



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

REDES NEURONALES PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE
PILAS

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JUAN ANTONIO PERAZA DURÁN

TUTOR
DRA. SILVIA RAQUEL GARCÍA BENÍTEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F., SEPTIEMBRE DEL 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Jaime Paredes Alberto
Secretario: Dr. Botero Jaramillo Eduardo
Vocal: Dra. García Benítez Silvia Raquel
1er. Suplente: Dr. Sarmiento Solano Neftalí
2do. Suplente: Dr. Martínez Galván Sergio Antonio

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DRA. SILVIA RAQUEL GARCÍA BENÍTEZ

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Le doy gracias al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por brindarme un espacio de trabajo durante el periodo de realización de esta tesis, así como al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca asignada durante el periodo que curse la maestría.

Agradezco a cada uno de los sinodales. Dr. Alberto Jaime P., Dr. Eduardo Botero J., Dr. Neftalí Sarmiento S. y Dr. Sergio Antonio Martínez G. por sus atinados consejos para corregir este trabajo.

Agradezco a mis compañeros, familiares y amigos que de cierta manera contribuyeron a la realización de este trabajo.

Finalmente agradezco a la persona detrás de esta investigación y que sin su apoyo no hubiese podido realizar este trabajo; una persona a quien respeto y admiro profundamente, mi tutora: la Dra. Silvia García. Gracias por su paciencia y consejos brindados durante esta etapa de mi vida. Gracias por el constante entrenamiento y prueba al que me ha sometido. Gracias por todo.

Este trabajo lo dedico a Antonio, Irma, Nancy y Claudia:

Mis cimentaciones profundas

Sin apegos.

Sin doble intención.

Sin otra que la de disfrutar.

No te fijes en el goce o la desdicha.

Observa, como el águila, la totalidad del paisaje
y si has de aterrizar, que no sea para aferrarte al suelo,
sólo para recoger lo que te sea bueno para el vuelo.

Así sea el don del águila,
estar por sobre las cosas, las situaciones,
que, como dentro de un bosque, no podemos vislumbrar más allá de su espesor.

Estar por sobre y en dominio.

Anónimo

NOMENCLATURA

A_p : Área en la punta de la pila

c : Cohesión del suelo

D : Diámetro de la pila

K : Coeficiente de empuje de tierras

K_0 : Coeficiente de empuje de tierras en reposo

L : Longitud de la pila

N : Número de impactos en la prueba SPT

N_c, N_γ, N_q : Factores de capacidad de carga (c de cohesión, γ de peso volumétrico y q de esfuerzo vertical en la punta)

OCR: Relación de preconsolidación

p_a : Presión atmosférica

Q : Carga última total

Q_c : Carga última total en compresión

Q_e : Carga última total en extensión

Q_f : Carga última en el fuste

Q_{fc} : Carga última en el fuste en compresión

Q_{fe} : Carga última en el fuste en extensión

Q_p : Carga última en la punta

Q_{pc} : Carga última en la punta en compresión

Q_{pe} : Carga última en la punta en extensión

Q_{L1} : Carga al final de la región inicial lineal de una curva carga - desplazamiento

Q_{L2} : Carga al principio de la región final lineal una curva carga - desplazamiento

q_p : Resistencia unitaria en la punta

s_u : Resistencia al corte no drenada

t_i : Espesor del estrato i

W : Peso de la pila

α : Factor empírico de adhesión

δ : Ángulo de fricción efectivo en la interfaz suelo- cimiento

γ : Peso volumétrico total del suelo

$\bar{\gamma}$: Peso volumétrico efectivo promedio

ϕ : Ángulo de fricción asociado a esfuerzos totales

ϕ' : Ángulo de fricción asociado a esfuerzos efectivos

$\bar{\phi}'$: Ángulo de fricción asociado a esfuerzos efectivos promedio

u : Presión de poro

u_0 : Presión de poro inicial

Δu : Incremento de esfuerzo de presión de poro

σ'_h : Esfuerzo horizontal efectivo

σ_{vp} : Esfuerzo vertical total a la profundidad de la punta

σ'_v : Esfuerzo vertical efectivo

σ'_{vp} : Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de la punta

$\bar{\sigma}'_v$: Esfuerzo vertical efectivo promedio

τ : Resistencia al esfuerzo cortante del suelo

$\zeta_{cs}, \zeta_{cd}, \zeta_{cr}, \zeta_{ys}, \zeta_{yd}, \zeta_{yr}, \zeta_{qs}, \zeta_{qd}, \zeta_{qr}$: Parámetros de corrección de capacidad de carga (el subíndice s indica la forma, d indica la profundidad y r indica la rigidez del suelo)

ρ_{L1} : Desplazamiento al final de la región inicial lineal

ρ_{L2} : Desplazamiento al principio de la región final lineal

CONTENIDO

| | |
|---|-----------|
| CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN | 1 |
| CAPÍTULO II. CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE PILAS | 4 |
| CAPÍTULO III. REDES NEURONALES: CONCEPTOS BÁSICOS..... | 23 |
| CAPÍTULO IV. MODELADO NEURONAL PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS | 30 |
| CAPÍTULO V. VALIDACIÓN DEL MODELO NEURONAL..... | 57 |
| CONCLUSIONES..... | 64 |
| REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA | 66 |
| APÉNDICE | 70 |

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

En los años recientes las pilas se han convertido en uno de los tipos de cimentación más usados en el mundo. Su actuación ante condiciones adversas, sus fundamentos tecnológicos y su flexibilidad económica son algunas de sus más atractivas características.

Cuando se estudian estos elementos estructurales se procura mantener el equilibrio entre el comportamiento observado (a escala natural) y lo que dictan las teorías físico-mecánicas. La geotecnia ha intentado dar soluciones a este reto, pero la experiencia más reciente ha mostrado que los modelos tradicionales están siendo rebasados por la complejidad de respuesta de los sistemas suelo-estructura. Las incertidumbres adheridas a las pruebas sobre pilas ejecutadas en campo, la excesiva simplificación a la que obligan los postulados teóricos, las diferencias entre las hipótesis sobre el medio y lo que los ingenieros constructores enfrentan en sitio, colocan a esta tarea como difícil de resolver y que requiere más flexibles alternativas de solución.

En la búsqueda de nuevas tecnologías y herramientas para analizar cimentaciones profundas debe tomarse en cuenta la presencia de una amplia gama de comportamientos, la imposibilidad para medir algunas variables o peor aún, el desconocimiento de los parámetros que dirigen ciertos estados, y una incompleta composición de las bases de datos. En esta investigación se presentan a las redes neuronales (RN) como una alternativa en el estudio de la respuesta del sistema suelo-pila sin sustituir los conceptos básicos, propios de los análisis convencionales, ni el juicio ingenieril. Particularmente se usan las ventajas de esta herramienta del cómputo aproximado (estudio de sistemas complejos a través de relaciones multiparamétricas y multidimensionales, flexibles y adaptativas) para estimar la capacidad de carga de pilas. La información compilada de un gran número de pruebas de carga realizadas por diversos investigadores bajo variadas condiciones de geométricas y geotécnicas, es usada para desarrollar el modelo propuesto en esta investigación y sustenta la calificación de esta propuesta como práctica, asequible, económica y confiable.

Objetivo

Mostrar la eficiencia de las RN cuando se desarrolla una mejor ingeniería práctica, a la vez que se incrementa el conocimiento y la certeza en los diseños y análisis. Mostrando el modelo neuronal que estima la capacidad de carga de pilas sujetas a carga axial, a través del diámetro y longitud de la pila, del esfuerzo vertical efectivo, del número de impactos de la prueba SPT, de la resistencia al corte no drenado y del ángulo de fricción efectivo, se respaldan las cualidades de las redes.

Alcances

Los alcances de este trabajo incluyen:

- i) Una RN que permita calcular la capacidad de carga última de pilas sujetas a extensión coladas en suelos granulares (RENE-GE).
- ii) Una RN que permita calcular la capacidad de carga última de pilas sujetas a extensión coladas en suelos cohesivos (RENE-CE).
- iii) Una RN que permita calcular la capacidad de carga última de pilas sujetas a compresión coladas en suelos granulares (RENE-GC).
- iv) Una RN que permita calcular la capacidad de carga última de pilas sujetas a compresión coladas en suelos cohesivos (RENE-CC).
- v) El análisis de la influencia de las características geométricas y geotécnicas en la capacidad de carga de las pilas tomando en cuenta las relaciones multidimensionales/no lineales obtenidas durante el entrenamiento neuronal.

Organización del estudio

Esta tesis se divide en capítulos que progresivamente introducen al lector a la teoría de las redes neuronales y a su aplicación en la determinación de la capacidad de carga de pilas.

En el capítulo 2 se encuentran los conceptos básicos de las pilas, su definición, el papel que juegan en el conjunto de las cimentaciones profundas y las ventajas de su uso. Se describen los fundamentos de los métodos semi-empíricos y empíricos que se emplean actualmente para determinar la capacidad de carga de cimentaciones profundas (en fuste y en punta) tanto en condiciones drenadas como no drenadas. También se enuncian las etapas generales de las pruebas de carga en pilas haciendo hincapié en su interpretación y particularidades, ya que a partir de estos registros se construye el modelo presentado en esta investigación.

El capítulo 3 comprende conceptos generales sobre redes neuronales; se describen, no exhaustivamente, sus bases matemáticas, las reglas de entrenamiento y se enuncia la metodología para concretar un modelo neuronal, con dirección de esta descripción a su inclusión como alternativa de análisis en la Ingeniería Civil.

En el capítulo 4 se presenta el modelo neuronal, objetivo primordial de esta investigación. Se muestran las etapas de entrenamiento y prueba de las redes y se comparan las predicciones de esta alternativa de análisis con resistencias calculadas con métodos empíricos y semi-empíricos convencionales.

En el capítulo 5 se muestra la actuación del modelo ante casos no contenidos en las bases de datos con las que fue desarrollado para validar el desempeño de las redes propuestas y su capacidad de generalizar el conocimiento adquirido.

En las conclusiones de esta investigación, capítulo 6, se concreta sobre las ventajas y particularidades del modelo neuronal en la solución de cuestionamientos prácticos ingenieriles, haciendo énfasis en su gran potencial como ingrediente que ayuda a equilibrar el estado del arte y el estado de la práctica geotécnica.

CAPÍTULO II

CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE PILAS

En este capítulo se enuncian los conceptos básicos de las pilas, su definición, el papel que juegan en el conjunto de las cimentaciones profundas y las ventajas de su uso. Se describen los fundamentos de los métodos semi-empíricos y empíricos que se emplean actualmente para determinar la capacidad de carga de cimentaciones profundas (en fuste y en punta) tanto en condiciones drenadas como no drenadas. Finalmente se mencionan las etapas generales de las pruebas de carga en pilas haciendo hincapié en su interpretación y particularidades.

2.1. Generalidades

En el diseño y construcción de una cimentación se busca que el suelo sobre el cual está apoyada cumpla con dos requisitos fundamentales:

1. Que tenga la capacidad suficiente para soportar adecuadamente las cargas provenientes de la estructura.
2. Que la compresibilidad del suelo permita soportar esas cargas sin rebasar los asentamientos que para el proyecto se marquen como admisibles.

Generalmente el primer criterio cuando se elige la cimentación más eficiente, es desplantarla en estratos lo más superficiales posible, buscando un proyecto económico. Sin embargo, cuando los requisitos 1 y 2 no se cumplen en estratos superficiales es necesario migrar hacia estratos más profundos cuya resistencia y compresibilidad sean más adecuadas, generando lo que se conoce como cimentación profunda.

De acuerdo con la manera en que la carga impuesta por la estructura es transmitida al subsuelo, las cimentaciones profundas se dividen en dos tipos:

- i. aquellas en las que la base del cimiento se apoya en un suelo muy resistente y poco compresible y la transmisión de carga se realiza en la punta, y
- ii. aquellas en las que el cimiento queda embebido dentro del suelo de tal forma que la carga que recibe de la estructura se equilibra por la fricción que se desarrolla a lo largo de la interfaz suelo-cimiento.

Las cimentaciones del inciso i) se conocen como pilas y pilotes de punta (Figura 2.1.a) mientras que las segundas se conocen como pilas y pilotes de fricción (Figura 2.1.b). Es importante mencionar que toda cimentación profunda desarrolla capacidad de carga por punta y por fricción (Terzaghi y Peck, 1967), sin embargo es común que la contribución de una de ellas tienda a ser despreciable y sea la que desarrolla la mayor contribución a la capacidad de carga del cimiento la que otorgue su etiqueta de clasificación.

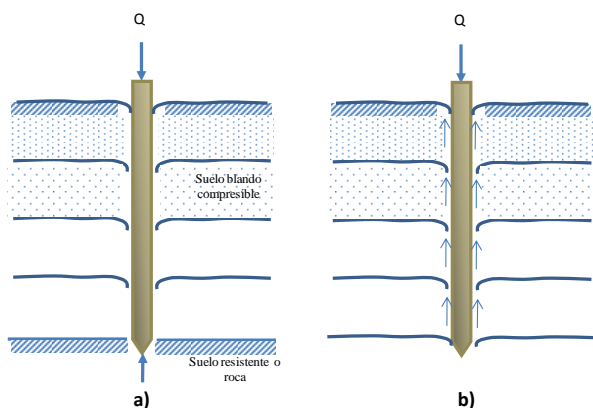


Figura 2.1. Tipos de pilas y pilotes (a) de punta, (b) de fricción.

La principal diferencia entre una pila y un pilote estriba en que las pilas son elementos estructurales que presentan una sección transversal considerablemente mayor comparada con la de los pilotes. Desde un enfoque constructivo, generalmente suele nombrarse pilote al elemento de cimentación que es prefabricado e hincado y se conoce como pila a la columna de concreto construida a partir de una excavación y el colado de concreto. Las consideraciones técnicas que ponderan la selección de una cimentación profunda basada en pilas sobre una basada en pilotes son:

- Las pilas como elementos prefabricados no requieren de un espacio adicional para la planta de fabricación ni para su almacenamiento como elementos terminados.
- Las pilas no están expuestas a sufrir daños estructurales por maniobras de instalación (no se requieren golpes de hincado).
- La longitud de las pilas puede cambiar dependiendo la profundidad de los estratos resistentes de acuerdo con las condiciones geotécnicas *in situ*.
- La fabricación de las pilas siempre es monolítica y no requiere de juntas especiales.
- Las pilas pueden ser usadas en todo tipo de suelo, incluso en presencia de gravas y boleas, con la aplicación del procedimiento adecuado que permita la estabilización de la pared de las perforaciones.

Algunas condiciones donde no es apropiado construir pilas son:

- Cuando existen estratos de suelo de baja a muy baja consistencia donde no se garantiza la calidad suficiente en la construcción.
- Donde, en la profundidad de desplante de la excavación, exista material suelto.
- Donde no se permita la adecuada instalación del ademe (el confinamiento de suelo no es constante).

Esta investigación se concentra exclusivamente en el estudio del comportamiento de pilas o elementos colados *in situ*.

2.2. Funcionamiento de las pilas

Una pila es esencialmente una columna de concreto construida *in situ* que representa la transición entre las fuerzas de la superestructura y el suelo. Esta cimentación se construye a partir de una excavación cilíndrica, la colocación de un ademe de refuerzo (de ser necesario) y el colado del concreto en dicha excavación. Con el equipo de perforación adecuado, los diámetros de las pilas pueden alcanzar hasta 6 metros y las longitudes pueden sobrepasar los 70 metros.

En general se usan pilas como elementos de cimentación cuando se requiere: i) transmitir las cargas de una estructura a través de un estrato de suelo blando hasta un estrato de suelo resistente que garantice el apoyo adecuado, ii) transmitir la carga a un estrato de suelo blando utilizando la fricción lateral que se produce entre el suelo y la pila y/o iii) alcanzar con la cimentación materiales más profundos que no estén sujetos a erosión, socavaciones u otras acciones nocivas.

Las pilas pueden ser de pared completamente vertical o acampanada en el fondo y el concreto empleado puede ser reforzado, parcialmente reforzado o sin refuerzo. Las pilas son construidas por excavación seca, con lodos, ademada, o la combinación de estos métodos. Estos procedimientos tienen alto impacto en el desempeño de la cimentación por lo tanto debe ser considerado en su análisis y diseño (Woodward et al., 1972; Greer y Gardner, 1986; Reese y O'Neill, 1988; Kulhawy, 1991).

En condiciones de trabajo normal las pilas están sujetas a carga axial, carga lateral y momentos de flexión y/o torsión. La aplicación de redes neuronales presentada en esta tesis versa únicamente sobre el comportamiento de pilas verticales sujetas a carga axial (compresión y extensión) y los aspectos de construcción que tienen impacto en el análisis de esta situación.

2.2.1. Comportamiento general bajo carga axial

En la Figura 2.2 se muestra la forma típica de la curva carga-desplazamiento de una pila cargada axialmente. La curva superior representa la respuesta a la carga total aplicada en la cabeza de la pila mientras que las otras dos curvas corresponden a las componentes de carga en el fuste y en la punta.

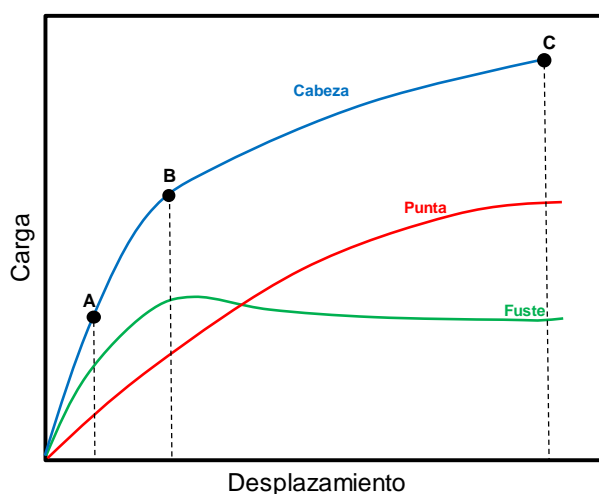


Figura 2.2. Curva carga –desplazamiento típica de una pila sujeta a carga axial (Chen y Kulhawy, 1994).

La Figura 2.3 esquematiza los esfuerzos y fuerzas que actúan en una pila axialmente cargada. La carga última en el fuste (Q_f) se define como aquella que moviliza la máxima resistencia al corte del suelo debido a la fricción producida entre éste y el fuste de la pila a través de toda la superficie de contacto. El mecanismo de resistencia en el fuste es controlado por los esfuerzos normales efectivos (σ'_h), los esfuerzos verticales efectivos (σ'_v), y los parámetros mecánicos del suelo en el área superficial de la pila. La carga última por punta (Q_p) se define como el máximo valor que la pila en su desplante es capaz de soportar antes de ocasionar la falla en el estrato de apoyo, comportamiento regido principalmente por las dimensiones de la pila, el efecto de sobrecarga (q) y los parámetros mecánicos del suelo en el estrato de soporte de la pila. Generalmente el valor máximo de Q_p se alcanza con desplazamientos en punta de aprox. 5% el diámetro de la pila, mientras que Q_f se alcanza con desplazamientos locales de 5 a 10 mm.

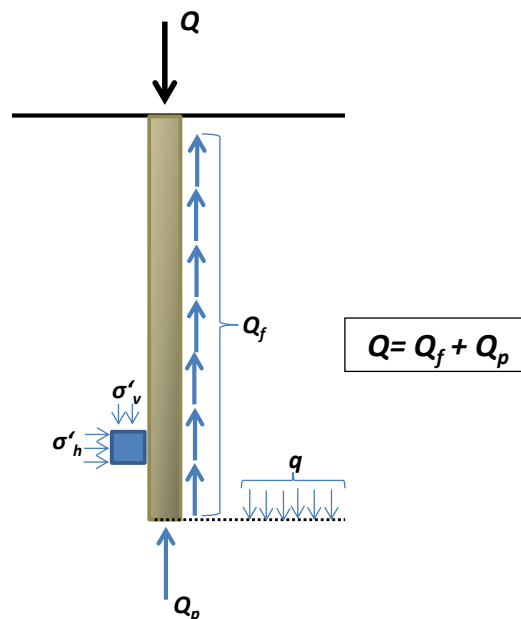


Figura 2.3. Esfuerzos y fuerzas actuando en una pila axialmente cargada, (O'Neill, 2001)

La carga última total (Q) corresponde a la suma de las cargas últimas por fricción y por punta. Por equilibrio de fuerzas, la capacidad de carga última neta en compresión (Q_c) está dada por:

$$Q_c = Q_{fc} + Q_{pc} - W \quad (2.1)$$

donde el subíndice c se añade para distinguir la carga a compresión y W se refiere al peso de la pila.

La capacidad de carga última neta en extensión (Q_e) está dada por:

$$Q_e = Q_{fe} + Q_{pe} + W \quad (2.2)$$

donde el subíndice e se refiere de la misma forma a la condición en extensión. Ambos análisis se pueden desarrollar bajo condición de esfuerzos efectivos (drenada) o de esfuerzos totales (no drenada).

Para entender el comportamiento de una pila sujeta a compresión considere la Figura 2.4.a donde se esquematiza para la pila: la longitud (L), el diámetro (D), el peso (W), la capacidad de carga última total (Q_c), la capacidad de carga última en la punta (Q_{pc}) y en el fuste (Q_{fc}). La Figura 2.4.b muestra la distribución de la resistencia al corte en el suelo (τ) actuando a lo largo del fuste y en la punta de la pila.

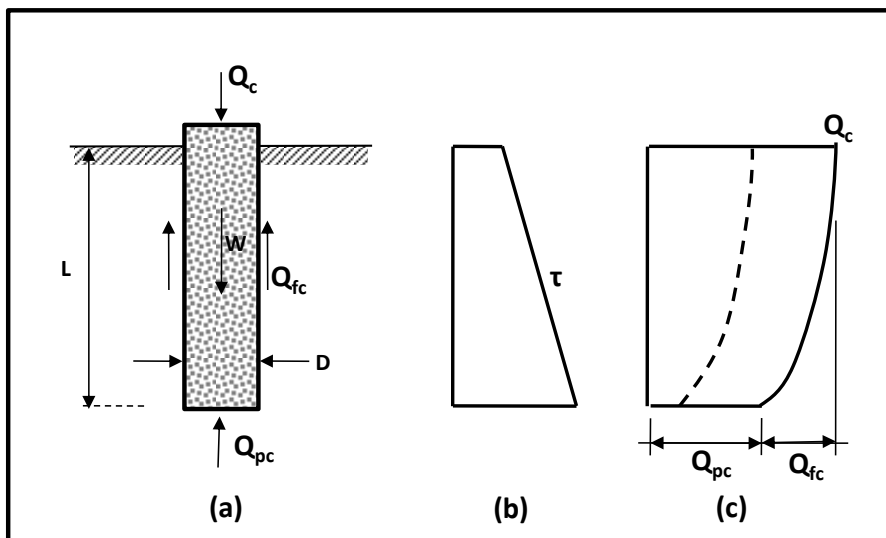


Figura 2.4. Diagrama de fuerzas en pilas sujetas a compresión.

Cuando una carga de compresión es aplicada en la cabeza de la pila ocurren desplazamientos, los cuales empiezan a movilizar la resistencia al corte del suelo. Este proceso transfiere la carga al suelo, tal como se muestra en la curva punteada de la Figura 2.4.c. La carga transferida a la punta es muy pequeña, correspondiente al punto A de la Figura 2.2. Cuando se incrementa la carga en la cabeza de la pila hasta el punto B de la Figura 2.2, toda la resistencia al corte en el suelo es movilizada a lo largo del fuste y cualquier incremento de carga mayor será tomado por la punta de la pila. Cuando la carga en la cabeza de la pila se incrementa más allá del punto B, la resistencia en la punta es movilizada (punto C de la Figura 2.2) y el patrón de transferencia de carga está dado por la línea sólida de la Figura 2.4.c. Durante el proceso de carga de B a C la resistencia en el fuste se puede incrementar, disminuir o permanecer constante, dependiendo de las características esfuerzo-deformación de la interfaz suelo-pila.

