773.

Kondner, R. L. (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 89(1):115–144.

Lopes, F. R. and Velloso, D. A. (2016). Fundações-Volume completo. Oficina de Textos.

- Mamani A. (2016). Cálculo de pilotes por fricción y proceso constructivo de pilotes.
- Mascarenha, M. d. A. (2003). Influência do recarregamento e da succão na capacidade de carga de estacas escavadas em solos porosos colapsíveis. PhD thesis, Dissertação de Mestrado, Publicação no G. DM-098A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Massad, F. (1986). Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests. *Revista Solos e Rochas*, 9(1):33.
- Matos Fernandes, M. (2011). Mecânica dos solos—introdução à engenharia geotécnica.
- McClelland, B. (1974). Design of deep penetration piles for ocean structures. *J. Geotech. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng.;*(United States), 100.
- Meyerhof, G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, 2(4):301–332.
- Meyerhof, G. (1953). Bearing capacity of foundations under eccentric and inclined load. In *Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, pages 440–445.
- Monteiro, P. (1997). Capacidade de carga de estacas—método aoki-veloso. Relatório Interno de Estacas Franki Ltda.
- NBR-6122 (1996). execução de fundações (nbr 6122). Rio de Janeiro: ABNT.
- Plaxis, M. (2016). *Reference manual*.
- Skempton, A. (1948). Vane tests in the alluvial plain of the river forth near grangemouth. *Geotechnique*, 1(2):111–124.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. Chapman And Hali, Limited John Wiler And Sons, Inc; New York.
- Urbina Palacios, R. (2003). Guía para el diseño de pilotes.



- Van der Veen, C. (1953). The bearing capacity of a pile. In 3rd international conference on soil mechanics and foundation engineering, Zurich, volume 2, pages 84–90.
- Vesic, A. B. (1963). Bearing capacity of deep foundations in sand. Highway research record, (39).
- Vesic, A. S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, 98.
- Vesic, A. S. (1977). Design of pile foundations. NCHRP synthesis of highway practice, (42).
- Viana da Fonseca, A. (1996). Geomecânica dos solos residuais do granito do porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Directas–Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

## **ANEXOS**

**A1- PLANO DE UBICACIÓN – EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA DE LA  
REFINERÍA DE TALARA.**

**A2- REGISTRO DE SONDEO SE3 - S01.**

**A3- RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO POR  
ESTRATO**