Sobre el comportamiento en extensión, considere el diagrama de fuerzas de la Figura 2.5.a donde se esquematiza para la pila: la longitud (L), el diámetro (D), el peso (W), la capacidad de carga última total (Q_e) y la capacidad de carga última en la punta (Q_{pe}) y en el fuste (Q_{fe}) en extensión. La Figura 2.5.b muestra la distribución de la resistencia al corte en el suelo (τ) actuando a lo largo del fuste y en la punta de la pila. Las pilas sujetas a extensión desarrollan la misma forma de las curvas carga–desplazamiento mostrada en la Figura 2.2. Sin embargo, el diagrama de fuerzas es diferente (Figura 2.5.a). En la Figura 2.5.b se muestra la distribución de la resistencia al corte del suelo (τ) que puede actuar a lo largo del fuste de la pila y la transferencia de carga en el suelo (Figura 2.5.c). Generalmente el valor de Q_{pe} es prácticamente nulo, debido a que los suelos presentan resistencia a la tensión muy baja o nula.

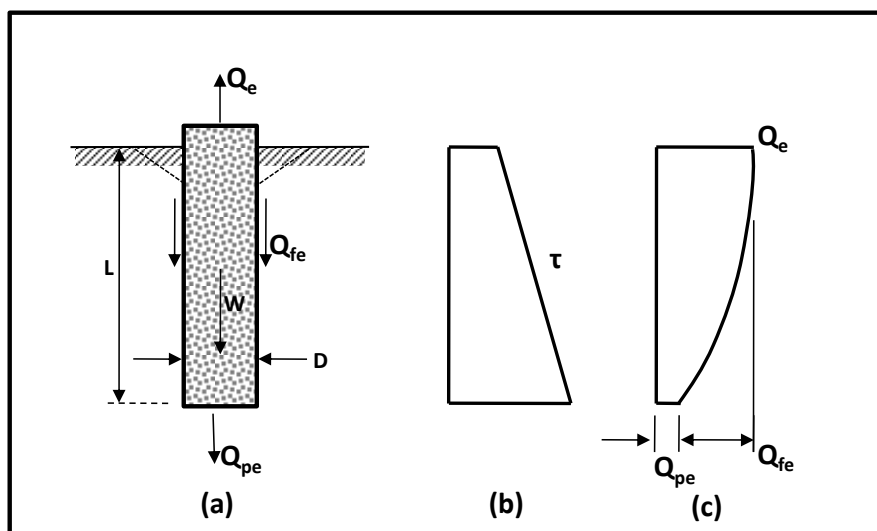


Figura 2.5. Diagrama de fuerzas en pilas coladas sujetas a extensión.

Las Figuras 2.2 a 2.5 ilustran varios puntos importantes en el comportamiento de pilas sujetas a carga axial: i) la respuesta carga-desplazamiento es no-lineal, ii) la resistencia total en el fuste se desarrolla completamente en niveles bajos de desplazamiento y iii) la resistencia total en la punta se desarrolla en niveles altos de desplazamiento. La transferencia de carga en la cimentación depende principalmente de la resistencia al corte a lo largo del fuste y por debajo de la punta, la geometría de la pila, la carga aplicada, la rigidez relativa de la pila y del suelo, principalmente.

2.3. Cálculo de la capacidad de carga última en pilas

La estimación de la capacidad de carga en pilas puede realizarse mediante métodos empíricos (basados en experiencia) y/o semi-empíricos (combinación de experiencia y fundamentos teóricos), por lo que se describen de forma resumida los métodos de mayor reconocimiento y uso en la práctica profesional. Con base en las condiciones del suelo y carga, los métodos analíticos para estimar la resistencia de cimentaciones profundas generalmente son de dos tipos:

- Análisis bajo condición de esfuerzos efectivos

Cuando un suelo es lo suficientemente granular para que no se desarrollen excesos de presión de poro durante la carga ($\Delta u = 0$) o para condiciones a largo plazo en suelos finos, se prevén condiciones drenadas, por lo que se asume que el comportamiento del suelo será el caso de un material granular (sin cohesión) y los parámetros del suelo fungirán en condición de esfuerzos efectivos.

- Análisis bajo condición de esfuerzos totales

Para condiciones no drenadas (por ejemplo se desarrolla cuando las cargas son aplicadas rápidamente en suelos finos saturados) los esfuerzos de presión de poro se presentan en el suelo a esfuerzo efectivo constante y conlleva al análisis conocido como análisis de esfuerzos totales. Con este tipo de análisis la capacidad del suelo es descrita exclusivamente en términos de la resistencia al corte no drenada (s_u).

2.3.1. Determinación de la capacidad de carga última en el fuste

La capacidad de carga última en el fuste (Q_f) está dada por la siguiente ecuación:

$$Q_f = f_s A_s \quad (2.3)$$

donde:

f_s = resistencia unitaria en el fuste,

A_s =área del fuste de la pila= πDL

Como se puede observar, la capacidad de carga en el fuste está en función de dos factores: la componente geométrica que depende exclusivamente de las dimensiones de la pila y la componente asociada a la resistencia desarrollada entre el suelo y el fuste. La determinación de esta última puede tener niveles de incertidumbre considerables debido al heterogéneo comportamiento de las masas de suelo, razón por la que se han propuesto numerosas ecuaciones y herramientas, cuyo nivel de representatividad varía en función del respaldo o desarrollo teórico que lo sostiene.

A) Análisis en función de esfuerzos efectivos

Método semi- empírico

El método β (Kulhawy *et al.*, 1983) es un análisis que considera la fricción entre la interfaz suelo-pila. La resistencia unitaria en el fuste (f_s) es la suma de la resistencia al corte de suelo en la superficie de contacto de la pila, en condiciones drenadas:

$$f_s = \int_0^L \sigma'_v(z) K(z) \tan \delta(z) dz \quad (2.4)$$

donde:

L = longitud de la pila,

z = profundidad analizada,

σ'_v =esfuerzo vertical efectivo,

δ = ángulo de fricción efectivo en la interfaz suelo- cimiento y

K = coeficiente de empuje de tierras (σ'_h/σ'_v)

El ángulo de fricción en la interfaz (δ) controla la resistencia en el fuste entre el suelo y el cimiento. Kulhawy *et al.* (1983) demostraron que δ puede ser expresada en términos del ángulo de fricción efectivo (ϕ), y que δ/ϕ puede variar de 1.0 a 0.5 dependiendo de la rugosidad en la interfaz entre materiales. Sugieren $\delta = 1.0$ para pilas coladas.

Dentro de los parámetros necesarios para resolver f_s , el coeficiente de empuje de tierras (K), el cual depende del coeficiente de empuje de tierras en reposo (K_0), quizá sea el término más difícil e importante por determinar. Desafortunadamente K_0 no es un parámetro que tradicionalmente se obtenga de investigaciones en campo a pesar de su influencia en un gran número de problemas geotécnicos. Con esta incertidumbre hay que tomar la indicación de Kulhawy *et al.* (1983) que fija a K/K_0 (para pilas coladas) entre 0.66 y 1.0, y lo declaran dependiente del método constructivo y la evolución del estado de esfuerzos (Tabla 2.1).

Tabla 2.1. Relación K/K_0 para diversos tipos de cimentaciones (Modificado de Kulhawy *et al.*, 1983)

| Tipo de cimentación y método de instalación | Relación entre presión de tierra y presión de tierra en reposo (K/K_0) |
|---|--|
| Pilotes hincados con chiflones | $\frac{1}{2} a \frac{2}{3}$ |
| Pilas coladas | $\frac{2}{3} a 1$ |
| Pilotes hincados con desplazamientos pequeños | $\frac{3}{4} a 1 \frac{1}{4}$ |
| Pilotes hincados con desplazamientos grandes | $1 a 2$ |

Método empírico

El método de Reese y O’Neill (1988) es una ecuación empírica basada en un conjunto de 41 pruebas de carga ejecutadas exclusivamente en pilas. La resistencia unitaria del fuste está dada por la siguiente expresión:

$$f_s = \beta \sigma'_{vz} \leq 200 \text{ kPa} \tag{2.5}$$

donde σ'_{vz} es el esfuerzo vertical efectivo a una profundidad z ; $\beta = 1.5 - 0.245\sqrt{z}$, con límites de $1.2 \geq \beta \geq 0.25$ y z es la profundidad por debajo del nivel de superficie, en m. El parámetro β depende solamente de la profundidad y σ'_{vz} implica el peso volumétrico del suelo y la posición del nivel freático. Basándose en pruebas subsecuentes, O’Neill (1994) recomienda que β sea normalizado a $N_{60}/15$ para estratos de arena con $N < 15$ de la prueba de penetración estándar SPT.

B) Análisis en función de esfuerzos totales

Método semi- empírico

El método α (Tomlinson, 1957) propone que la capacidad de carga en el fuste está relacionada con la resistencia al corte no drenada (s_u) mediante un coeficiente empírico (α) denominado factor de adhesión. Para el análisis no drenado, la capacidad de carga última en el fuste (f_s) está dada por:

$$f_s = \alpha \int_0^L s_u(z) dz \tag{2.6}$$

donde:

L = longitud de la pila,

z = profundidad analizada,

s_u = resistencia al corte no drenada del suelo evaluado en la mitad del estrato y

α = factor empírico de adhesión.

El factor α originalmente se basó en correlaciones empíricas con la resistencia al corte no drenada derivado de estudios para pilotes hincados, pero subsecuentes investigaciones demostraron que también es aplicable para pilas coladas.

Stas y Kulhawy (1984) evaluaron la información de 106 pilas (Figura 2.6) y desarrollaron la siguiente expresión empírica:

$$\alpha = 0.21 + 0.26 \left(\frac{p_a}{s_u} \right) \leq 1.0 \quad (2.7)$$

donde p_a = presión atmosférica en las mismas unidades que s_u . No obstante varios investigadores (Randolph y Murphy, 1985; Semple y Rigden, 1986) demostraron que α es complejamente relacionada con otros parámetros del suelo tales como el esfuerzo vertical efectivo promedio ($\bar{\sigma}'_v$) y la relación de preconsolidación (OCR).

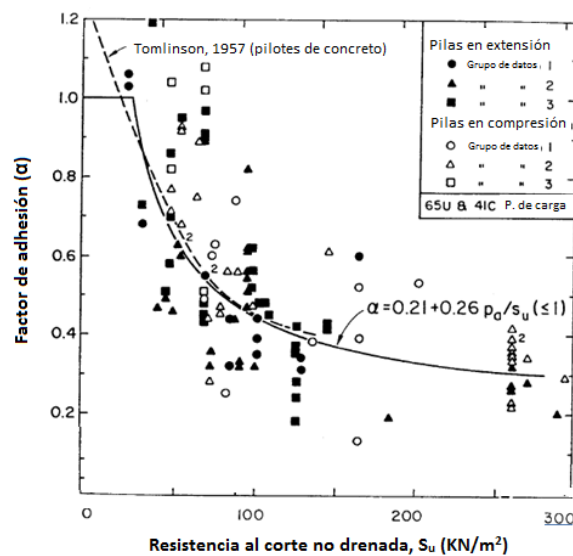


Figura 2.6. α vs s_u para pilas coladas (Stas y Kulhawy, 1984).

Método empírico

Schmertmann (1975) usó algunas correlaciones empíricas para estimar la resistencia en el fuste de suelos cohesivos a partir del número de golpes de la SPT (N) (Tabla 2.2). La experiencia subsecuente ha demostrado que las predicciones con estas ecuaciones tienden a ser muy conservadoras.

Tabla 2.2. Correlaciones N vs f_s para pilas coladas con rangos de N de 5 a 60* (Modificado de Schmertmann, 1975)

| Tipo de suelo | Clasificación SUCS | f_s (kPa) |
|-----------------------------|------------------------|-------------|
| Arena uniforme | GW, GP, GM, SW, SP, SM | 2.0 N |
| Arcilla limo arenosa, limos | GC, SC, ML, CL | 4.22 N |
| Arcillas plásticas | CH, OH | 5.27 N |

*Para $N < 5$, usar 0. Para $N > 60$, usar 60

2.3.2. Determinación de la capacidad de carga última en la punta

La capacidad de carga última en la punta (Q_p) está dada por la siguiente ecuación:

$$Q_p = q_p A_p \quad (2.8)$$

donde:

q_p = resistencia unitaria en la punta, y

A_p = área en la punta de la pila= $\pi D^2/4$.

Al igual que la capacidad de carga en el fuste, la capacidad de carga en la punta está en función de dos factores: la componente geométrica que depende exclusivamente de las dimensiones de la pila y la componente asociada a la resistencia ejercida en el suelo bajo la punta.

A) Análisis en función de esfuerzos efectivos

Método semi-empírico

La solución general para q_p (Vesic, 1975) es la ecuación de Terzaghi- Bulisman:

$$q_p = cN_c + 0.5D\gamma N_\gamma + qN_q \quad (2.9)$$

donde:

c = cohesión del suelo,

γ =peso volumétrico del suelo

q =esfuerzo vertical a la profundidad de la punta (γL)

N_c, N_γ, N_q = factores de capacidad de carga, dados por las siguientes ecuaciones:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (2.10)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (\text{nota: si } \phi \rightarrow 0, N_c \rightarrow 5.14) \quad (2.11)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (2.12)$$

donde ϕ = ángulo de fricción del suelo. La relación entre los factores de capacidad de carga se muestra gráficamente en la Figura 2.7.

La ecuación 2.9 fue desarrollada para condiciones idealizadas de falla general por esfuerzo cortante para una cimentación superficial de longitud infinita. Para extender esta ecuación a condiciones más detalladas varios autores (Hansen, 1970; Vesic, 1975) han realizado modificaciones a esta expresión. En su forma general, la ecuación modificada para estimar la resistencia en punta está dada por:

$$q_p = cN_c \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{cr} + 0.5D\gamma N_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma r} + q' N_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qr} \quad (2.13)$$

Los parámetros de corrección ζ extienden la teoría para adaptarse a las condiciones del suelo, tienen subíndice doble para indicar el término en que están aplicados (N_c, N_γ, N_q) y al aspecto que describen (s para forma, d para profundidad y r para rigidez). Para cimentaciones profundas de sección transversal circular (caso de pilas), los parámetros de corrección se presentan en la Tabla 2.3.

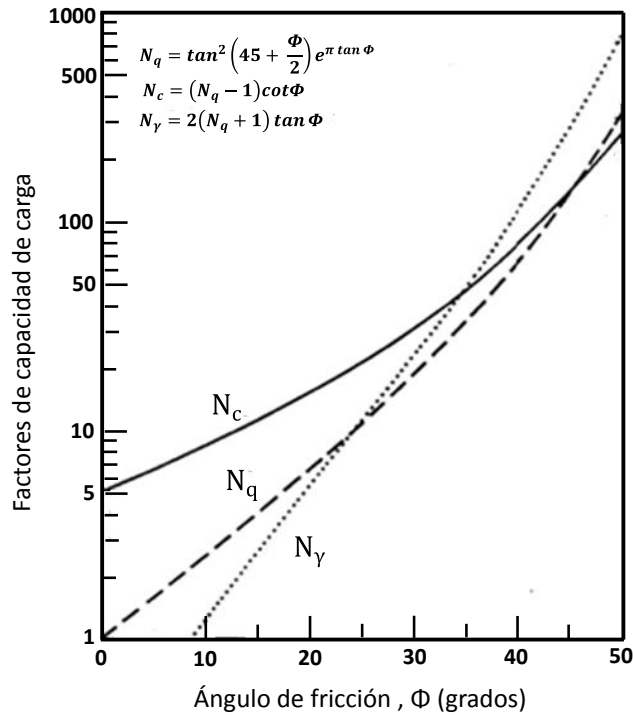


Figura 2.7. Factores de capacidad de carga (Vesic, 1975).

Para carga drenada, la cohesión efectiva normalmente es cero ($c'=0$), y por lo tanto la ecuación 2.13 se reduce a:

$$q_p = 0.5D\gamma N_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma r} + q N_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qr} \tag{2.14}$$

y sustituyendo los valores apropiados de ζ de la Tabla 2.3 en la ecuación 2.14, la ecuación para estimar la resistencia en punta para pilas en condiciones drenadas se expresa:

$$q_p = 0.3D\bar{\gamma}' N_\gamma \zeta_{\gamma r} + q' N_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qr} \tag{2.15}$$

Tabla 2.3. Parámetros de corrección de capacidad de carga para cimentaciones circulares profundas (Vesic, 1975)

| Modificación | Símbolo | Valor |
|--------------|--------------------|---|
| Forma | ζ_{cs} | $1 + (N_q/N_c)$ |
| | $\zeta_{\gamma s}$ | 0.6 |
| | ζ_{qs} | $1 + \tan \Phi$ |
| Profundidad | ζ_{cd} | $\zeta_{qd} - [(1 - \zeta_{qd})/(N_c \tan \Phi)]$ |
| | $\zeta_{\gamma d}$ | 1.0 |
| | ζ_{qd} | $1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 [(\pi/180) 1/\tan(D/B)]$ |
| Valor | ζ_{cr} | $\zeta_{qr} - [(1 - \zeta_{qr})/(N_c \tan \Phi)] \leq 1$ |
| | $\zeta_{\gamma r}$ | ζ_{qr} |
| | ζ_{qr} | $\exp\{-3.8 \tan \Phi + [(3.07 \sin \Phi)(\log_{10} 2l_{rr})/(1 + \sin \Phi)]\} \leq 1$ |

donde $\bar{\gamma}'$ es el peso volumétrico efectivo promedio entre la profundidad L a $L + D$, q' es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad L . Las profundidades L a $L + D$ es la zona aproximada donde se desarrolla la mayor resistencia en capacidad de carga. El valor apropiado de ϕ para usar en condiciones drenadas es el ángulo de fricción interna en condiciones efectivas (ϕ').

Método empírico

Un criterio práctico para estimar la capacidad de carga por punta de pilas coladas en suelos predominantemente granulares es propuesto por O'Neill y Reese (1999). El criterio relaciona la resistencia unitaria en la punta (q_p) con N_{60} de la SPT mediante las siguientes relaciones:

$$\text{para } 0.057N_{60} \leq 50, q_p = 1.2 N_{60} \quad (2.16)$$

$$\text{para } N_{60} > 50, q_p = 0.59 \left[N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right) \right]^{0.8} \sigma'_v \quad (2.17)$$

$$N_{60} = N \left(\frac{E}{60} \right), E \approx 60 \quad (2.18)$$

donde:

N_{60} = promedio del número de impactos de la prueba SPT (corregido por eficiencia del martillo) en la zona considerada.

p_a = presión atmosférica (= 0.101MPa)

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo en la punta (MPa)

El valor de q_p en la ecuación 2.16 está limitado a 3.0 MPa y N_{60} esta limitado a 100 en la ecuación 2.17, a menos que valores mayores sean justificados mediante pruebas de carga.

B) Análisis en función de esfuerzos totales

Método semi-empírico

Para carga axial sujeta a compresión, donde $\phi = 0$ en carga no drenada y $s_u = c$, la ecuación 2.13 es adaptada con los siguientes factores de capacidad de carga: $N_c = 5.14$, $N_\gamma = 0$ y $N_q = 1$. Con estos valores la ecuación 2.13 se reduce a:

$$q_p = 5.14s_u\zeta_{cs}\zeta_{cd}\zeta_{cr} + q\zeta_{qs}\zeta_{qd}\zeta_{qr} \quad (2.19)$$

Para cimentaciones profundas de sección transversal circular (caso de pilas), los parámetros de corrección de condición no drenada son los enlistados en la Tabla 2.4. Incorporando los parámetros de corrección para carga no drenada en cimentaciones circulares de la Tabla 2.4 la ecuación 2.19 se reduce a:

$$q_p = 6.17s_u\zeta_{cd}\zeta_{cr} + q \quad (2.20)$$

donde:

q = esfuerzo vertical total en la punta de la pila (= γL)

γ = peso volumétrico total del suelo.

Tabla 2.4. Parámetros de corrección para cimentaciones profundas circulares en condición no drenada (Vesic, 1975)

| Modificación | Símbolo | Valor |
|--------------|--------------|---------------------------------------|
| Forma | ζ_{cs} | 1.2 |
| | ζ_{qs} | 1.0 |
| Profundidad | ζ_{cd} | $1 + 0.33[(\pi/180) 1/\tan(D/B)]$ |
| | ζ_{qd} | 1.0 |
| Valor | ζ_{cr} | $0.44 + 0.60 \log_{10} I_{rr} \leq 1$ |
| | ζ_{qr} | 1.0 |

La resistencia en la punta de una pila sujeta a extensión no drenada se desprecia, tal como se hace en condición de carga drenada. Si se presenta succión en la punta se realiza una estimación para evaluar las fuerzas que contribuyen a la resistencia respecto a la extensión, dada por la siguiente ecuación:

$$Q_{pe} = (-\Delta u - u_0)A_p \tag{2.21}$$

donde:

u_0 =esfuerzo de presión de poro inicial en la punta de la pila, y

Δu =cambio en la presión de poro ocasionado por carga no drenada, dado por $\Delta u = -W/A_p$

W =peso de la pila.

La capacidad de carga última de la punta de una pila sujeta a extensión es dramáticamente diferente a la que se presenta bajo compresión. En extensión drenada se desarrolla una resistencia mucho menor por lo que los términos comúnmente son despreciados. En extensión no drenada la capacidad de carga última de la punta puede ser desarrollada por succión, sucediendo por efecto de presión de poro, bien sabido que no actúa durante condiciones de carga drenada. La succión se desarrolla sólo en suelos finos durante carga no drenada y se disipa rápidamente con el tiempo (días o semanas), por tanto debe ser considerado en casos de carga transitoria. La tensión en la punta usualmente es rechazada debido a que la mayoría de los suelos tiene resistencia a la tensión muy baja (Kulhawy *et al.*, 1983).

Algunos suelos en depósitos naturales pueden tener cohesión y ángulo de fricción interna. Entre estos depósitos se encuentran las arenas cementadas, gravas, suelos parcialmente saturados y arcillas altamente preconsolidadas. Si se determina que el suelo en cuestión tiene cohesión entonces el término referente debe ser añadido a las ecuaciones de capacidad de carga en punta (ecs. 2.13-2.15) y a la ecuación de capacidad de carga en el fuste (ec. 2.6).

En suelos cementados debe tomarse en cuenta si el proceso constructivo altera o destruye su cementación. Si así sucede, entonces la cohesión pudiera perderse permanentemente. Los suelos parcialmente saturados normalmente obtienen su cohesión a partir de tensión capilar en los poros del suelo. Si el nivel freático sube la tensión disminuye eventualmente a cero cuando el suelo se satura al 100%.

Método empírico

O'Neill y Reese (1999) proponen la siguiente ecuación para pilas cargadas axialmente en suelo cohesivo. La resistencia unitaria de punta se expresa mediante:

$$q_p = N_c s_u \leq 4 \quad (2.22)$$

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{L}{D} \right) \right] \leq 9 \text{ para } s_u > 4 \text{ MPa} \quad (2.23)$$

$$N_c = 4 \left[1 + 0.2 \left(\frac{L}{D} \right) \right] \leq 9 \text{ para } s_u < 4 \text{ MPa} \quad (2.24)$$

donde:

D = diámetro de la pila

L = longitud de la pila

s_u = resistencia al corte no drenada (MPa)

No se recomienda utilizar la ecuación 2.22 para estimar la resistencia de punta en pilas con diámetro mayor que 1.9 m, ya que las deformaciones requeridas para movilizar plenamente el valor de Q_p calculado por lo general serán mayores que las admisibles. Por lo tanto para pilas coladas en arcillas con $s_u > 0.096$ MPa y con $D > 1.9$ m el valor de q_p se deberá reducir a q_{pr} mediante el siguiente factor de corrección:

$$q_{pr} = q_p F_r \quad (2.25)$$

$$F_r = \frac{760}{12aD + 760b} \leq 1.0 \quad (2.26)$$

donde:

$$a = 0.0071 + 0.0021 \left(\frac{L}{D} \right) \leq 0.015 \quad (2.27)$$

$$b = 1.45 \sqrt{2s_u} \quad (2.28)$$

para $0.5 \leq b \leq 1.5$. El valor límite de 4.0 MPa para q_p y q_{pr} no es un límite teórico sino un límite basado en los valores máximos medidos. Se puede utilizar un valor límite mayor siempre que se base en los resultados de un ensayo de carga en el sitio.

Los procedimientos de análisis y diseño usados actualmente en la práctica se pueden ser dividir en tres grandes categorías, dependiendo del nivel de rigor y sofisticación (Poulos, 1989). En la Figura 2.8 se presenta un resumen de la secuencia de análisis y los métodos para cada condición planteada.

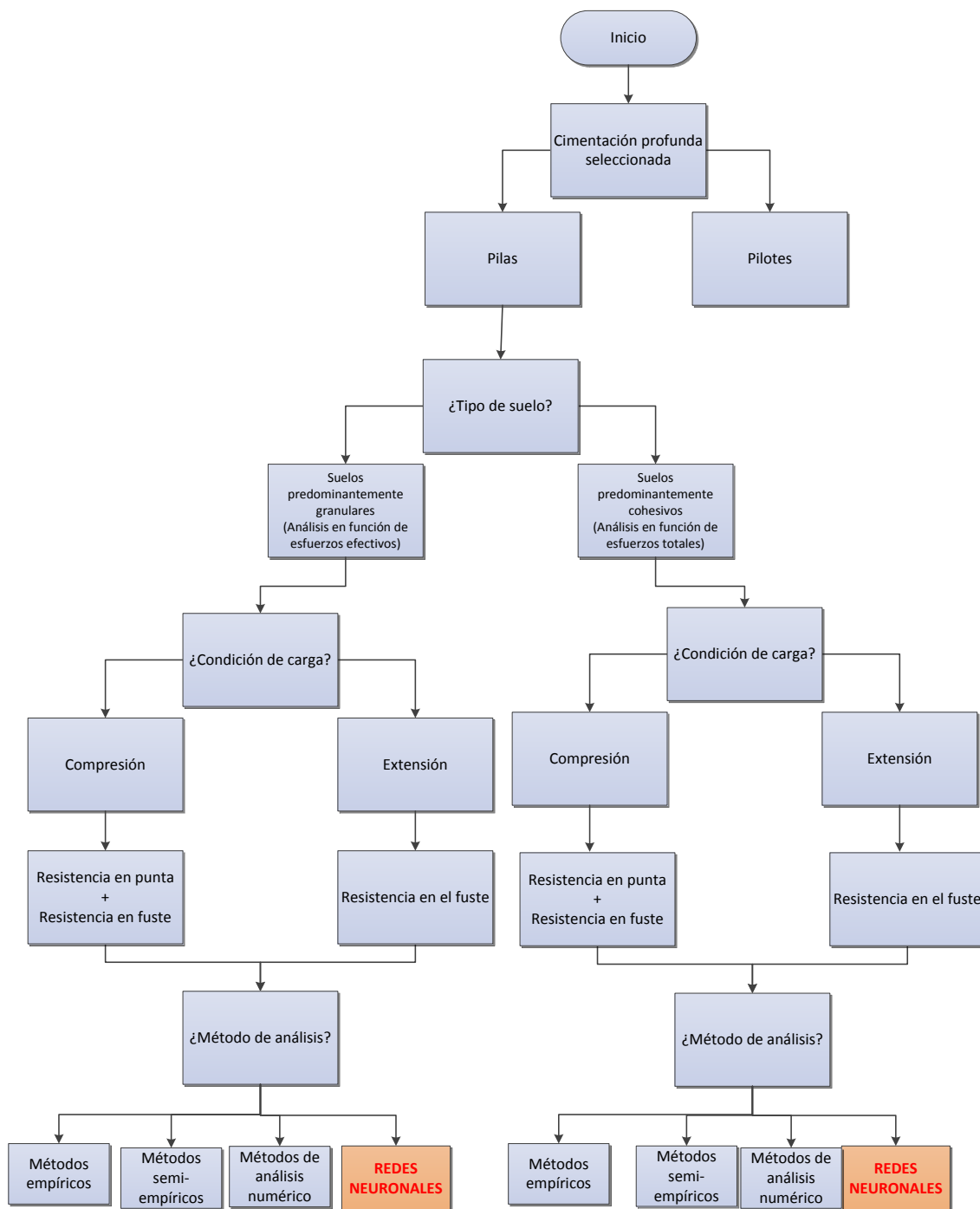


Figura 2.8. Diagrama de flujo para la estimación de capacidad de carga en pilas.

Los métodos empíricos consisten en correlaciones aproximadas y no están basados en principios geotécnicos. Los métodos semi-empíricos tienen bases teóricas apropiadas aunque simplificadas. Los dos métodos anteriores sirven para proyectos pequeños o trabajos geotécnicos con presupuesto limitado. Los métodos de análisis numéricos están basados en análisis específicos y usan principios geotécnicos definidos, sin embargo estos modelos no son lo suficientemente flexibles para manejar varios grados de complejidad e incertidumbre. Uno de los aportes de esta investigación es la presentación de un modelo que considera parámetros que influyen directamente en la capacidad de carga de la cimentación, fundamentándose en las prerrogativas de esta herramienta que serán descritas en el capítulo 3. Este modelo de RN pretende ser una herramienta de uso práctico y asequible, por lo que los alcances de esta investigación se limitan a comparar el modelo de RN con los métodos empíricos y semi-empíricos previamente descritos.

2.4. Pruebas de carga

Las pruebas de carga, apropiadamente ejecutadas, proporcionan la base más confiable para la determinación de las metodologías de análisis y diseño y capacidad de carga de una pila. Su principal propósito es sustentar los criterios de diseño y construcción que las hagan económicamente factibles. Se justifica el uso de estas pruebas cuando el análisis de la capacidad de carga está sujeto a incertidumbres teóricas sobre el comportamiento del sistema cimiento-suelo, lo que hace más atractivo estudiar el sistema en escala natural durante la aplicación de condiciones de carga controlada. Para la ejecución de un ensayo de este tipo es necesario que exista una zona de exploración apropiada, el perfil a analizar este adecuadamente definido (propiedades de cada estrato y definición stratigráfica), presupuesto, tiempo, personal calificado y voluntad del dueño y del constructor.

Instalación del equipo

La instalación del equipo con que se realiza una prueba de carga debe efectuarse de acuerdo con el tipo de prueba que se pretende realizar para alcanzar de manera sencilla y segura los niveles de carga y deformación previstos y así obtener un grado de precisión admisible. Su diseño debe permitir el control de la prueba y el registro de la información para su interpretación posterior. Para realizar la prueba se requiere: 1) un sistema de reacción, 2) un equipo de aplicación de carga y 3) dispositivos de medición.

El sistema de reacción debe actuar axialmente sobre la pila y no producir choques o trepidaciones. Es necesaria la utilización de gatos hidráulicos y manómetro, debidamente calibrados que resistan contra una estructura de reacción estable (caja cargada, anclaje, etc.) y garanticen la verticalidad en la cabeza de la pila o del gato hidráulico.

La reacción disponible será suficientemente mayor que la carga de trabajo. Los desplazamientos de referencia, deben estar libres de influencia de la intemperie y de los movimientos de la pila, del terreno circundante, del cajón o anclaje, y sus apoyos estar situados a una distancia igual, por lo menos 5 veces el diámetro del pilote y nunca inferior a 1.5 m. Las perturbaciones de cualquier especie deben ser evitadas.

Ejecución

La carga se aplica a la pila por medio de un gato hidráulico. Cada etapa de carga consta de la aplicación y un periodo de mantenimiento de la carga para permitir una cierta cantidad de asentamiento. El asentamiento de la pila se mide por medio de un deformímetro o un transductor de desplazamiento. La cantidad de carga por aplicarse en cada paso varía, dependiendo de los códigos de construcción locales, pero en la mayoría se sugiere que cada etapa de carga sea aproximadamente una cuarta parte de la carga propuesta de trabajo.

En la ejecución es imperativo considerar lo siguiente (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001):

- a) Las pruebas podrán ser realizadas luego de un tiempo mínimo de fraguado de 15 días, salvo que haya sido usado cemento de alta resistencia inicial o aditivos.
- b) La carga será aplicada en etapas sucesivas no superiores al 20% de la carga de trabajo de la pila.
- c) En cada etapa de carga los desplazamientos se leen inmediatamente después de la aplicación de esa carga y luego de los siguientes intervalos de tiempo: 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 3, 4 horas, etc. Solo será aplicado un nuevo aumento de carga después de verificada la estabilización de los desplazamientos con tolerancia máxima de 5% del desplazamiento total de esta etapa entre lecturas sucesivas.
- d) En caso de no llegar hasta la falla del terreno, los ensayos continúan por lo menos hasta un desplazamiento total de 15 mm o hasta una 1 1/2 carga de trabajo de la pila.
- e) Siempre que sea posible la descarga deberá ser realizada por etapas sucesivas no superiores al 25% de la carga total del ensayo, debiéndose mantener cada etapa hasta la estabilización de los desplazamientos.
- f) El ensayo debe llevarse a cabo hasta una carga total de por lo menos dos veces la propuesta de trabajo. Después de alcanzar la carga deseada ésta es gradualmente descargada.

Para obtener información detallada sobre todo lo relacionado con pruebas de carga estática en cimentaciones profundas ver Kyfor *et al.* (1992).

Tipos de pruebas en función del modo de carga

Existen dos tipos de pruebas de carga axiales: pruebas de compresión y pruebas de extensión. La prueba de carga de compresión puede ser aplicada usando una plataforma o un sistema de reacción con gatos hidráulicos (Figura 2.9) estandarizada por la norma ASTM D1143 (1994). Al igual que en las pruebas de compresión, el sistema que conforma una prueba de carga de extensión consiste en un gato hidráulico, una plataforma de reacción y los dispositivos de medición correspondientes. Diversos arreglos de carga han sido usados para pruebas de extensión en cimentaciones profundas, la Figura 2.10 muestra los sistemas de carga en extensión comúnmente usados en pilas.

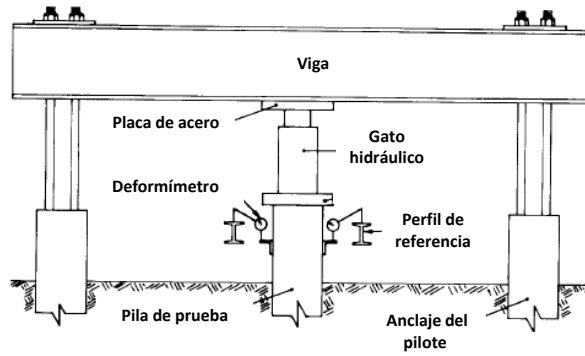


Figura 2.9. Pruebas de carga en modalidad de compresión axial (ASTM D1143, 1994)

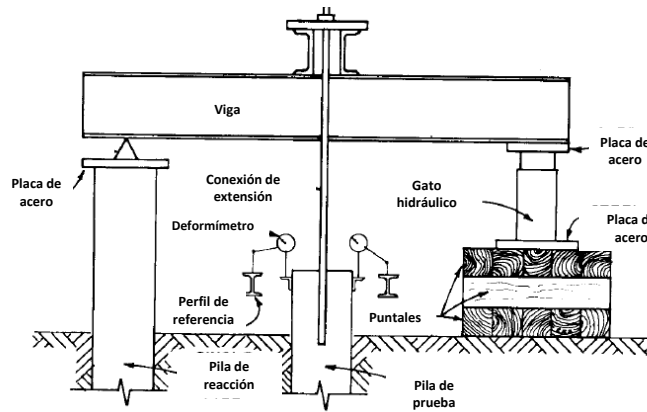


Figura 2.10. Esquema de pruebas de carga sujeta a extensión axial (ASTM D-3689, 1995)

Criterio de interpretación de falla

Las curvas carga - desplazamiento obtenidas de pruebas axiales en pilas pueden presentar una de las tres trayectorias mostradas en la Figura 2.11.

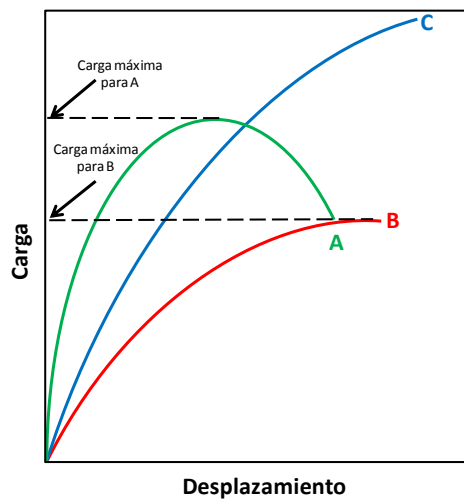


Figura 2.11. Curvas típicas de carga –desplazamiento obtenidas de pruebas axiales en pilas.

Tanto el valor máximo de la curva A y como el valor asintótico de la curva B definen claramente la carga última total. Sin embargo si la curva se parece a C, que usualmente es la que se presenta en las pilas, la resistencia máxima no se encuentra bien definida y resulta difícil de

determinar. Docenas de métodos para interpretar los resultados de pruebas de compresión y extensión axial han sido presentados en la literatura técnica (Terzaghi y Peck, 1967; Fuller y Hoy, 1970; Davisson 1972; O'Rourke y Kulhawy 1985; Hirany y Kulhawy 1989,2002).

En esta investigación se eligió el criterio L_2 (Hirany y Kulhawy 1989, 2002) porque: i) se basa en una gráfica simple y de fácil lectura, ii) puede ser aplicado sobre un amplio intervalo de carga, iii) es independiente de la escala, iv) no necesita extrapolaciones más allá de la curva carga – desplazamiento y v) restringe la carga máxima de diseño por estar dentro o cerca de la región elástica lineal. Si una curva carga-desplazamiento se parece a la curva C de la Figura 2.11, pueden ser dividida en tres diferentes regiones: región inicial lineal, transición, y región final lineal (Figura 2.12).

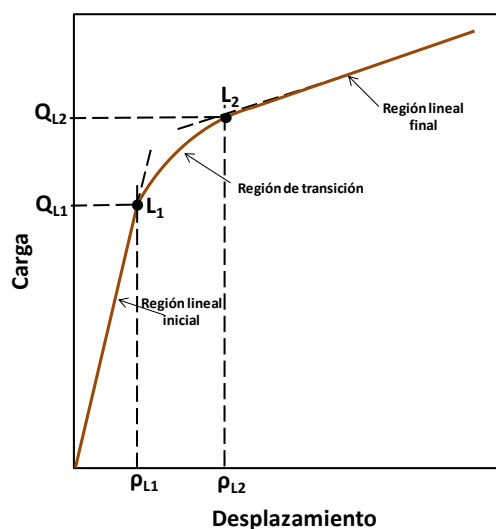


Figura 2.12. Regiones de la curva carga -desplazamiento

En la Figura 2.12 L_1 corresponde a la carga (Q_{L1}) y desplazamiento (ρ_{L1}) al final de la región inicial lineal, mientras que L_2 corresponde a la carga (Q_{L2}) y desplazamiento (ρ_{L2}) al principio de la región final lineal. L_1 y L_2 definen el límite elástico y el umbral de la región de falla, respectivamente, con la falla definida cualitativamente como la carga que con un pequeño incremento se produce un incremento significativo de desplazamiento. Con base en algunas observaciones Hirany y Kulhawy recomiendan lo siguiente:

- Para pruebas de carga sujetas a compresión, Q_{L2} debe ser determinada, teniendo en cuenta que ocurre en promedio, a un desplazamiento (ρ_{L2}) de 4% del diámetro de la pila. Se propone un factor de seguridad mínimo de 2 para efecto de diseño; esto para mantener la carga máxima de diseño dentro de la región elástica lineal de la curva carga-desplazamiento.
- Para pruebas de carga sujetas a extensión, también Q_{L2} se determina gráficamente teniendo en cuenta que ocurra un desplazamiento promedio de 12.7 mm. Los autores proponen un factor de seguridad mínimo de 2.4 para determinar la carga máxima de diseño.

Debe esclarecerse que la carga Q_{L2} para compresión y extensión no son necesariamente igual a la capacidad de carga última de la cimentación. Estas son cargas de falla interpretadas que dan valores para el inicio de la región lineal de falla para este tipo de cimentaciones.

CAPÍTULO III

REDES NEURONALES: CONCEPTOS BÁSICOS

En este capítulo se enuncian los aspectos fundamentales de las Redes Neuronales Artificiales, o simplemente Redes Neuronales RNs, se describen, no exhaustivamente, sus bases matemáticas, su arquitectura, la definición de perceptrón multicapa, las reglas de entrenamiento y se enuncia la metodología para concretar un modelo neuronal.

Las RNs es una técnica de modelado flexible que se fundamenta en la eficiencia de los procesos nerviosos biológicos (Bishop, 1996; Haykin, 1999). Las RNs son capaces de descubrir relaciones lineales y no lineales entre datos numéricos con fines de análisis y predicción de comportamientos complejos (García, 2009).

Las principales ventajas de las RNs son i) adaptación, ya que contrariamente a los métodos estadísticos tradicionales, las RNs no requieren hipótesis sobre la forma o distribución de los datos por analizar. Adquieren el conocimiento a través del entrenamiento o “experiencia” que “almacena” como valores numéricos de los pesos de las conexiones neuronales; ii) flexibilidad, las RNs tienen la capacidad para aprender y cambiar rápidamente en ambientes de alta dimensionalidad, no linealidad y definido con un gran número de datos y iii) la tolerancia a datos imperfectos (ausencia de datos o problemas en la calidad) ya que la información es distribuida en las conexiones neuronales lo que produce redundancia en el almacenamiento de la información y fortaleza ante imprecisiones o perturbaciones.

El cerebro es el elemento principal del sistema nervioso y está compuesto por un tipo especial de células llamadas neuronas. Las neuronas tienen características que les permiten comunicarse entre ellas, lo que las diferencia del resto de las células biológicas. Las partes esenciales de una neurona biológica son las dendritas, el soma, el axón y la sinapsis, las cuales están conectadas como se indica en la Figura 3.1. Las dendritas son extensiones extremadamente delgadas del soma que actúan como canales que transmiten la información que proviene de otras neuronas. El soma procesa esta información y la envía a otras neuronas a través del axón y la sinapsis que son los espacios entre las dendritas de neuronas adyacentes.

Desde un punto de vista funcional las neuronas constituyen unidades básicas de procesamiento de información. Como todo sistema de este tipo poseen un canal de entrada de información (las dendritas), un órgano de cómputo (el soma) y un canal de salida (el axón). La unión entre dos neuronas se denomina sinapsis. Se habla de la neurona presináptica (la que envía las señales), y la postsináptica (la que las recibe), ambas son direccionales, es decir, la información fluye siempre en un único sentido. La intensidad de una sinapsis no es fija y puede modificarse con base en la información proveniente del medio (Bojórquez, 2011).

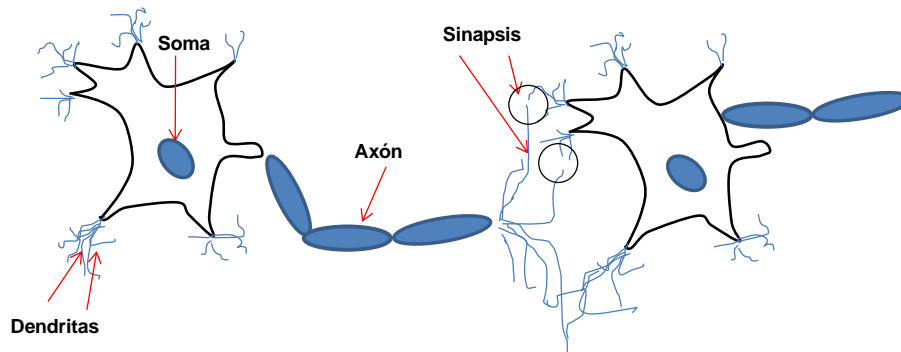


Figura 3.1. Estructura de una neurona biológica típica.

La arquitectura de la red determina cómo los elementos de procesamiento están conectados. La elección de los elementos de procesamiento combina la función de transferencia y la función en los elementos de procesamiento. En un sistema neuronal artificial se establece una estructura organizada en capas, cuya unidad básica es la neurona. Las capas constituyen a la red (Figura 3.2) y las interconexiones entre las neuronas se llaman “pesos” (coeficientes numéricos en el funcional neuronal). La modificación iterativa de los pesos permite la adaptabilidad y representa la capacidad de predicción de las RNs.

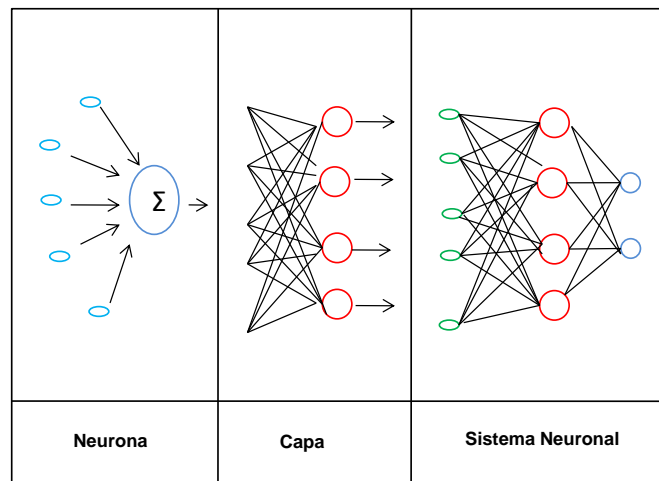


Figura 3.2. Estructura jerárquica de un sistema basado en RNA.

3.1. Descripción de una neurona artificial.

Se denomina procesador elemental, neurona o perceptrón a un dispositivo simple de cálculo que, a partir de un vector de entrada procedente del exterior o de otras neuronas, proporciona una única respuesta o salida. Los elementos que constituyen la neurona de etiqueta i son los siguientes (Figura 3.3):

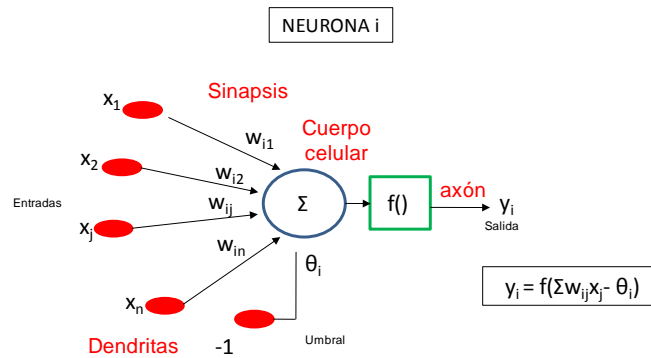


Figura 3.3. Modelo estándar de neurona.

Considerando que la regla de propagación es la suma ponderada y que la función de salida es la identidad, la neurona estándar consiste de:

- Un **conjunto de entradas** $x_j(t)$, que pueden ser binarias (digitales) o continuas (analógicas), dependiendo de la aplicación.
- Unos **pesos sinápticos** w_{ij} asociados a las entradas y quienes definen en este caso la intensidad entre la neurona presináptica j y la postsináptica i . Mediante el ajuste de los pesos sinápticos la red es capaz de adaptarse a cualquier entorno y realizar una determinada tarea.
- Una **regla de propagación** $n_i(t) = \sigma(w_{ij}, x_j(t))$, que permite obtener a partir de las entradas y los pesos el valor del potencial postsináptico n_i de la neurona

$$n_i(t) = \sigma(w_{ij}, x_j(t)) \quad (3.1)$$

- Una **función de activación** $Y_i(t) = f_i(n_i(t))$ que representa simultáneamente la salida de la neurona y su estado de activación. Se encarga de atribuir las características no lineales al procesamiento en los nodos. La función actúa sobre el valor arrojado por la función de entrada limitando su crecimiento numérico. Existen diferentes tipos de funciones de activación, y la Tabla 3.1 muestra para cada una de estas funciones sus características principales y su representación gráfica.
- Una **función de salida** que proporciona la salida actual $y_k(t)$ de la neurona k en función de su estado de activación actual $a_i(t)$. Muy frecuentemente la función de salida es simplemente la identidad $F(x) = x$, de modo que el estado de activación de la neurona se considera como la propia salida, es decir:

$$y_i(t) = F_i(a_i(t)) = a_i(t) \quad (3.2)$$

De manera general, la operación de la neurona i puede expresarse de la siguiente forma

$$y_i(t) = F_i \left(f_i \left(a_i(t-1), \sigma_i \left(w_{ij}, x_j(t) \right) \right) \right) \quad (3.3)$$

Al conjunto de pesos de la neurona se añade un parámetro adicional θ_i que denominaremos umbral (mínima señal registrada por un sistema), y se resta del potencial postsináptico por lo que el argumento de la función de activación se expresa

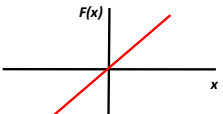

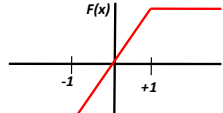
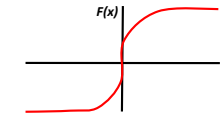
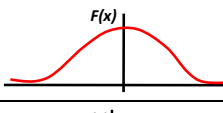

$$\sum_j w_{ij} x_j - \theta_i \quad (3.4)$$

ahora bien, si los índices i y j comienzan en 0, y definiendo $w_{i0} = \theta_i$ y $x_0 = -1$ (constante), se puede obtener el comportamiento de la neurona a través de:

$$y_i(t) = f_i \left(\sum_{j=0}^n w_{ij} x_j \right) \quad (3.5)$$

Definida la neurona estándar basta con establecer la forma de la función de activación para determinarla por completo. Una función de transferencia se escoge para satisfacer alguna característica del problema que la neurona está intentando resolver. Hay una gran variedad de funciones de transferencia, en la Tabla 3.1 se muestra para cada una de las funciones existentes su gráfico representativo.

Tabla 3.1. Funciones de activación más comunes.

| | Función | Intervalo | Grafica |
|--------------------------|---|-------------------------|---|
| Identidad | $y = x$ | $[-\infty, +\infty]$ |  |
| Escalón | $y = \text{sign}(x)$ $y = H(x)$ | $[-1, +1]$ $[0, +1]$ |  |
| Lineal por tramos | $y = \begin{cases} -1, & \text{si } x < -l \\ x, & \text{si } -l \leq x \leq +l \\ +1, & \text{si } x > +l \end{cases}$ | $[-1, +1]$ |  |
| Sigmoide | $y = \frac{1}{1 + e^{-x}}$ $y = \text{tgh}(x)$ | $[0, +1]$ $[-1, +1]$ |  |
| Gaussiana | $y = Ae^{-Bx^2}$ | $[0, +1]$ |  |
| Senoidal | $y = A \text{sen}(wx + \varphi)$ | $[-1, +1]$ |  |

3.2. Perceptrón multicapa

En general las neuronas se suelen agrupar en unidades estructurales denominadas capas. Dentro de una misma capa las neuronas suelen ser del mismo tipo y el conjunto de capas constituye una red neuronal. Se distinguen tres tipos de capas (Figura 3.4):

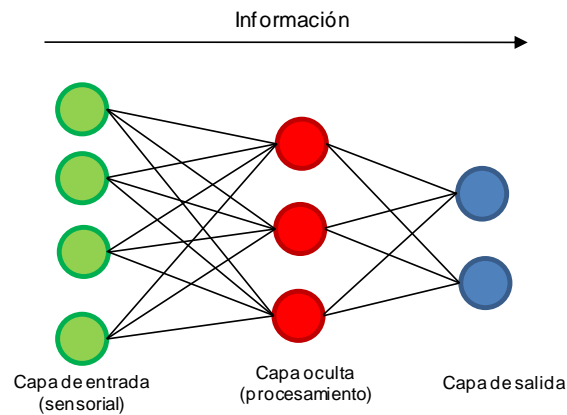


Figura 3.4. Capas de una RNA.

- **Capa de entrada:** compuesta por neuronas que reciben datos o señales procedentes del entorno.
- **Capa de salida:** aquella cuyas neuronas proporcionan la respuesta de la red neuronal.
- **Capa oculta:** aquella que no tiene una conexión directa con el entorno.

Entre las neuronas de la RN existen conexiones (sinapsis) asociadas a un peso sináptico y direccionales. Cuando la conexión se establece entre dos neuronas de una misma capa se habla de conexiones laterales o conexiones intra-capa. Por el contrario si la conexión se establece entre neuronas de distintas capas se le denomina conexión inter-capa. Si la conexión se produce en el sentido inverso al de entrada-salida la conexión se llama recurrente o retroalimentada.

Las disposiciones de RNs en función del número de capas más representativas son las siguientes:

- 1 **Red neuronal monocapa.** Es la RN más sencilla ya que las neuronas de esta red funcionan como nodos de entrada y salida simultáneamente y no existen capas ocultas (Figura 3.5.a). Este tipo de redes es útil en tareas relacionadas con auto- asociación, es decir, regenera la información incompleta o distorsionada de patrones que se presenta a la red.
- 2 **Red neuronal multicapa.** En la red neuronal multicapa existe un conjunto de capas intermedias (capas ocultas) entre la capa de entrada y la de salida. Estas redes se pueden a su vez clasificar atendiendo a la manera en que se conectan sus capas. Usualmente, las capas están ordenadas por el orden en que reciben la señal desde la entrada hasta la salida. Ese tipo de conexiones se denominan conexiones de propagación hacia delante o feedforward (Figura 3.5.b). Por el contrario existen redes en que algunas capas están también unidas desde la salida hasta la entrada en el orden inverso en que viajan las señales de información. Las conexiones de este tipo se llaman conexiones de retroalimentación o feedback donde una neurona puede estar conectada a las neuronas de otra capa y a ella misma (Figura 3.5.c).

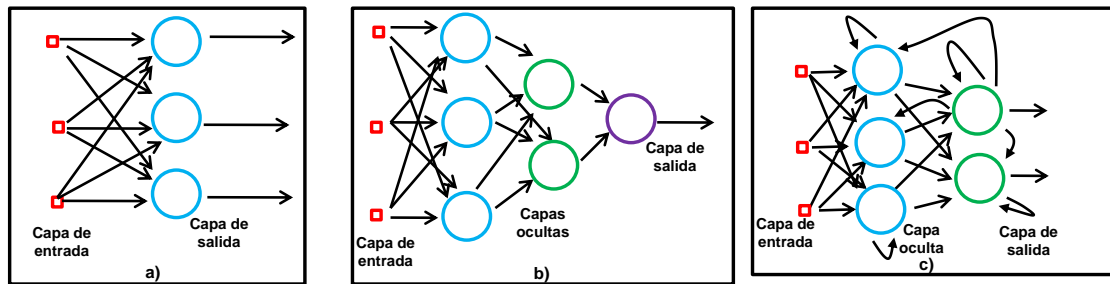


Figura 3.5. Tipos de redes neuronales. a) Red neuronal monocapa b) Red neuronal multicapa de propagación hacia adelante (feedforward) o perceptrón. b) Red neuronal multicapa recurrente (feedback).

3.2.1. Regla de entrenamiento- aprendizaje

El aprendizaje de una RN consiste en determinar un conjunto de pesos sinápticos que permita a la red realizar una tarea. Para que la red resulte operativa es necesario entrenarla. Antes de iniciar el entrenamiento se debe definir la condición de ajuste a una tarea específica (cuando se dice que la RN ha aprendido). Entre los criterios más comunes se encuentran:

- Se ha alcanzado una cota de error que se considere suficientemente pequeña
- Se ha llegado a un número máximo de iteraciones
- Se ha llegado a un punto de saturación en el que, por más que se entrene, ya no es posible reducir el error

La fase de entrenamiento consiste en hacer que la red sea capaz de extraer, a partir de ejemplos, normas generales que le permitan en el futuro responder adecuadamente a patrones nunca antes vistos. Durante esta fase es imprescindible establecer una condición de paro óptima que minimice el error y evite un sobre-ajuste, es decir, que la red es incapaz de generalizar para casos nuevos. Existen dos métodos de aprendizaje: aprendizaje supervisado y aprendizaje no supervisado. La diferencia principal entre ambos estriba en la existencia o no de un operador o usuario (supervisor) que controle el aprendizaje de la red.

a) Aprendizaje supervisado.

El aprendizaje supervisado se realiza mediante un entrenamiento controlado por un agente externo (supervisor) que determina la respuesta que debería generar la red a partir de una entrada determinada. El supervisor controla la salida de la red y en caso de que ésta no coincida con la deseada se procede a modificar los pesos de las conexiones, con el fin de conseguir que la salida obtenida se aproxime a la deseada.

b) Aprendizaje no supervisado.

Las redes con aprendizaje no supervisado (o auto-supervisado) no requieren influencia externa para ajustar los pesos de las conexiones entre neuronas. La red no recibe ninguna información por parte del entorno que le indique si la salida generada en respuesta a una determinada entrada es o no correcta. A estas redes se les proporcionan únicamente los estímulos y ellas ajustan sus interconexiones basándose en sus propias salidas.

Existen muchas técnicas de aprendizaje no supervisado, la que se empleó en esta investigación es el algoritmo Quick Propagation QP que opera rápidamente debido a su sencillez, ya que el cálculo en cada conexión no es más que una multiplicación y una suma. De igual manera para ajustar los pesos de la conexión también realiza las mismas operaciones. Esto significa que en total el tiempo en el que se ejecuta el algoritmo depende de la velocidad en que el procesador pueda realizar dos multiplicaciones y dos sumas, lo que implica muy poco trabajo para cada conexión. Para profundizar más en el tema y obtener una explicación más detallada el lector puede consultar Hassoun (1995) y Hertz *et al.* (1991).

c) Prueba

Una vez obtenidos estos pesos la red está lista para ser probada con patrones ajenos al entrenamiento. El objetivo de esta comprobación es observar el comportamiento de la red cuando las entradas son distintas a las que usaron en el entrenamiento. Al entrenar una red neuronal e intentar minimizar el error se corre el riesgo de sobrespecialización (comportamiento óptimo con los ejemplos de entrenamiento, con casos distintos errores considerables). La minimización del error debe hacerse de manera equilibrada y muy cuidadosa de tal forma que no origine una pérdida de generalización. Una vez que ésta resulte operativa, la arquitectura, neuronas, conexiones y pesos quedan fijos y la red está lista para funcionar. El conjunto de prueba debe ser i) significativo (debe contener ejemplos pertenecientes a todas las clases establecidas) y ii) representativo (debe guardar la relación existente entre los ejemplos del conjunto de entrenamiento).

CAPÍTULO IV

MODELO NEURONAL PARA PREDECIR LA CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS

En este capítulo se enuncian los antecedentes sobre los modelos con RNs para estimar la capacidad de carga en pilas. Luego se describe la base de datos empleada para entrenar las RNs presentadas en esta investigación y se justifica la selección de parámetros incluidos en su estructura. Más adelante se explica la arquitectura, la topología empleada y se analizan los resultados, se relacionan y comparan con los métodos empíricos y semi-empíricos descritos en el capítulo 2.

4.1 Antecedentes sobre el uso de RNs para estudiar cimentaciones profundas.

En años recientes, las investigaciones sobre la predicción de la capacidad de carga de pilas coladas han incrementado debido a la necesidad de mejores soluciones a las cuestiones prácticas y la probada eficiencia de las herramientas cognitivas para estimar problemas de ingeniería.

Romo *et al.* (1998) presentaron un modelo neuronal que permite estimar la resistencia en el fuste de pilotes y pilas coladas en suelos cohesivos. Como datos de entrada el modelo utiliza la longitud (L), el diámetro (D) del pilote, el esfuerzo vertical efectivo promedio a lo largo del pilote ($\bar{\sigma}_v$) y la resistencia no drenada promedio del suelo a lo largo del pilote (s_u). La capa oculta está construida con funciones de activación del tipo tangente hiperbólica y en la capa de salida se presenta la resistencia en el fuste del pilote (f_s). El conjunto de entrenamiento comprende pilotes de madera, concreto y acero, la longitud de las pilas varía entre 4.6 a 96 m, los diámetros desde 15 hasta 76.7 cm y la resistencia no drenada del suelo varía entre 0.1 y 3.35 kg/cm². En la Figura 4.1 se muestran los resultados obtenidos por los autores. La gráfica compara la resistencia en el fuste del pilote medida (f_s medida) con la estimada por la red neuronal (f_s redes neuronales), tanto para los casos de entrenamiento como los de prueba de la red.

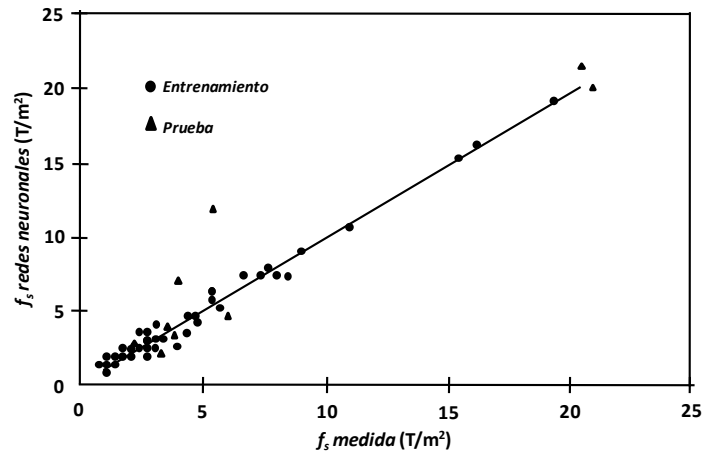


Figura 4.1. Comparación entre la resistencia del fuste medida en pruebas de carga respecto a la estimada con Redes Neuronales Artificiales (Romo *et al.*, 1998)

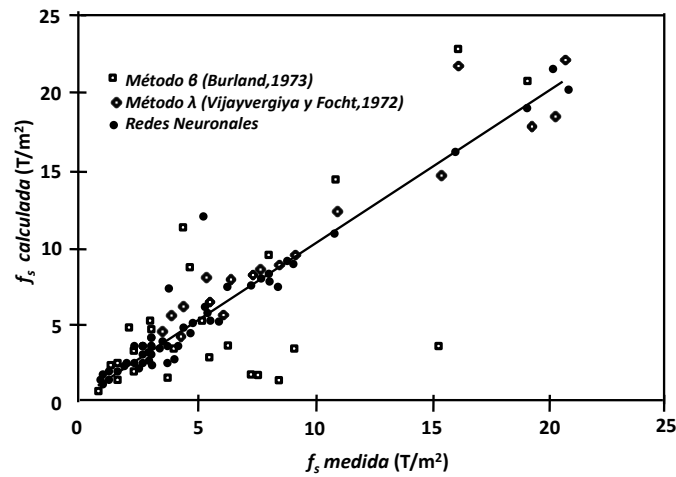


Figura 4.2. Comparación entre la resistencia del fuste del pilote medida respecto a las calculadas con los métodos β y λ , y Redes Neuronales Artificiales (Romo *et al.*, 1998).

Como se observa en la Figura 4.2 los resultados del modelo neuronal tienen menor dispersión que con los obtenidos con los métodos β y λ . Las Figuras 4.1 y 4.2 muestran que los resultados del modelo neuronal son consistentes y las 4 variables de entrada ($L, D, \bar{\sigma}'_v$ y s_u) representan el comportamiento de la resistencia en el fuste de pilas y pilotes. Los valores que son sobre y sub estimados pueden deberse a la combinación de material de fabricación del pilote (madera, concreto y acero) debido a que la resistencia en el fuste entre el suelo y el cemento puede variar dependiendo de la rugosidad en la interfaz, aspectos propios de la base de datos empleada.

Años después Goh *et al.* (2005) emplearon redes neuronales bayesianas para modelar la relación entre la resistencia no drenada del suelo (s_u) y el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) para obtener el factor de adherencia (α). Basándose en estudios paramétricos del modelo concluyen que es el esfuerzo efectivo, el que directa o indirectamente, tiene mayor influencia sobre el factor de adherencia en pilas coladas. La estructura de la red neuronal tiene como entrada al esfuerzo vertical efectivo promedio ($\bar{\sigma}'_v$) y la resistencia al corte no drenada normalizada (s_{uCIUC}), cuatro neuronas en la capa oculta, y una neurona de salida representando al factor empírico de adhesión (α_{CIUC}) (Chen y Kulhawy, 1994). La Figura 4.3 presenta los resultados del entrenamiento y prueba de dichas redes neuronales.

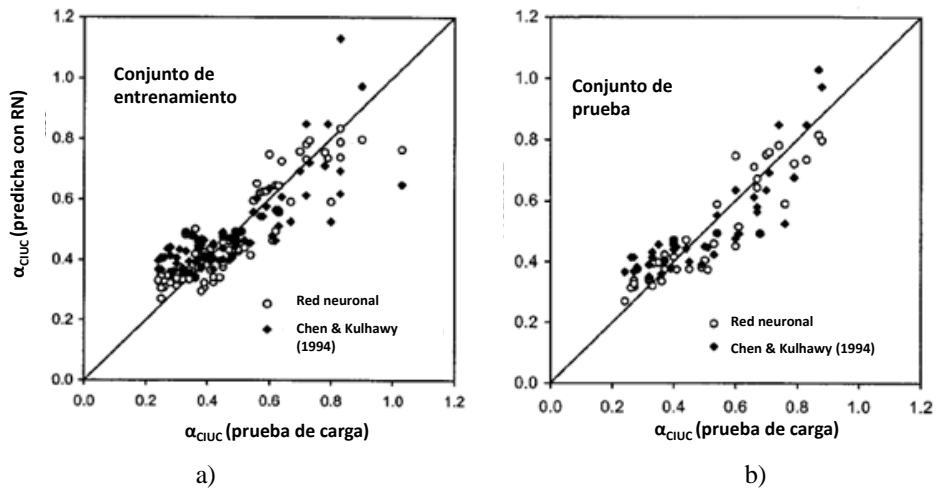


Figura. 4.3. α_{CIUC} predicho vs α_{CIUC} en campo para pilas coladas (a) conjunto de entrenamiento, (b) conjunto de prueba (Goh *et al.*, 2005).

Shahin (2010) utilizó modelos de RNs para predecir la capacidad de carga axial de pilotes hincados y pilas. Estos modelos se crearon a partir de 80 registros de pilotes, 94 registros de pilas y varios registros de ensayos de penetración de cono CPT. Las variables de entrada consideradas son: el diámetro del fuste (D_{stem}), la longitud de la pila (L), el promedio ponderado de la resistencia de punta del cono en la base ($\bar{q}_{c_{base}}$), y el promedio ponderado de la resistencia del cono a lo largo del fuste ($\bar{q}_{c_{shaft}}$); la capacidad de carga última (Q_u) es la variable de salida. El desempeño de los modelos en los conjuntos de entrenamiento y prueba se muestra en la Figura 4.4. La Figura 4.5 compara el desempeño del modelo con fórmulas empíricas comúnmente empleadas en la práctica (Scmertmann, 1978; Bustamante y Giaselli, 1982; Alsamman, 1995).

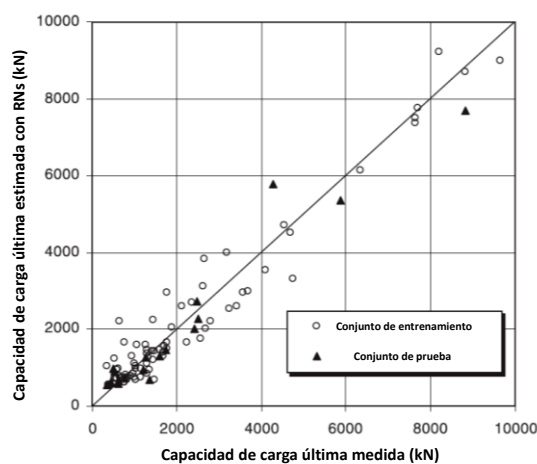


Figura 4.4. Desempeño de los modelos de RN en los conjuntos de entrenamiento y validación para pilas coladas (Shahin, 2010).

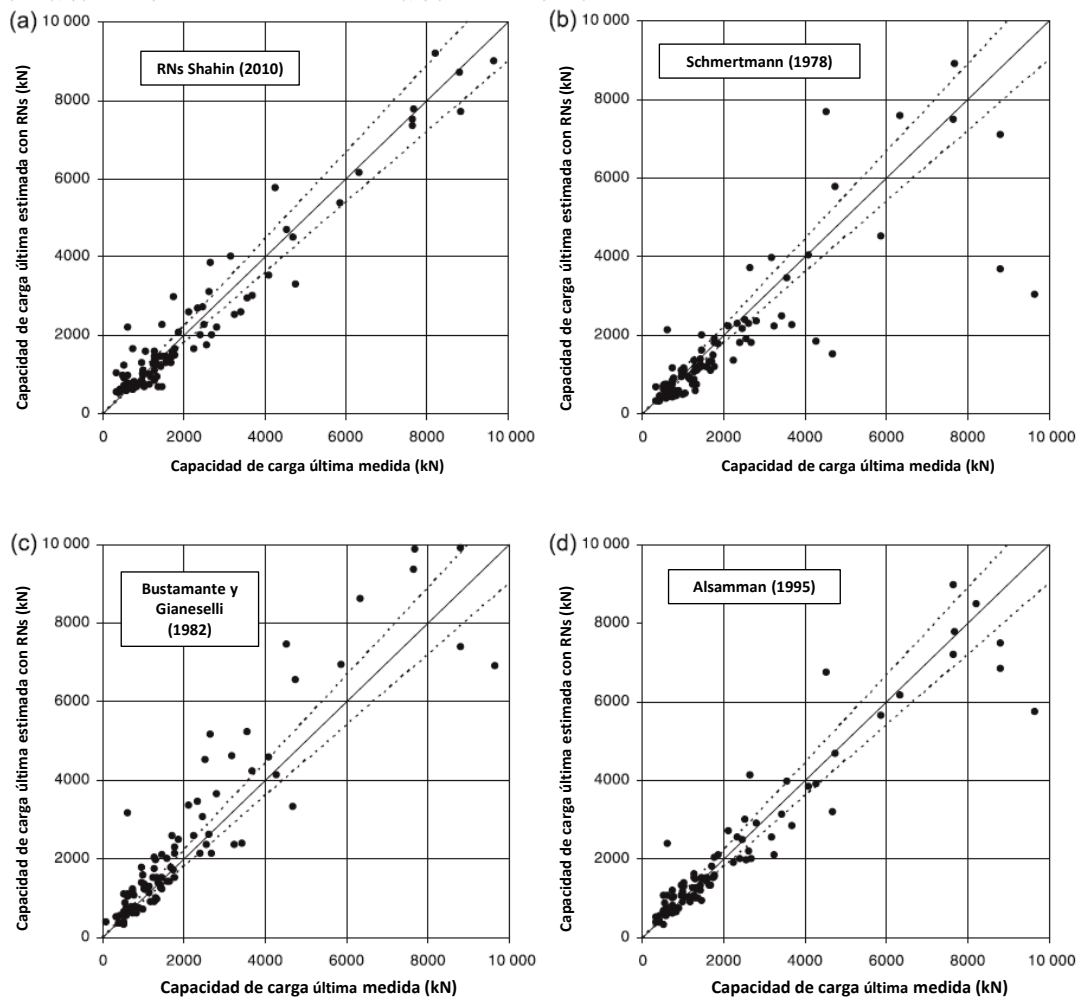


Figura 4.5. Desempeño de los modelos de RN para pilas coladas comparado con métodos basados en pruebas CPT: a) RN de Shahin (2010), b) Schmertmann (1978), c) Bustamante and Ganeselli (1982), b) Alsamman (1995) (Modificado de Shahin, 2010).

Los modelos anteriores muestran la versatilidad de las RNs en la solución de problemas de capacidad de carga de cimentaciones profundas. La intención de este trabajo de investigación es mejorar los modelos presentados mediante la inclusión de parámetros que no han sido considerados y ampliar el alcance de los análisis al estudio de pilas coladas en suelos granulares.

4.2 Base de datos empleada

La base de datos con que se realizó este trabajo de investigación fue tomada de Lin *et al.* (2012) y Chen y Kulhawy (1994). Consiste en pruebas de carga desarrolladas en EUA, Puerto Rico, Alemania, Grecia, Japón, Turquía y la República Checa. La base de datos para los análisis de carga no drenada, se compone de 125 pruebas efectuadas en sitios con perfiles predominantemente de suelos cohesivos. En las pruebas seleccionadas fueron registradas la resistencia al corte no drenada (s_u) de las que 43 registros fueron hechas en extensión y 82 registros en compresión. En el caso de los datos usados para el análisis de carga drenada, la base de datos se conforma con 127 pruebas de carga efectuadas en sitios predominantemente de suelos granulares. En las pruebas seleccionadas existe registro del ángulo de fricción efectivo (ϕ') con 40 pruebas en extensión y 87 pruebas en compresión. Las tablas A.1 - A.4 del anexo de este trabajo contienen los conjuntos de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales. El 80% de la base se usó para la fase de entrenamiento y el 20% restante para efecto de prueba.

Todas las pruebas fueron sujetas a carga axial (tensión o compresión). Cuando no se definió la falla, la resistencia fue interpretada a partir de curvas carga – desplazamiento usando el criterio L_2 , previamente citado en la sección 2.4.4 del presente trabajo. La mayoría de las pruebas de carga seleccionadas contienen información geotécnica completa.

Las pilas seleccionadas fueron construidas con sección transversal circular, ya que estas inducen en el suelo un estado de esfuerzos regular y uniforme, mientras que otras geometrías (hexagonal, cuadrada, etc.) contienen vértices en los cuales se tienen concentraciones de esfuerzo que ayudan a la formación de grietas y provocan una distribución irregular de esfuerzos en el suelo alrededor y a lo largo de la cimentación (Jaime *et al.*, 1992).

Con base en los reportes de los ensayos se puede decir que la construcción de las pilas y el desarrollo de las pruebas de carga fueron de calidad aceptable. La Tabla 4.1 muestra los rangos dinámicos de las variables de entrada y salida que intervienen en los modelos de esta investigación. Como se puede observar, los intervalos son amplios y permiten que los modelos neuronales desarrollen capacidades para la descripción, análisis y solución de esta tarea ingenieril.

Tabla 4.1. Rangos dinámicos de las variables de entrada y salida

| Variables | | Pilas sujetas a extensión | | Pilas sujetas a compresión | |
|-----------|---|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| | | Suelos granulares | Suelos cohesivos | Suelos granulares | Suelos cohesivos |
| Entradas | Registros de pruebas de carga empleados | 40 | 43 | 87 | 82 |
| | Longitud | de 1.4 a 43.0 m | de 1.6 a 57.0 m | de 4.7 a 68.5 m | de 1.8 a 60.0 m |
| | Diámetro | de 0.14 a 1.31 m | de 0.20 a 1.62 m | de 0.24 a 2.0 m | de 0.18 a 1.80 m |
| | Esfuerzo vertical efectivo σ'_{vm} | de 12 a 207 kN/m ² | de 11 a 560 kN/m ² | de 21 a 383 kN/m ² | de 18 a 315 kN/m ² |
| | Impactos en prueba SPT N | de 11 a 64 | de 5 a 52 | de 10 a 98 | de 6 a 52 |
| | Resistencia no drenada s_u | - | de 21 a 307 kN/m ² | - | de 22 a 370 kN/m ² |
| | Ángulo de fricción efectivo ϕ' | de 30 a 51° | - | de 31 a 43° | - |
| Salida | Capacidad de carga | de 21 a 2870 KN | de 69 a 12098 KN | de 230 a 35821 KN | de 20 a 23587 KN |

4.2.1 Descripción de las entradas del modelo

En la selección de las variables para representar el comportamiento de la resistencia de una pila sujeta a carga axial es prioritario que sean de fácil determinación (en campo y en laboratorio) y que se haya probado su impacto en algún otro modelo

1. Esfuerzo vertical efectivo

Al analizar la capacidad de carga de cimentaciones es necesario conocer la naturaleza de la distribución de esfuerzos a lo largo de su sección transversal. Terzaghi y Peck (1967), demostraron que para un suelo saturado el esfuerzo efectivo en cualquier dirección puede definirse en forma cuantitativa como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poros del agua:

$$\sigma' = \sigma - u \tag{4.1}$$

donde σ es el esfuerzo normal total, σ' es el esfuerzo normal efectivo y u es la presión de poro. Cuando se cuela una pila, la distribución de esfuerzos del terreno cambia, por ende la masa de suelo se afecta. Con el paso del tiempo el agua empezará a fluir, los esfuerzos pasarán poco a poco al esqueleto mineral, y cuando drene el suelo habrá disminuido u y aumentado σ' , por lo que el esfuerzo efectivo es el que controla los cambios de volumen y la resistencia al corte del suelo.

2. Número de golpes de la prueba de penetración estándar

Aunque aproximada, con una correcta interpretación la SPT da una buena primera evaluación de la resistencia de los suelos. Además, es el método de reconocimiento *in situ* más popular y económico para obtener información geotécnica del subsuelo. Tiene su principal utilidad en la caracterización de suelos granulares (arenas y/o gravas), sin embargo también puede emplearse cuando el terreno es cohesivo. De manera ilustrativa en las Figuras 4.6 y 4.7 se muestra a N como un indicador de la resistencia del suelo.

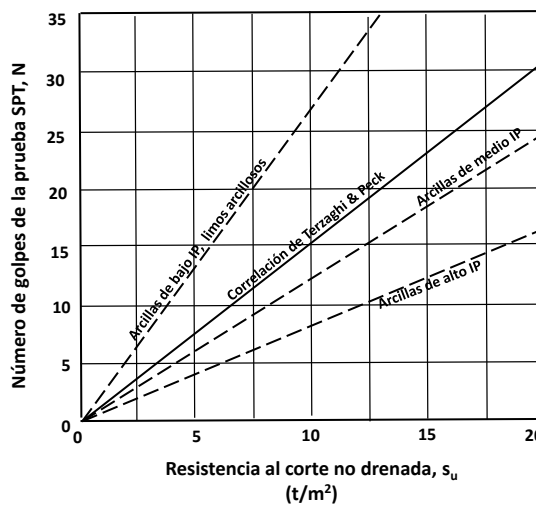


Figura 4.6. Correlación entre N y s_u en arcillas (Modificado de Schemerrmann, 1975)

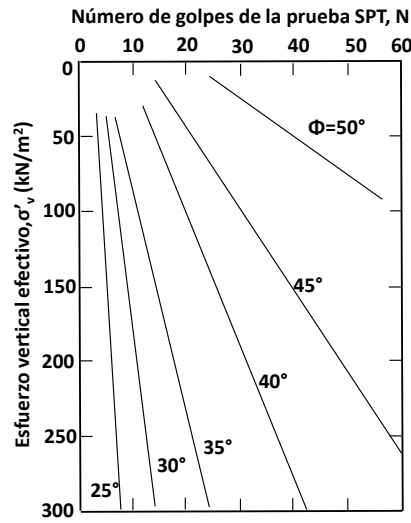


Figura 4.7. Correlación entre N , σ'_v y ϕ para suelos granulares (Modificado de Schemerrmann, 1985)

Cabe mencionar que cuando los valores de la resistencia a la penetración estándar son usados para estimar parámetros de diseño del suelo, debe considerarse que las ecuaciones son aproximadas y de carácter empírico.

3. Resistencia al corte no drenada

A la cohesión en situación de no drenaje se la denomina resistencia al corte no drenada (s_u). Este parámetro resulta de especial importancia puesto que para el caso de arcillas saturadas corresponde a la situación de dimensionado de carga a corto plazo, en muchos casos la más desfavorable a considerar en el proyecto de cimentaciones. s_u está en función principalmente de la presión de poro (Δu) generada durante la aplicación de la carga y el estado de esfuerzos *in situ* (Wroth, 1984; Jamiolkowski *et al.*, 1985; Kulhawy y Mayne, 1990).

4. Ángulo de fricción en condición de esfuerzos efectivos

En el diseño de pilas, el comportamiento de largo plazo está caracterizado por la disipación de toda la presión de poro causada por la carga. Esta condición es definida como “efectiva” y es utilizada para analizar situaciones en que la presión de poro causada por la carga se disipa. El ángulo de fricción asociado a esfuerzos efectivos (ϕ') es un parámetro que representa la resistencia especialmente de suelos granulares asociados a carga drenada.

5. Dimensiones de la pila (longitud y diámetro)

Para justificar la seguridad frente a los estados límite conviene definir la geometría de la pila mediante sus dos dimensiones principales: longitud y diámetro. En el proyecto la disposición geométrica de una pila se realizará evaluando diferentes disposiciones hasta alcanzar una situación óptima, a mayor área superficial, mayor capacidad de carga, siendo el área superficial función de la longitud de la pila y su diámetro. La carga transmitida por su punta a un estrato más firme es también función del diámetro.

Los parámetros mencionados fundamentan su importancia y participación en el fenómeno de capacidad de carga de pilas. Uno de los objetivos de este trabajo es complementar el estudio respecto los modelos mencionados al principio de este capítulo. La Tabla 4.2 compara las variables que usan los modelos anteriores respecto a los parámetros empleados en el modelo propuesto en esta investigación.

Tabla 4.2. Tabla comparativa de modelos de RNs para estimar la capacidad de carga de pilas.

| Autores | Variables de entrada | | | | | Variables de salida | | | |
|---------------------------|----------------------|----------|--|----------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| | Longitud | Diámetro | Resistencia al corte no drenada o ángulo de fricción | Esfuerzo vertical efectivo | Número de impactos de prueba SPT | Q _e suelos granulares | Q _e suelos cohesivos | Q _c suelos granulares | Q _c suelos cohesivos |
| Romo et al (1998) | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | x | x | ✓ | x | x |
| Goh et al (2005) | x | x | ✓ | ✓ | x | x | ✓ | x | ✓ |
| Shahin (2010) | ✓ | ✓ | x | x | x | x | ✓ | x | ✓ |
| Esta investigación | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |

Q_e: capacidad de carga última en extensión, Q_c: capacidad de carga última neta en compresión.

4.3 Topología del modelo

Las pilas presentan diferentes comportamientos dependiendo el tipo de carga axial al que se le somete. Por ejemplo, la capacidad de carga en el fuste de una pila sujeta a compresión es del orden del 15% mayor que la obtenida en extensión. Este hecho parece ser independiente tanto de la forma de la sección transversal como del diámetro de la perforación previa. La diferencia de capacidades de carga de compresión y extensión puede deberse a i) las trayectorias de esfuerzos para llegar a la falla son distintas en ambas modalidades de prueba y/o ii) existe un volumen de suelo cercano a la superficie, el cual es arrastrado por la pila durante la extracción, impidiendo que en esta zona se genere la fricción suelo- pila (Jaime *et al.*, 1991).

Por lo anterior y para cubrir la tarea de investigación se construyeron cuatro redes neuronales que constituyen el modelo global (Figura 4.8). La Figura 4.9 muestra la estructura neuronal esencial.

- a. RN que calcula la capacidad de carga última de pilas sujetas a extensión axial, coladas en suelos granulares (RENE-GE),
- b. RN que calcula la capacidad de carga última de pilas sujetas a extensión axial, coladas en suelos cohesivos (RENE-CE),
- c. RN que calcula capacidad de carga última de pilas sujetas a compresión axial, coladas en suelos granulares (RENE-GC) y
- d. RN que calcula capacidad de carga última de pilas sujetas a compresión axial, coladas en suelos cohesivos (RENE-CC).

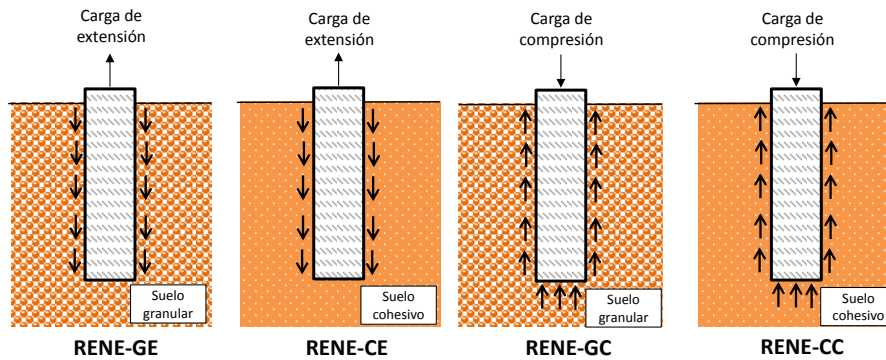


Figura 4.8. Redes neuronales que conforman el modelo global.

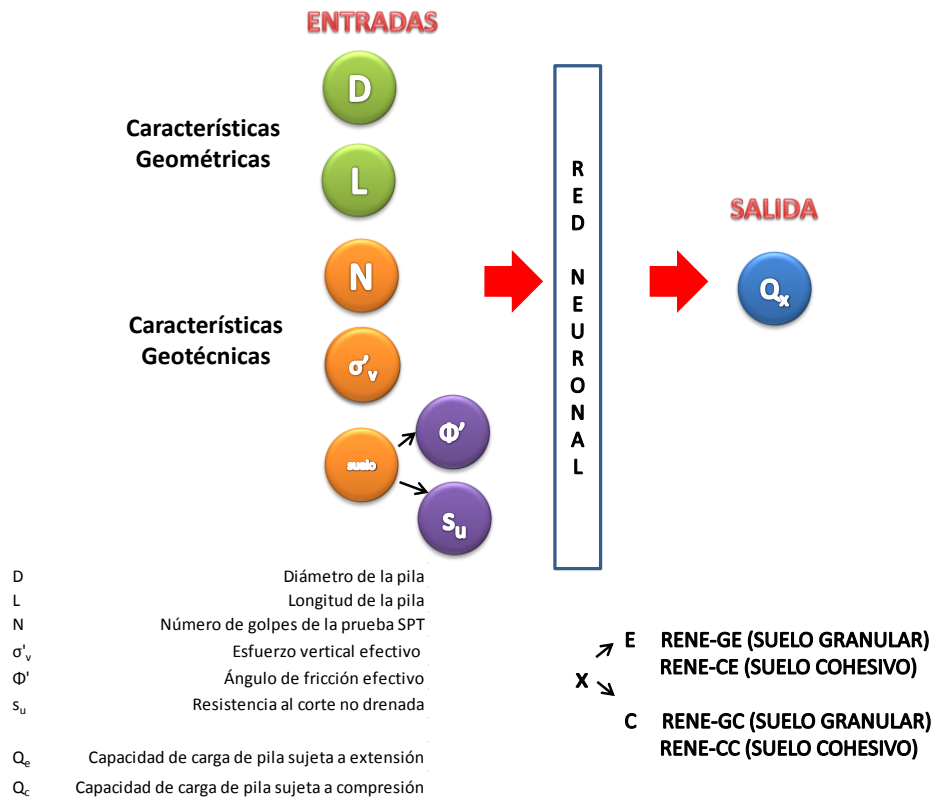


Figura 4.9. Estructura del modelo neuronal.

Como se expuso en el capítulo 2, cuando una pila es sujeta a extensión axial se desarrolla muy poca resistencia en punta por lo que el término comúnmente es despreciado, entonces la capacidad de carga última que prediga RENE-GE y RENE-CE estará asociada únicamente a la resistencia desarrollada en el fuste. En cambio, en el valor numérico de capacidad de carga última que prediga RENE-GC y RENE-CC estarán implícitas las dos componentes de resistencia (fuste y punta).

a) Arquitectura.

La arquitectura utilizada en las redes es del tipo Multicapa de Prealimentación (Multilayer Normal Feed Forward). En esta arquitectura cada capa es provista con entradas externas en un ordenamiento secuencial: la primera recibe un vector de entrada que es el encadenamiento del vector de entrada y la salida de la primera capa, la segunda capa recibe entradas desde el vector de entrada, y los vectores de salida de ambas capas anteriores.

b) Tipo de error

La función de error mide la distancia entre el vector de salida deseado y el error de salida actual, así el algoritmo de aprendizaje ajusta los pesos en la red para disminuir el error en el conjunto de entrenamiento. El adoptado en esta investigación es el error cuadrado promedio el cual está dado por la siguiente ecuación:

$$E = \sqrt{\frac{\sum(D_{ij} - Y_{ij})^2}{M}} \quad (4.2)$$

donde:

E : es el error cuadrado promedio

D_{ij} : es la i salida deseada para el ejemplo de entrenamiento j

Y_{ij} : es la i salida de la red actual para el ejemplo j

M : es el número de veces de salida el número de ejemplos.

c) Capa de entrada

La capa de entrada es la capa que recibe directamente la información proveniente de las fuentes externas de la red, son internas a la red y no tiene contacto directo con el exterior. Cada RN de este modelo cuenta con cinco nodos de entrada, y cada nodo corresponde a uno de los parámetros que fueron justificados en la sección anterior.

Las entradas neuronales de los modelos utilizados son el diámetro (D) y longitud (L) de la pila, el número de golpes de SPT (N), el esfuerzo vertical efectivo promedio a lo largo de la pila (σ'_v) y, el tipo de suelo donde fue colada la pila sea el ángulo de fricción efectivo (ϕ') para RENE- GE Y RENE- GC y la resistencia al corte no drenada (s_u) para RENE- CE Y RENE- CC.

d) Capa oculta

El número de capas ocultas depende de la complejidad del problema que se presenta a la red. Con problemas simples demasiados elementos de procesamiento podrían mermar su capacidad de generalización y pocas unidades de procesamiento ante problemas complejos no son capaces de encontrar las relaciones funcionales. Los módulos fueron entrenados comenzando con una capa oculta de 10 nodos, se verifica su desempeño en prueba y entrenamiento y bajo el criterio de término (error cuadrático medio) se determina o se añaden más nodos o se califica como modulo exitoso. El número de iteraciones para alcanzar el criterio de paro fue variable en cada uno de ellos. Los cuatro módulos convergieron en 150 nodos en la capa oculta

- Regla de aprendizaje

El método de aprendizaje adoptado es el algoritmo Quick Propagation (QP) (Fahlman, 1988), el cual minimiza el tiempo requerido para encontrar el conjunto de pesos que consiguen las menores diferencias entre los resultados calculados por la red y los objetivos del diseño. Además, esta técnica automáticamente regula la matriz de pesos, y detecta condiciones que aceleran el aprendizaje.

- Función de activación

La función de activación adoptada para esta capa es producto punto (Dot product), una función nodal que es la suma ponderada de las entradas más un valor de sesgo. Intuitivamente, el producto punto escala cada entrada de acuerdo con su influencia relativa en el incremento de la entrada de la red al nodo. En pocas palabras el producto punto es una indicación de que tan alineados están los vectores el uno con el otro.

- Función de transferencia

Se empleó la función de transferencia sigmoide, que actúa como un compresor, conteniendo la función de entrada cuando se obtienen grandes valores tanto positivos como negativos (Tabla 3.1). Los valores grandes asintóticamente se aproximan a 1, mientras que valores grandes negativos tienden a 0.

e) Capa de salida

La capa de salida transfiere información de la red hacia el exterior. Para los módulos elaborados se optó por utilizar una variable de salida, siendo la capacidad de carga última por extensión (Q_e) para RENE-GE y RENE- CE, y la capacidad de carga última por compresión (Q_c) para RENE-GC y RENE- CC.

- Función de activación

Similar que el caso de la capa oculta, en la capa de salida la función de activación adoptada es producto punto.

- Función de transferencia

Para la capa de salida se empleó la función de transferencia lineal (Tabla 3.1). La salida de una función de transferencia lineal es proporcional a su entrada.

4.4 Estimaciones neuronales en fase de entrenamiento y prueba

En la Figura 4.10 se presentan los valores de capacidad de carga medidos en campo comparados con los estimados con RNs en la etapa de entrenamiento. La relación medido contra evaluado sigue muy cercanamente la línea con pendiente igual a 1. Asociado se encuentra el coeficiente de determinación R^2 (revela en qué grado corresponden los valores estimados con los datos reales) que en los cuatro casos son muy cercanos a 1.0.

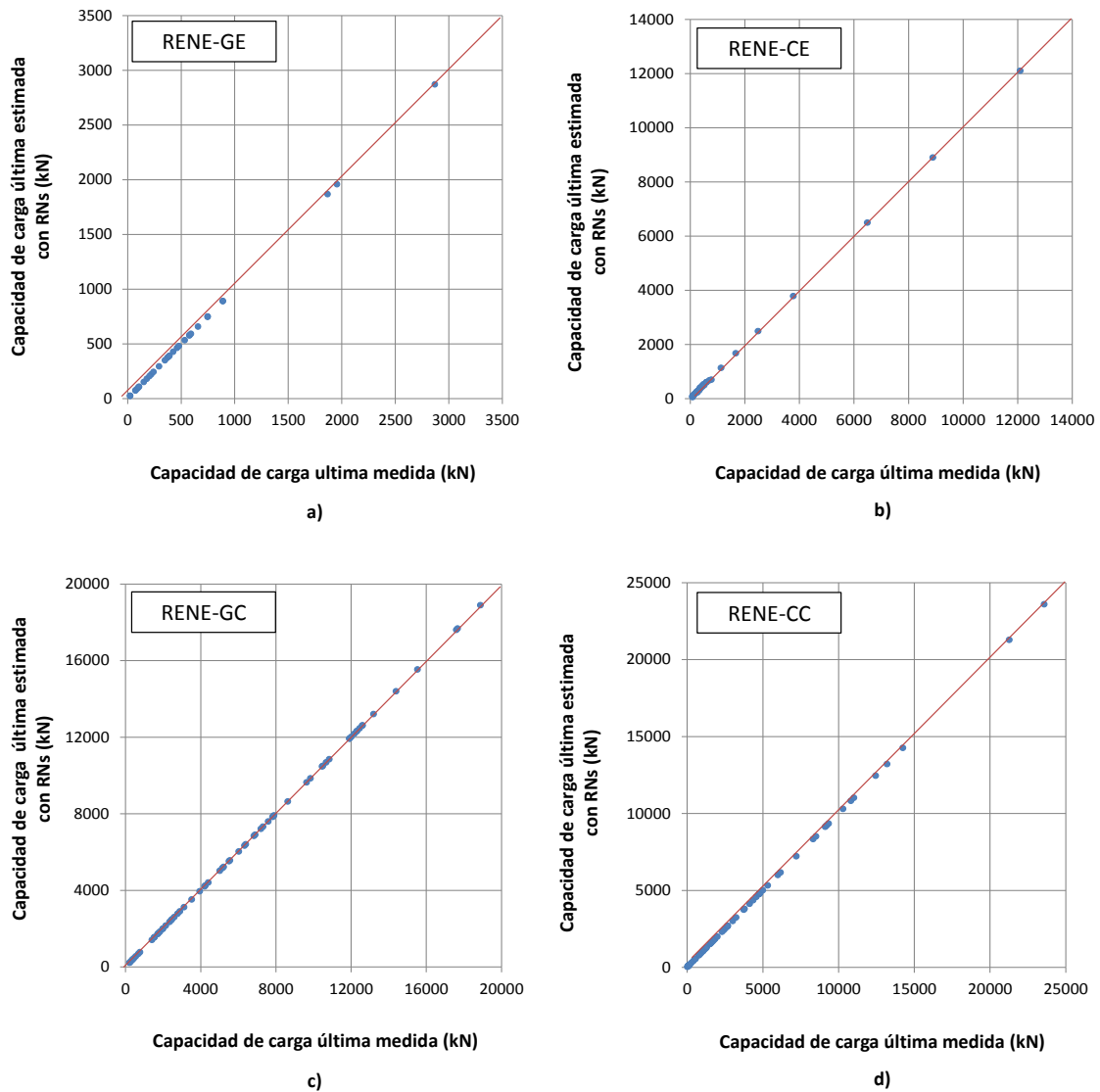


Figura 4.10. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento de los modelos neuronales: a) RENE-GE, b) RENE-CE, c) RENE-GC, d) RENE-CC.

El conjunto de prueba es usado para evaluar el desempeño de la red después del entrenamiento. En la fase de prueba los valores de resistencia estimados por los cuatro módulos pueden considerarse representativos ya que proporcionan poca dispersión alrededor de la línea 1:1 (Figura 4.11). Las líneas discontinuas en cada inciso indican $\pm 10\%$ de desviación estándar y las gráficas muestran que la mayoría de los valores predichos se encuentran dentro del intervalo citado. El coeficiente de determinación fue de 0.89, 0.98, 0.87 y 0.97 para RENE-GE, RENE-CE, RENE-GC y RENE-CC respectivamente, indicando el notable desempeño en predicción de casos fuera del conjunto de entrenamiento (no incluidos para desarrollar las RNs). A partir de estos resultados se considera que el entrenamiento es óptimo y el error de la variable de salida es mínimo y apropiado. Los resultados de la fase de prueba sustentan la calificación de “ventajosa” que se da a esta propuesta neuronal.

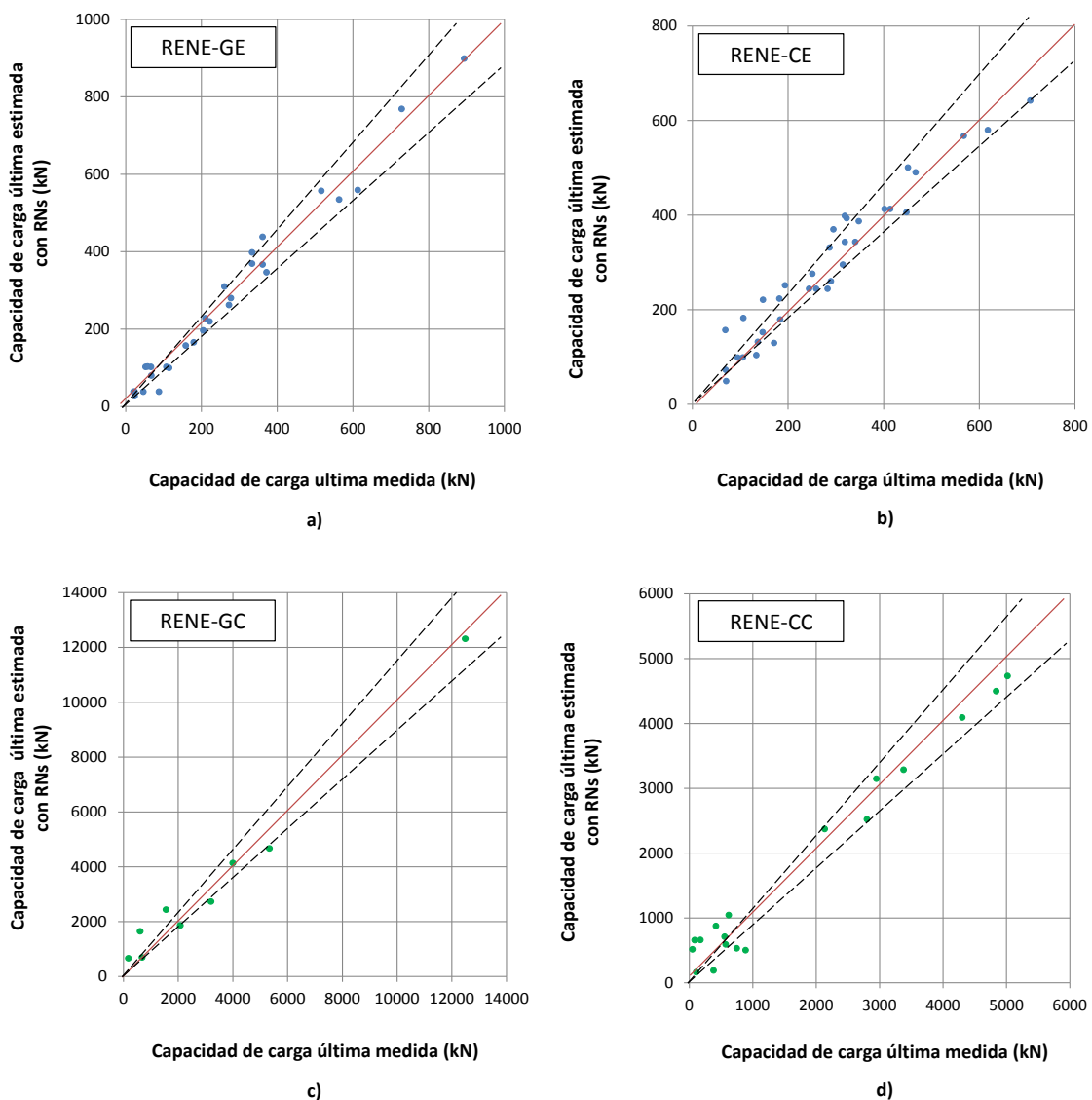


Figura 4.11. Resultados obtenidos durante la fase de prueba de los modelos neuronales: a) RENE-GE, b) RENE-CE, c) RENE-GC, d) RENE-CC.

A continuación se comparan los resultados del conjunto de prueba del modelo neuronal con los obtenidos de los métodos semi- empíricos y empíricos (descritos en el capítulo 2).

- a) **RENE-GE:** Como las pilas sujetas a extensión presentan únicamente resistencia en el fuste, la RENE-GE será comparada con las estimaciones obtenidas con las teorías de Kulhawy *et al.* (1983) y Reese y O’ Neill (1988). La resistencia unitaria en el fuste para suelos granulares está dada por las ecuaciones 2.4 y 2.5. Para la ecuación 2.4 se adoptaron para todos los casos $\delta = 1.0$ y $K = 1.0$.

Un balance de valores medidos contra estimados para cada método y un comparativo entre los 3 modelos vistos está dado en la Figura 4.12. Se obtiene un mejor desempeño para el método que proporciona menos dispersión en torno a la línea 1:1. Además las dos líneas discontinuas indican $\pm 10\%$ de desviación estándar. Con el método de Kulhawy la capacidad de carga última evaluada es ligeramente menor que la medida, con el método de Reese y O’ Neill se observa mayor dispersión con sobrestimaciones y subestimaciones del valor medido y con RENE-GE es evidente la cercanía del valor medido al valor evaluado en todos los patrones de los casos presentados al modelo.

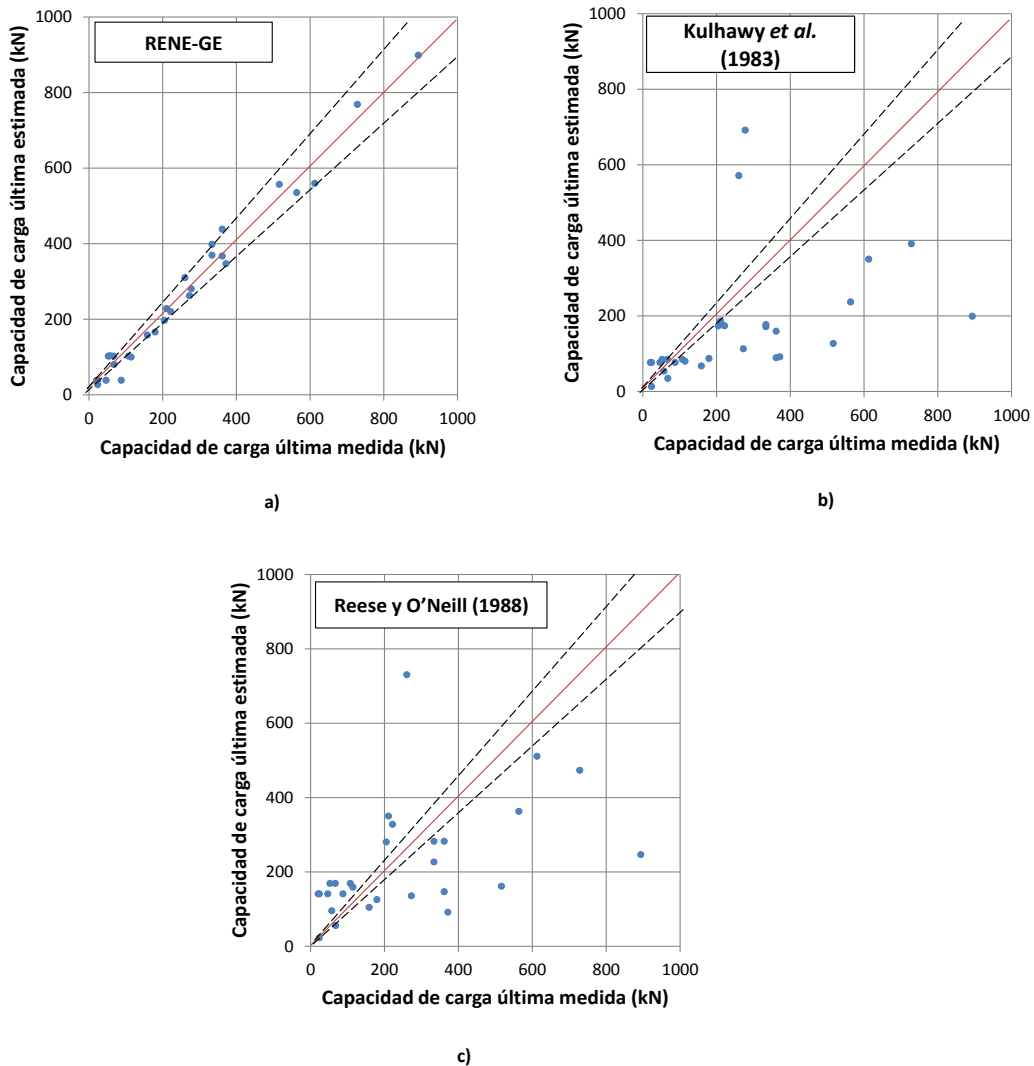


Figura 4.12. Capacidad de carga última medida vs capacidad de carga última evaluada con: a) Redes Neuronales (RENE-GE), b) Fórmula de Kulhawy *et al.*, c) Fórmula de Resse y O’ Neill.

En la Figura 4.13 se muestra la capacidad de carga obtenida con RENE-GE y con las teorías de Kulhawy *et al.* y Reese y O’Neill solo para casos de prueba. La relación $Q_{medido}/Q_{estimado}$ es un indicador de la proximidad que tiene el valor calculado con el medido en campo: si el valor es o tiende a 1.0, significa que el valor predicho es igual al medido; si tiende a 0 significa que la teoría sobrestima al valor medido y si la relación tiende a ser mayor que 1.0 significa que la teoría subestima a lo medido. En la Figura 4.13 podemos observar que RENE-GE se mantiene muy cercana a la unidad, el 55% de los patrones obtenidos con fórmula de Kulhawy *et al.* subestiman el valor medido y el 52% de los patrones calculados con la fórmula de Reese y O’Neill lo sobrestiman.

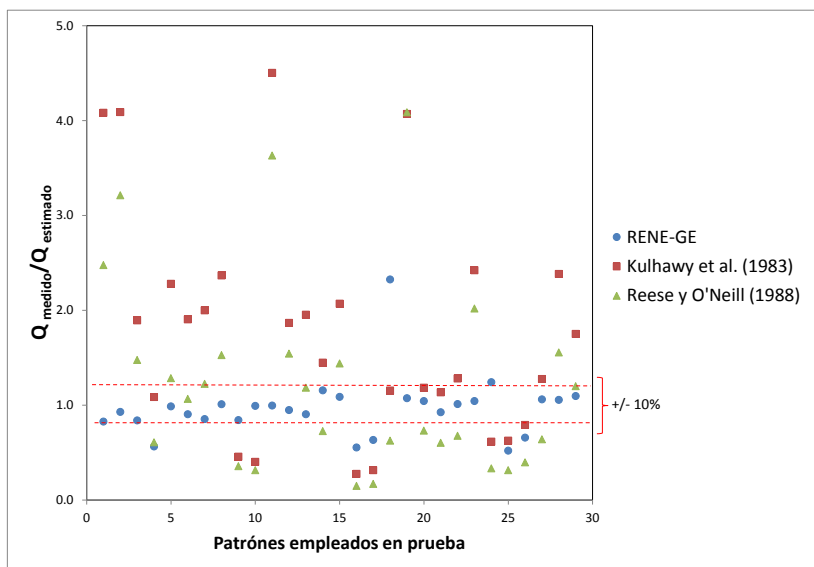


Figura 4.13. Comparativo entre los resultados de la RENE-GE, la fórmula de Kulhawy *et al.* y la fórmula de Reese y O’Neill, para el conjunto de datos usados en prueba .

- b) **RENE-CE:** Similar al caso de las pilas coladas en suelos granulares sujetas a extensión, en cimentaciones coladas en suelos predominantemente cohesivos es habitual que actúe sólo la resistencia en el fuste, por lo que RENE-CE será comparado con las conocidas teorías de Tomlinson (1957) y Schmertmann (1975). La resistencia unitaria en el fuste para suelos cohesivos está dada por la ecuación 2.6 y los parámetros enlistados en la Tabla 2.2. Para estimar α fue empleada la Figura 2.6, siguiendo lo definido en el capítulo 2.

El balance de valores medidos vs predichos para cada método se muestra en la Figura 4.14. Se observa que las predicciones obtenidas a partir de RENE-CE exhiben menos dispersión alrededor de la línea de igualdad que los obtenidos de otros métodos, sobre todo en capacidad de carga alta. La ecuación de Tomlinson muestra buen comportamiento en valores menores a 400 kN, mientras que el método de Schmertmann sobrestima al valor medido en todo el rango de capacidad evaluado.

La Figura 4.15 muestra un análisis comparativo entre los resultados de RENE-CE y los métodos ya mencionados (relación $Q_{medido}/Q_{estimado}$). Para RENE-CE la relación es ligeramente menor a la unidad, la fórmula de Tomlinson también da valores muy cercanos a la unidad mientras que en la ecuación de Schmertmann el 92% de los patrones sobrestiman los valores medidos.

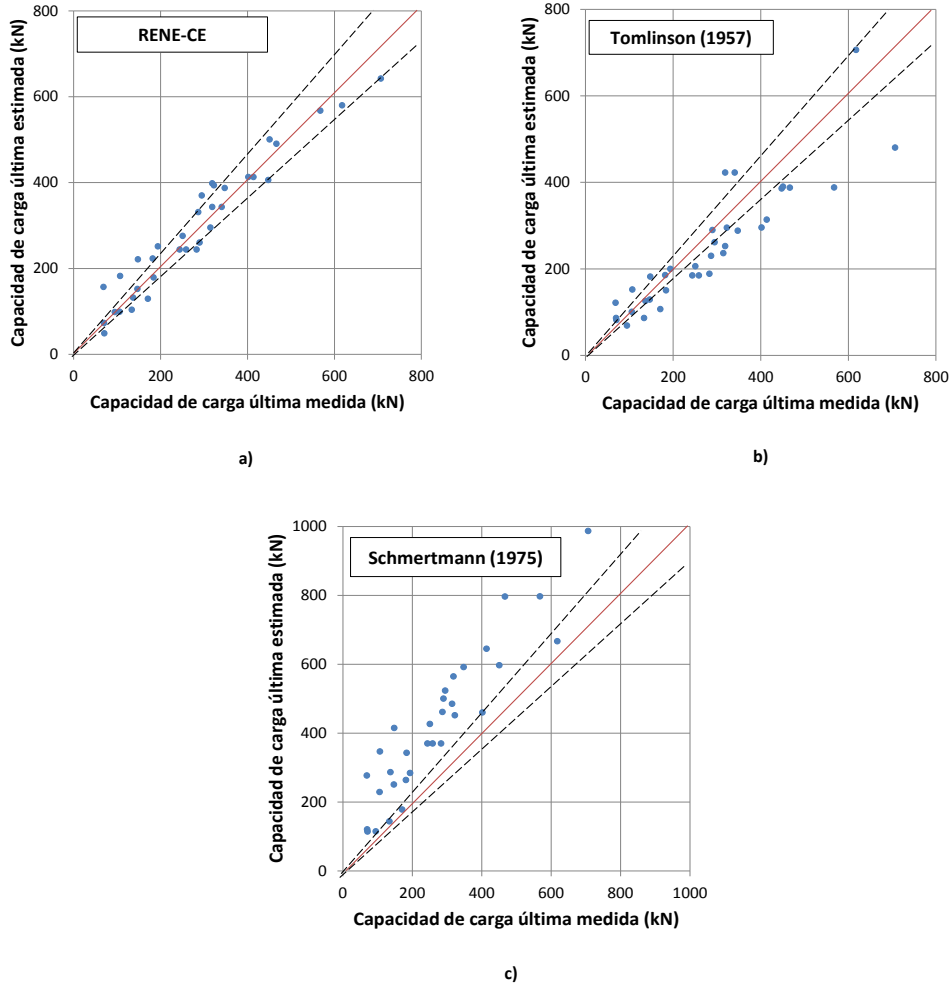


Figura 4.14. Capacidad de carga última medida vs capacidad de carga última evaluada con: a) Redes Neuronales (RENE-CE), b) Fórmula de Tomlinson, c) Fórmula de Schmertmann, para el conjunto de datos usados en prueba.

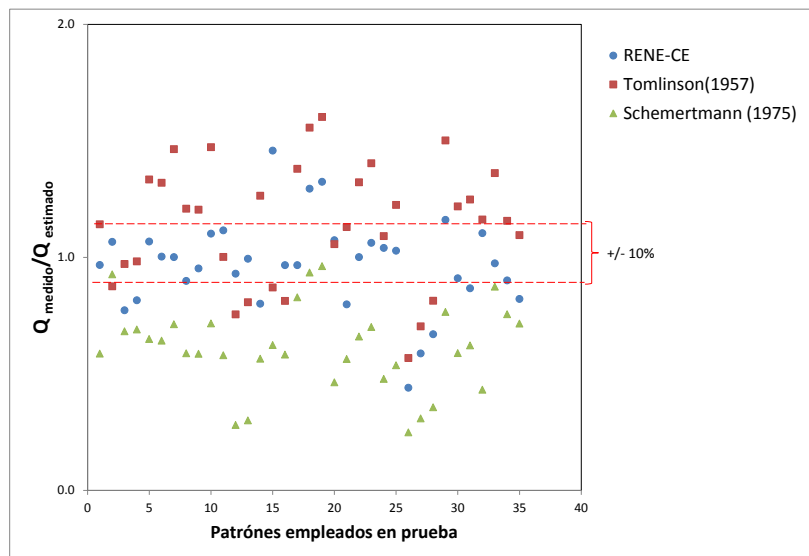


Figura 4.15. Comparativo entre los resultados RENE-CE, la ecuación de Tomlinson y la ecuación de Schmertmann.

c) **RENE-GC:** La capacidad de carga última de pilas coladas en suelos granulares sujetas a compresión está asociada a los dos componentes de resistencia (en el fuste y en la punta), por lo que el modelo RENE-GC será comparado con:

1. Las fórmulas de Kulhawy *et al.* (1983) (ecuación 2.4), y Vesic (1975) (ecuación 2.15) serán usadas para estimar la resistencia en el fuste y punta, respectivamente. Para la ecuación 2.4 se adoptaron en todos los casos $\delta = 1.0$ y $K = 1.0$ y para definir los parámetros de la ecuación 2.15 fueron utilizadas la Figura 2.7 y la Tabla 2.3.
2. Las ecuaciones 2.5, 2.16 y 2.17 de Reese y O' Neill (1988).

El balance de valores medidos vs predichos para cada método se presenta en la Figura 4.16. Podemos deducir que las fórmulas Kulhawy *et al.*- Vesic no consigue acercarse a los valores medidos y que RENE-CE se comporta consistentemente en todo el intervalo evaluado (dispersión mínima alrededor de la línea 1:1).

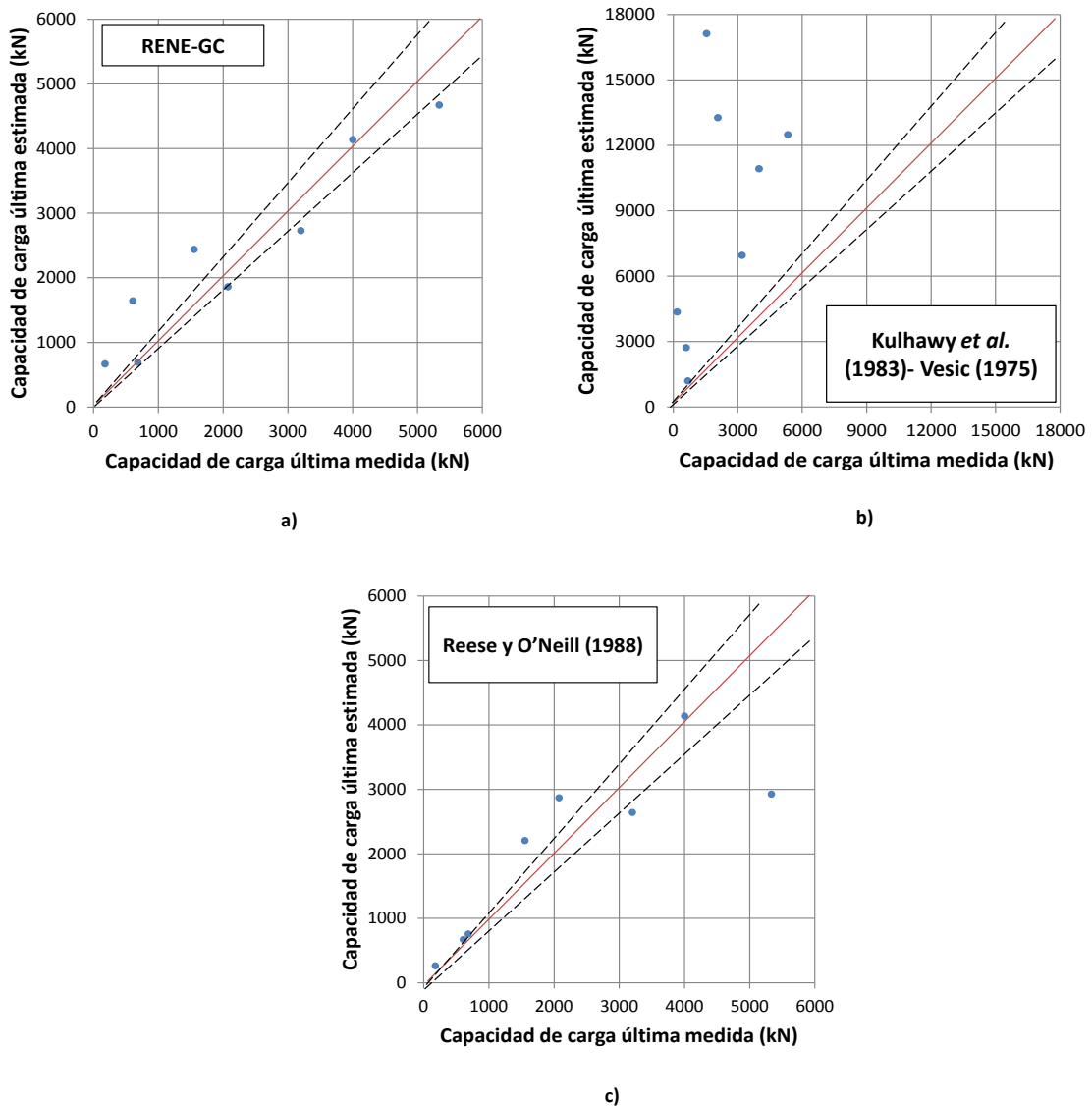


Figura 4.16. Capacidad de carga última medida vs capacidad de carga última evaluada con: a) Redes Neuronales (RENE-GC), b) Fórmulas de Kulhawy *et al.*- Vesic, c) Fórmulas de Resse y O' Neill.

La Figura 4.17 muestra el valor de capacidad de carga calculado con RENE-GC y el calculado con las teorías descritas en el capítulo 2. La relación $Q_{medido} / Q_{estimado}$ también se calculó para efecto comparativo.

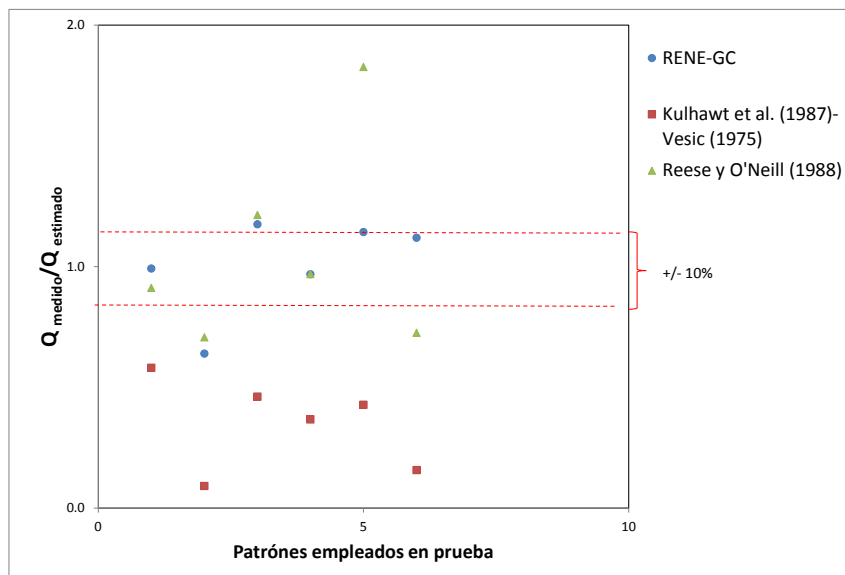


Figura 4.17. Comparativo entre los resultados del modelo RENE-GC, las fórmulas Kulhawy *et al.*- Vesic y las fórmulas de Reese y O' Neill, para el conjunto de datos usados en prueba.

Para RENE-GC la relación es ligeramente menor a la unidad, las fórmulas de Kulhawy *et al.*- Vesic sobreestiman el valor medido en más de un 70%.

d) RENE-CC: La capacidad de carga última de pilas coladas en suelos cohesivos sujetas a compresión está asociada con las dos componentes de resistencia (en el fuste y en la punta), por lo que el modelo RENE-CC será comparado con:

1. La suma de la fórmula de Tomlinson (1957) (ecuación 2.6), y la de Vesic (1975) (ecuación 2.20). Para la ecuación 2.6, α fue estimada a partir de la Figura 2.6 y para calcular los parámetros de la ecuación 2.20 fueron utilizadas la Figura 2.7 y la Tabla 2.4.
2. Las ecuaciones de la Tabla 2.2 de Schmertmann (1975) y la ecuación 2.22 de Reese y O' Neill (1988).

El balance de valores medidos contra predichos para cada método se presenta en la Figura 4.18. De la figura podemos concluir que las fórmulas semi- empíricas y empíricas se separan evidentemente del valor medido y RENE-CC sigue cercanamente la tendencia de las pruebas de campo (exhibe menos dispersión alrededor de la línea de igualdad). La Figura 4.19 muestra el valor de capacidad de carga estimado con RENE-CC, y las fórmulas vistas en el capítulo 2, (sólo para los casos prueba). La relación $Q_{medido} / Q_{estimado}$ también se calculó para efecto comparativo. Para RENE-CC en promedio la relación es ligeramente menor a la unidad mientras que las fórmulas de Tomlinson y Vesic sobreestiman el valor medido (casi al doble). Las ecuaciones empíricas de Schmertmann y de Reese y O' Neill también sobrestiman el valor medido.

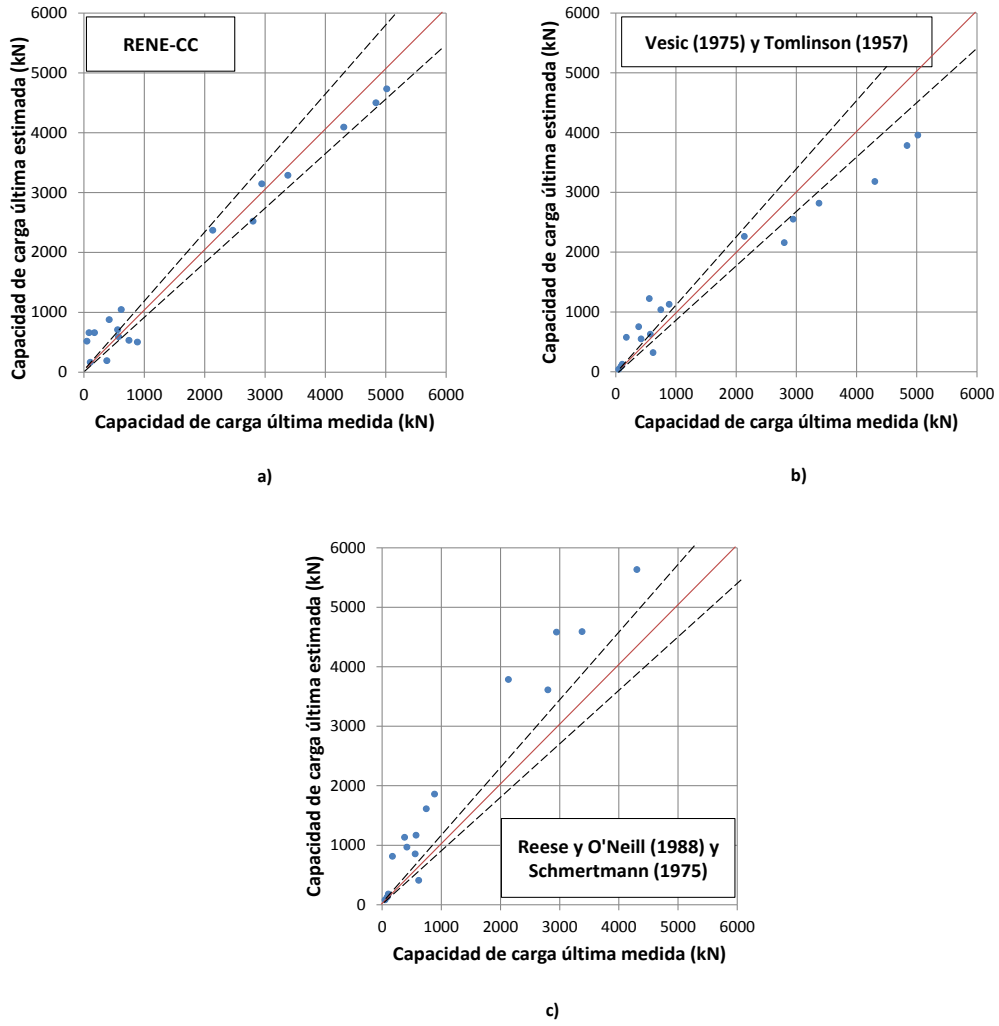


Figura 4.18. Capacidad de carga última medida vs evaluada con: a) Redes Neuronales (RENE-CC), b) Fórmulas de Tomlinson - Vesic, c) Fórmulas de Schmertmann - Reese y O' Neill.

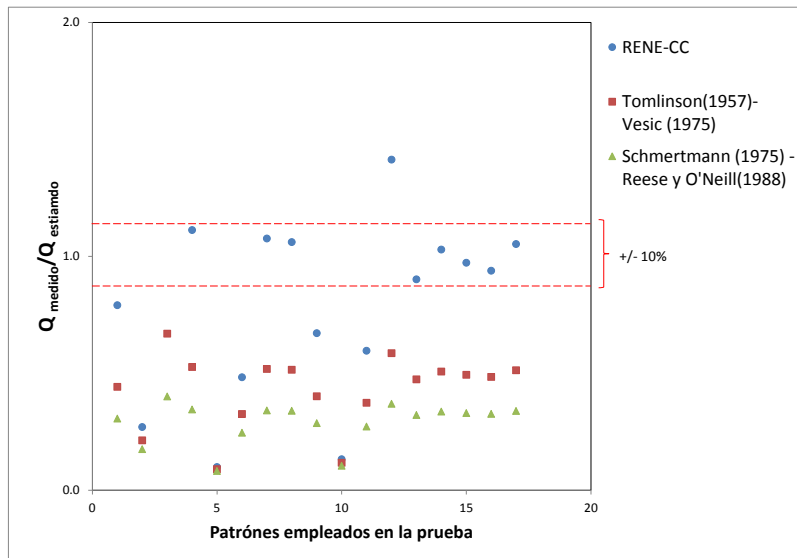


Figura 4.19. Comparativo entre los resultados del modelo RENE-CC, las fórmulas Tomlinson - Vesic y las fórmulas de Schmertmann - Reese y O' Neill, para el conjunto de datos usados en prueba.

4.4.1. Influencia de los parámetros geométricos y geotécnicos sobre la capacidad de carga

Este ejercicio permite saber cuáles variables tienen mayor peso en los modelos, conocer el comportamiento de las RNs y ver la interacción entre las variables utilizadas. El análisis de sensibilidad está basado en la medición del efecto que se observa en una salida y_k debido al cambio que se produce en una entrada x_i . Cuanto mayor efecto se observe sobre la salida, mayor sensibilidad se puede deducir que presenta respecto a la entrada. Un método común consiste en fijar el valor de todas las variables de entrada a su valor medio e ir variando el valor de una de ellas a lo largo de todo su rango, registrando el valor de salida de la red. En la Tabla 4.3 se presenta el análisis de sensibilidad de los parámetros de entrada sobre el valor de salida para cada red neuronal presentada en esta investigación.

Tabla 4.3 Análisis de sensibilidad de los 4 módulos.

| Variables de entrada | RENE-GE | RENE-CE | RENE-GC | RENE-CC |
|--|---------|---------|---------|---------|
| Longitud (L) | 19% | 39% | 20% | 20% |
| Diámetro (D) | 25% | 23% | 21% | 23% |
| Esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) | 23% | 16% | 19% | 17% |
| Impactos en prueba SPT (N) | 15% | 12% | 20% | 20% |
| Resistencia no drenada (s_u) o ángulo de fricción (ϕ) | 18% | 10% | 20% | 20% |
| | 100% | 100% | 100% | 100% |

A partir de la Tabla 4.3 podemos concluir lo siguiente:

- Para RENE-GE podemos observar una interacción equilibrada entre variables, no obstante la variable directora del modelo es el diámetro de la pila (25%) después el esfuerzo vertical efectivo promedio (23%) seguido de la longitud de la pila y el ángulo de fricción (19 y 18% respectivamente) y finalmente la variable con menor peso en el modelo es el número de impactos de la prueba SPT con 15%.
- Con RENE-GC la longitud de la pila es la variable más importante con un 39%, esto es oportuno ya que mientras mayor es la longitud, la pila presenta mayor área de contacto y con esto un aumento en la resistencia en el fuste. Enseguida el diámetro y el esfuerzo vertical efectivo promedio presentan 23% y 16 % respectivamente, y finalmente el número de impactos de la SPT y la resistencia al corte no drenada son las variables con menos peso en el modelo con 12 y 10% respectivamente.
- En RENE-CC las cinco variables participan equilibradamente en el modelo tal como se ve en la Tabla 4.3, el diámetro pesa en el modelo 21%, la longitud de la pila, el número de impactos de la prueba SPT y el ángulo de fricción presentan 20% y el esfuerzo vertical efectivo tiene un 19%.

- Para RENE-CC las variables también participan equilibradamente, sin embargo el parámetro director del modelo fue el diámetro de la pila con 23%, seguido de la longitud, la resistencia al corte no drenada y el número de impactos de la prueba SPT con 20% cada una, y finalmente el esfuerzo vertical efectivo obtuvo un 17%.

En general el conjunto de parámetros constituyen modelos estables donde las variables declaradas participan equilibradamente en la transmisión de información a través de la matriz de pesos. En RENE-GE el hecho de que las dimensiones de la pila y las variables de resistencia del suelo dirijan el comportamiento del modelo es congruente con los indicadores prácticos. Cabe resaltar que la muestra de registros presentada para realizar el modelo RENE-GC es muy pequeña y sería necesario una población mucho mayor para enunciar conclusiones más contundentes.

4.4.2. Análisis de la relación Longitud/ Diámetro en las predicciones del modelo.

A pesar que en la fase de prueba los valores de resistencia estimados por los cuatro módulos pueden considerarse representativos e indican el notable desempeño en predicción de casos fuera del conjunto de entrenamiento, se exhibe cierta tendencia de predicción en función de la relación de esbeltez de la pila (L/D). A continuación se presenta un análisis de la influencia de L/D en el desempeño de las RNs del presente trabajo.

a) Modulo RENE-GE

Para evaluar el desempeño del módulo RENE-GE se utilizaron 29 pruebas de carga sujetas a extensión axial coladas en suelos granulares. Los resultados obtenidos se encuentran en la Figura 4.20. Con el módulo RENE-GE es evidente la cercanía del valor medido al valor evaluado en todos los patrones de los casos presentados al modelo.

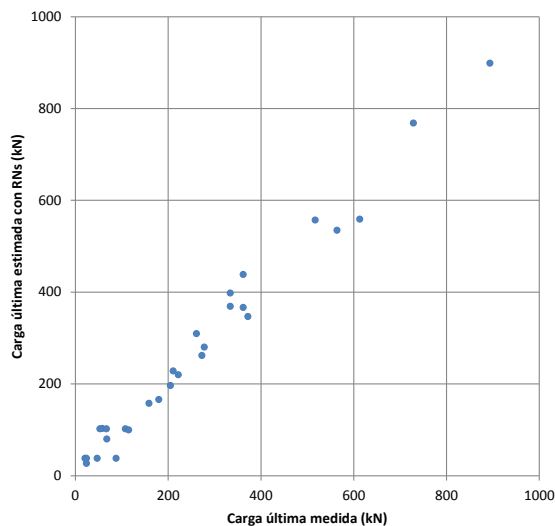


Figura 4.20. Resultados obtenidos para la fase de prueba del módulo RENE-GE.

De manera general, podemos observar que el modelo predice de manera cercana la carga última, presentando un coeficiente de correlación (R^2) de 0.9804. Sin embargo, si los datos son clasificados por la relación de esbeltez, la capacidad de predicción del modelo es diferente dependiendo de su magnitud. La Figura 4.21 presenta los mismos patrones de la Figura 4.20, separados en función de L/D .

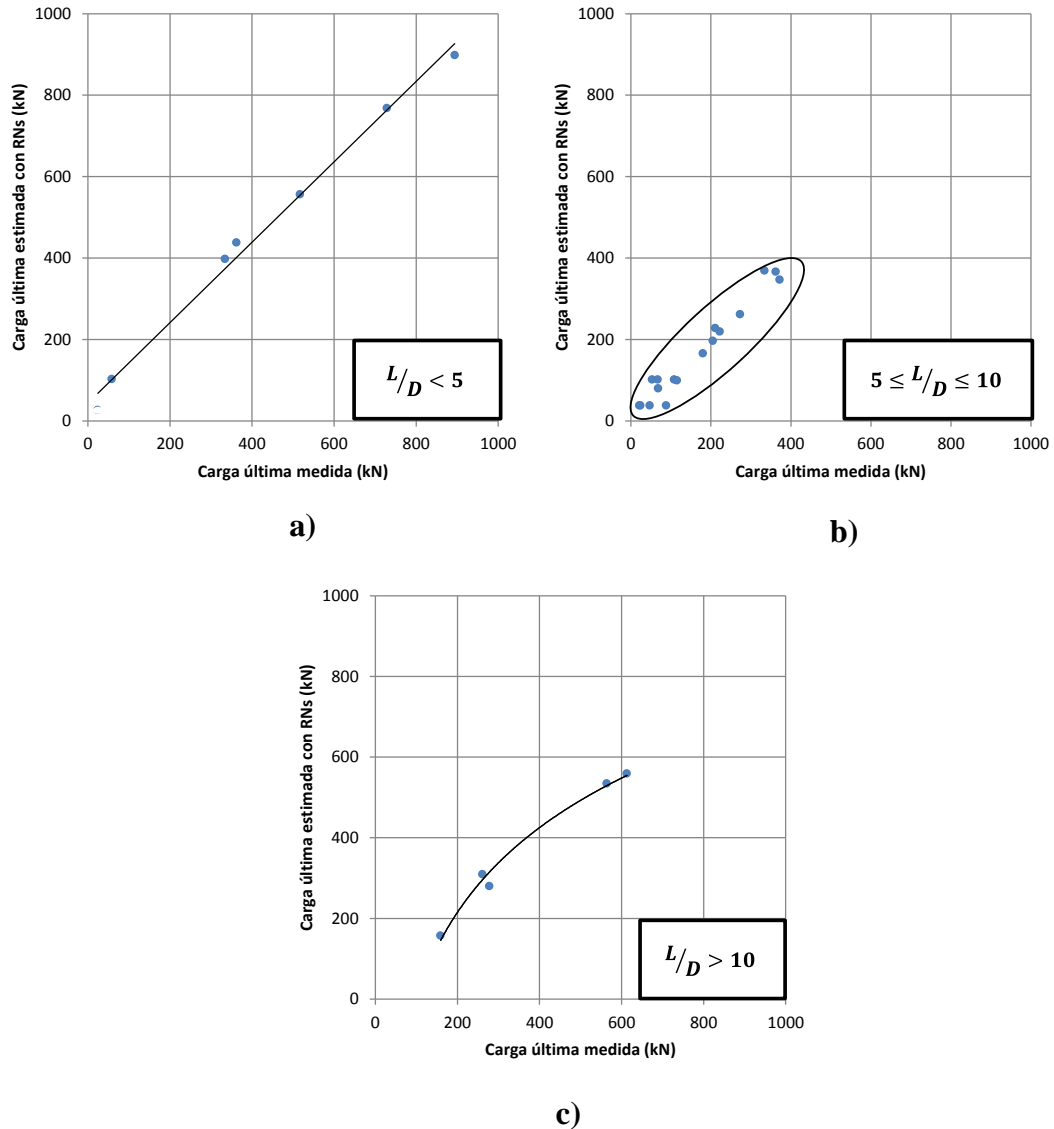


Figura 4.21. Tendencias de predicción de RENE-GE en función de la relación L/D .

El 24% de los patrones evaluados tienen una relación L/D menor de 5, (Figura 4.21a) y en conjunto exhiben una capacidad de predicción casi lineal, con una $R^2=0.9928$ ya que las estimaciones no se alejan del valor medido. El 63% de los patrones poseen una relación L/D entre 5 y 10 (Figura 4.21b) y presentan predicciones más flexibles, sin alejarse de la resistencia medida en campo, esto se refleja en el coeficiente de correlación del conjunto ($R^2 = 0.957$). Estas predicciones se pueden atribuir al comportamiento de cimentaciones superficiales, ya que la relación L/D no sobrepasa 10. La situación fue diferente para el 17% restante, donde los patrones tienen una relación L/D mayor de 10. La afinidad de predicción del módulo disminuye (Figura 4.21c) de manera logarítmica, sin embargo no se aleja del valor medido y resaltando que la resistencia de cimentaciones profundas varía en función de su relación de esbeltez.

b) Modulo RENE-CE

Para evaluar el desempeño del módulo RENE-CE se utilizaron 36 pruebas de carga sujetas a extensión axial coladas en suelos cohesivos. La Figura 4.22 muestra los resultados estimados para la fase de prueba del módulo. Los resultados del módulo RENE-CE indican el notable desempeño en predicción de casos fuera del conjunto de entrenamiento.

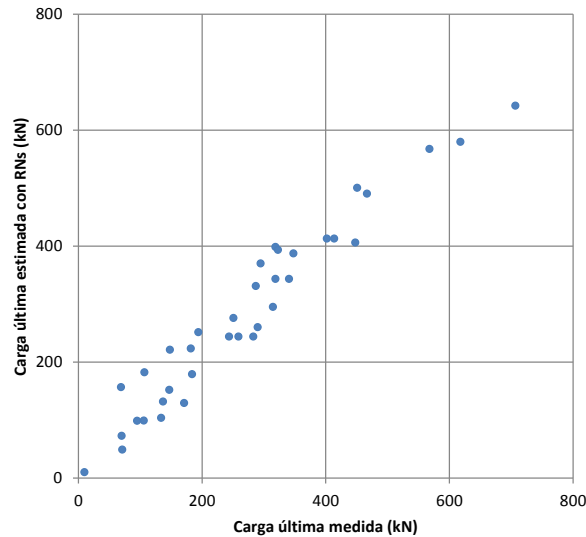


Figura 4.22. Resultados obtenidos durante la fase de prueba del módulo RENE-CE

A simple vista, el módulo tiende a predecir la carga última en el fuste de manera cercana y lineal ($R^2=0.9389$). No obstante, si los datos en la figura son clasificados por el valor de L/D , la capacidad de predicción del módulo difiere según la magnitud de esta relación. La Figura 4.23 presenta los mismos patrones de la Figura 4.22, catalogados en función de L/D . En los patrones presentados a RENE-CE, la relación de esbeltez rige el comportamiento de predicción del modelo. La tendencia cambia significativamente en patrones donde la relación de esbeltez está asociada a cimentaciones superficiales ($L/D < 10$) o asociada a cimentaciones profundas ($L/D > 10$). En los registros presentados al módulo RENE-CE, se manifestaron 3 tipos de tendencias de predicción en función de L/D . La primera tendencia es parabólica y se presentó en el 47% del total de patrones, que tienen en común L/D menor o igual de 10 y las pilas fueron sometidas a esfuerzos verticales efectivos promedio ($\bar{\sigma}'_v$) menores de 20 kN/m^2 (Figura 4.23a). Esto significa que la capacidad predictiva disminuye si aumenta la capacidad de carga a estimar, sin embargo mantiene la cercanía con el valor medido (R^2 de 0.9626).

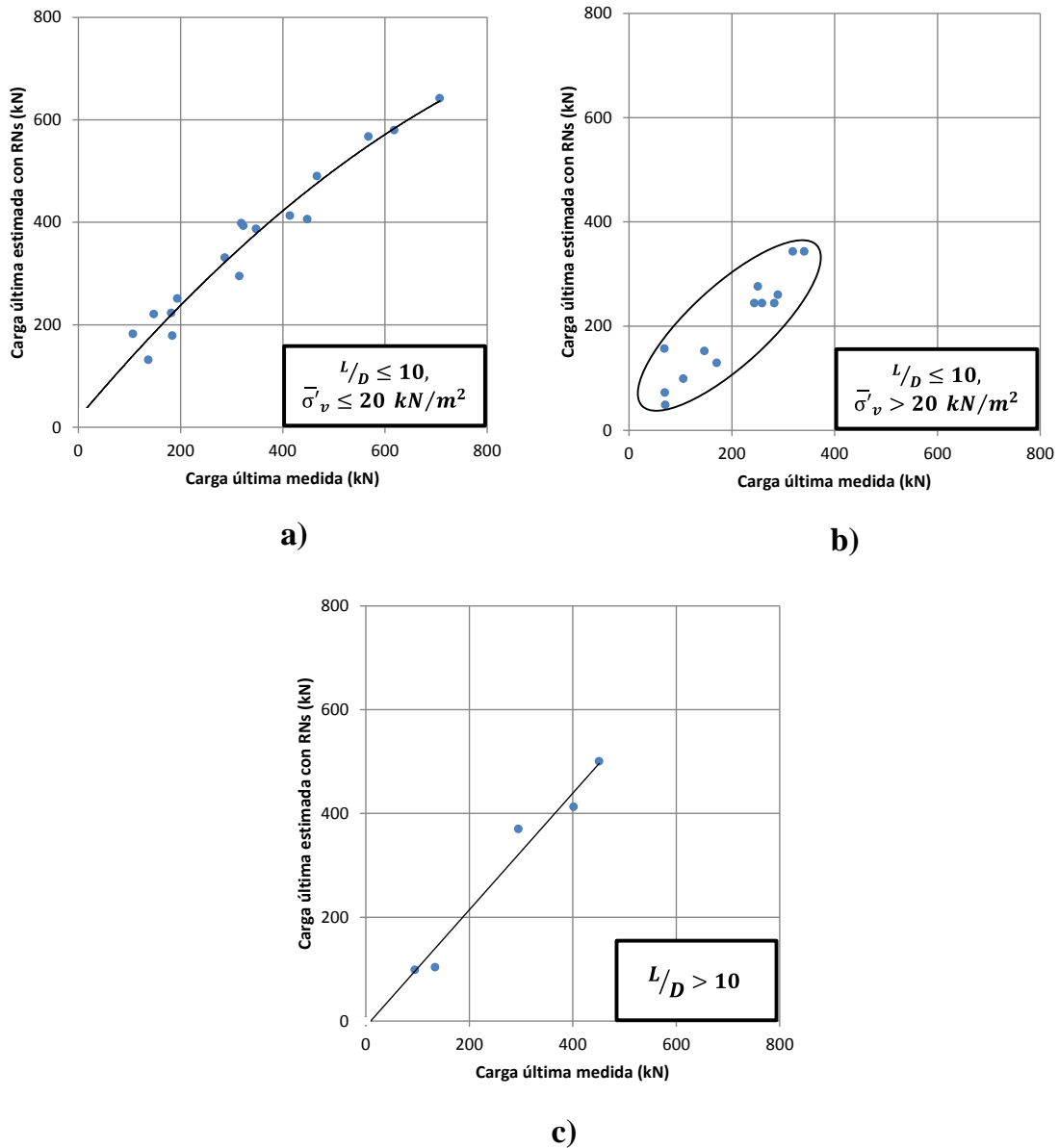


Figura 4.23. Tendencias de predicción de RENE-CE en función de la relación L/D .

La segunda tendencia consiste en predicciones flexibles sin alejarse de la resistencia medida en campo y se presentó en el 36% del total de patrones donde la relación L/D es menor o igual de 10 y están sometidas a $\bar{\sigma}'_v$ mayores de 20 kN/m² (Figura 4.23b). La capacidad de predicción también disminuye en esta zona en promedio 12% ($R^2 = 0.886$). La tercera tendencia en este módulo fue lineal y se exhibió en el 17% restante donde las pilas poseen un L/D mayor de 10 (Figura 4.23c). Tal parece que mejora al estimar resistencias en cimentaciones profundas ($R^2 = 0.9779$). El hecho que $\bar{\sigma}'_v$ clasifique la tendencia de predicción del módulo sustenta que el esfuerzo vertical efectivo promedio, directa o indirectamente, tiene una influencia sobre la resistencia en el fuste de pilas coladas en suelos cohesivos (Goh *et al.*, 2005)

c) **Modulo RENE-GC**

Para evaluar el desempeño del módulo RENE-GC se consiguieron 5 pruebas de carga sujetas a compresión axial coladas en suelos granulares. Los resultados obtenidos para la fase de prueba del módulo RENE-GC se encuentran en la Figura 4.24. En el módulo es evidente la cercanía del valor medido al valor evaluado en todos los patrones de los casos presentados al modelo.

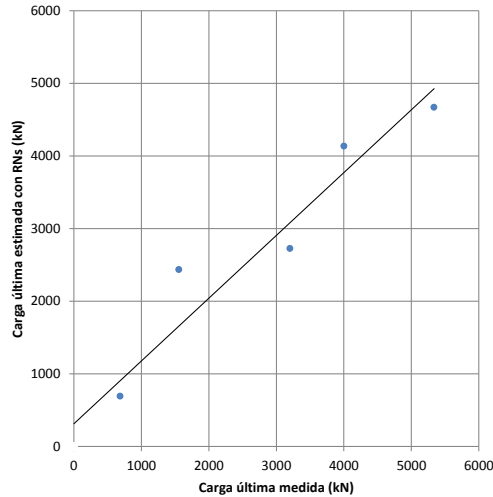


Figura 4.24. Resultados obtenidos durante la fase de prueba del módulo RENE-GC.

En general se puede observar que el modelo predice de manera aproximada la carga última en todos los patrones probados, presentando un coeficiente de correlación de 0.9368. A pesar de ser poca la cantidad de registros presentados al módulo, los datos fueron clasificados en función de L/D y al igual que los dos módulos previamente presentados, la capacidad de predicción del modelo es diferente dependiendo la magnitud de L/D . La Figura 4.25 presenta los mismos patrones de la Figura 4.24, catalogados en función de L/D .

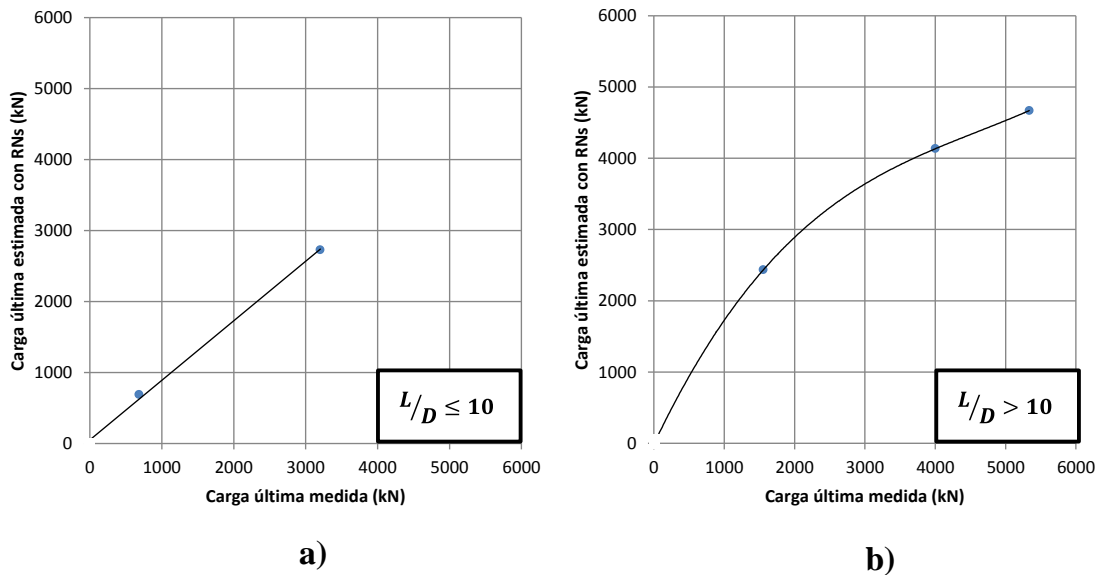


Figura 4.25. Tendencias de predicción de RENE-CE en función de la relación L/D .

Dos de los patrones evaluados tienen una relación L/D menor de 10 (Figura 4.25a) y ambos conforman una capacidad de predicción casi lineal ($R^2=0.9983$). Para los 3 patrones que tienen una relación L/D mayor de 10 (Figura 4.25b), demuestran que al modelo se le dificulta estimar la capacidad de carga mientras la carga medida en campo crece. Estos patrones parecen seguir la tendencia vista antes. Sin embargo, el número de datos limita su representatividad. Para cimentaciones profundas en arenas, Vesic (1963) observó que las resistencias en punta y fuste incrementan casi proporcionalmente con la profundidad en condiciones superficiales. Esta hipótesis sirve para hacer notar que la tendencia predictiva de este módulo no dista de lo que sucede en campo.

d) Modulo RENE-CC

Para evaluar el desempeño del módulo RENE-CC se presentaron 16 pruebas de carga sujetas a compresión axial coladas en suelos cohesivos. La Figura 4.26 muestra los resultados estimados para la fase de prueba del módulo RENE-CC. Los resultados del módulo RENE-CC indican el notable desempeño en predicción de casos fuera del conjunto de entrenamiento.

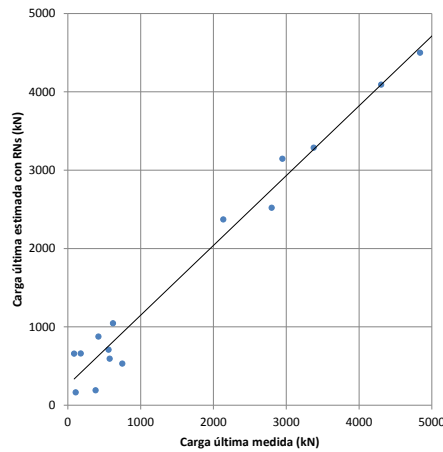


Figura 4.26. Resultados obtenidos durante la fase de prueba del módulo RENE-CC.

De manera general, el modelo exhibe cercanía al predecir la carga última ($R^2=0.9787$). La Figura 4.27 presenta los mismos patrones de la Figura 4.26, clasificados en función de L/D .

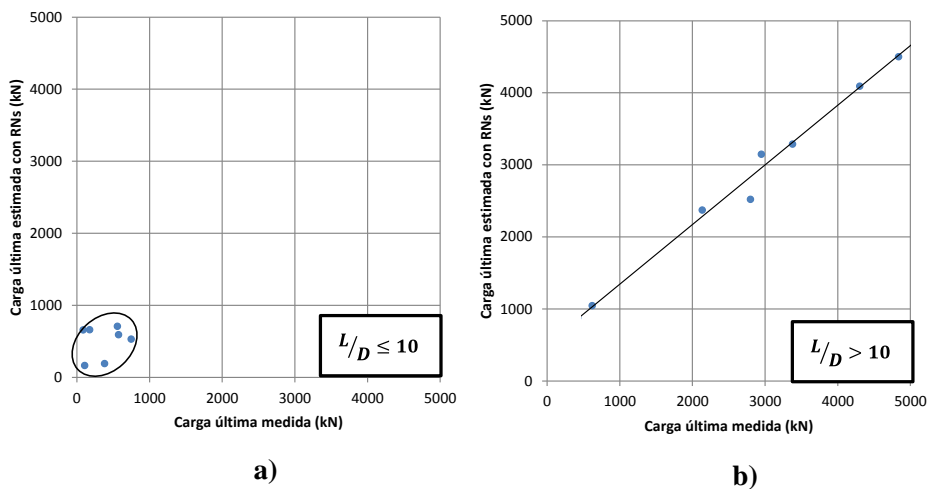


Figura 4.27. Tendencias de predicción de RENE-CC en función de la relación L/D .

En los registros presentados al módulo RENE-CC, se manifestaron 2 tipos de tendencias de predicción. La primera tendencia consiste en predicciones flexibles sin alejarse de la resistencia medida en campo y se presentó en el 44% del total de los patrones donde la relación L/D es menor o igual de 10 (Figura 4.27a). La segunda tendencia consiste en predicciones lineales y se mostró en el 56 % restante, donde L/D es mayor de 10 (Figura 4.27b). El comportamiento errático de predicción para $L/D < 10$ puede deberse a la poca cantidad de patrones usados en el entrenamiento del módulo que presentan esa relación de esbeltez (20% de la base de datos).

Por las tendencias observadas en esta investigación, la relación L/D marca una clara diferencia en las predicciones del modelo. Cabe hacer mención que los registros usados para realizar estos análisis de esta tesis son mínimos, y sería necesario una población mucho mayor para enunciar conclusiones más categóricas.

CAPÍTULO V

VALIDACIÓN DEL MODELO NEURONAL

Una manera efectiva de calificar el desempeño de una RN, es presentándole datos con los cuales la red no fue entrenada y verificar que los propósitos sean suficientemente cercanos a las mediciones. A continuación se presentan los resultados neuronales en predicción para pruebas de carga que no están contenidas en la base de datos consultada para el desarrollo (entrenamiento) y la prueba del modelo. Esto resulta un conjunto de condiciones ajenas a las situaciones o ambiente base del modelo (4 módulos) neuronal.

5.1 RENE-GE

Para evaluar la fricción lateral de suelos gruesos, Rollins *et al.* (2005) desarrollaron pruebas axiales de extensión en pilas coladas en perfiles de grava arenosa bien graduada. La prueba de extensión axial seleccionada se realizó al norte de Kennecott, Utah, Estados Unidos (Figura 5.1). El sitio Kennecott se encuentra cerca de las antiguas márgenes del lago Bonneville, por lo que el depósito es del tipo lacustre aunque influenciado por el sedimento descargado por los ríos tributarios.

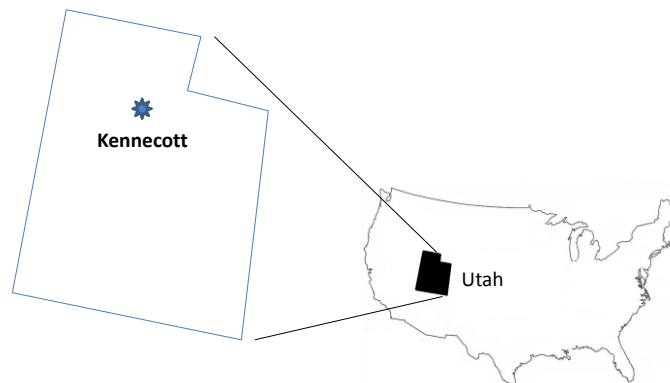


Figura 5.1. Sitio donde se realizó la prueba de carga.

Los sondeos exploratorios alcanzaron profundidades de 3 a 6 m, determinándose un perfil estratigráfico compuesto principalmente por grava con finos. La Figura 5.2 muestra la distribución granulométrica del sitio. Con base en el SUCS puede definirse al depósito como una grava arenosa con limo, mal graduada (GP-GM). El nivel freático no fue encontrado en la profundidad investigada.

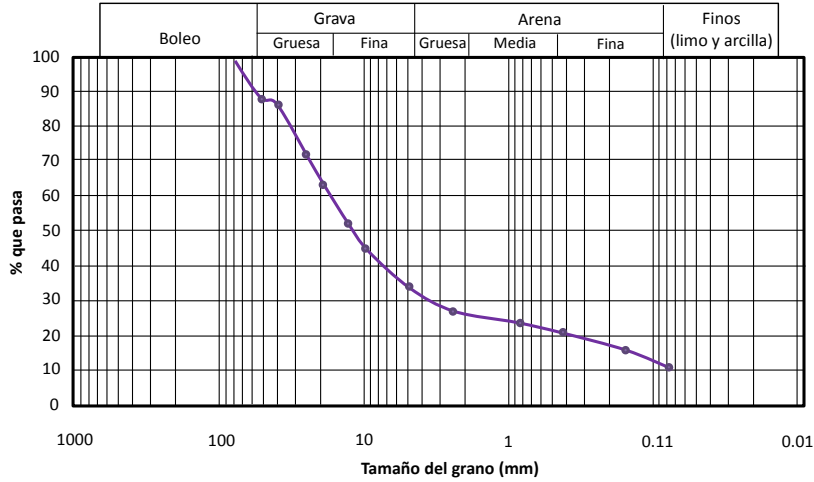


Figura 5.2. Distribución granulométrica del sitio (modificada de Rollins et al, 2005).

El diámetro de la pila es de 0.54 m, y la longitud es de 1.68 m. Para la prueba de carga se realizaron dos perforaciones de exploración a no más de 5 m y se registró el número de impactos de la prueba SPT a intervalos de 1 m de profundidad. La prueba de carga fue realizada de acuerdo a lo que indica la norma ASTM- D3689. La carga de extensión fue aplicada con incrementos de 10% de la capacidad de carga esperada y sostenida durante 3 minutos. La carga fue medida con un transductor de carga y los desplazamientos con tres medidores de desplazamiento en un marco independiente de referencia anexo a la cabeza de la pila. La resistencia fue interpretada partir de la curva carga-desplazamiento de la Figura 5.3 usando el criterio L_2 citado en la sección 2.4 del presente trabajo.

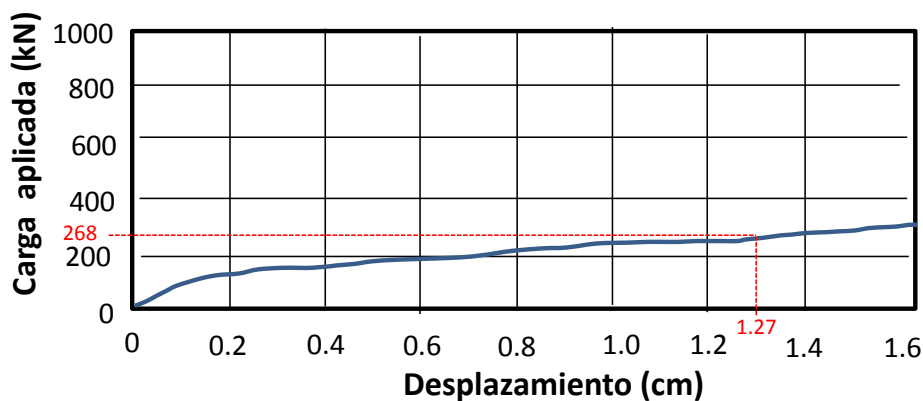


Figura 5.3. Curvas carga-desplazamiento de la prueba de carga (Modificada de Rollins *et al.*, 2005).

La Tabla 5.1 presenta las características geométricas y geotécnicas reportadas de la prueba de carga así como la estimación de RENE-GE. La cercanía que tiene el valor estimado con RENE-GE con el medido en campo es evidente, importante recordar que esta prueba de carga no participó en la construcción ni prueba del módulo.

Tabla 5.1 Estimación de la capacidad de carga con la RENE-GE para la prueba de carga realizada en Kennecott.

| | |
|--|------------------------|
| Longitud de la pila | 1.68 m |
| Diámetro de la pila | 0.54 m |
| Esfuerzo vertical efectivo promedio | 16.5 kN/m ² |
| Número de golpes de la prueba SPT | 36 |
| Ángulo de fricción efectivo | 46.1° |
| Capacidad de carga medida | 268 KN |
| Capacidad de carga estimada con RENE-GE | 263 KN |

5.2 RENE-CE

Mohan y Chandra (1964) desarrollaron pruebas de carga sujetas a extensión en pilas coladas en arcillas altamente expansivas de Bhopal, India (Figura 5.4). El lugar tiene una capa profunda de arcillas con predominancia de montmorilonita. La arcilla en sitio tiene como propiedades geotécnicas un índice plástico promedio de 30% y resistencia al corte no drenado de 80 kN/m².



Figura 5.4. Sitio donde se realizó la prueba de carga.

El diámetro de la pila es de 0.2 m y su longitud es de 2.74 m. Los autores no presentan gráficas carga - desplazamiento en su artículo, sin embargo, proporcionan el valor de capacidad de carga última de la pila sujeta a extensión. La Tabla 5.2 presenta las características geométricas y geotécnicas reportadas de la prueba de carga así como la estimación de la capacidad de carga estimada con RENE-CE. La relación la relación $Q_{medido} / Q_{estimado}$ es de 0.97, demostrando que sigue cercanamente la tendencia de la prueba de carga.

Tabla 5.2. Estimación de la capacidad de carga con la RENE-CE para la prueba de carga realizada en Bhopal, India.

| | |
|--|----------------------|
| Longitud de la pila | 2.74 m |
| Diámetro de la pila | 0.20 m |
| Esfuerzo vertical efectivo promedio | 28 kN/m ² |
| Número de golpes de la prueba SPT | 14 |
| Resistencia al corte no drenada | 80 kN/m ² |
| Capacidad de carga medida | 95 KN |
| Capacidad de carga estimada con RENE-CE | 98 KN |

5.3 RENE-GC

Hirayama (1990) presenta pilas coladas en suelos granulares sujetas a compresión, la prueba seleccionada del artículo se realizó para la construcción del puente Honshu- Shikoku del viaducto en Bannosu, en Kagawa, Japón (Figura 5.5).

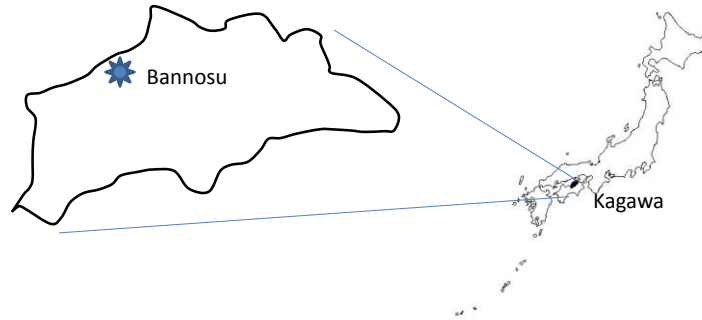


Figura 5.5. Sitio donde se realizó la prueba de carga

El sondeo alcanzó profundidades de 95 m (Figura 5.6). Podemos observar que de 0 a 10 m es un estrato de arena, de 10 a 22 m consiste en un estrato de gravas e inmediatamente existen intercalaciones de arena y arcilla de distintos espesores hasta 90 m, la base de perfil consiste en granito. A pesar de la presencia de lentes de suelo cohesivo, el 90% del perfil es predominantemente granular, por lo que será idealizado como suelo completamente granular para poder emplear el módulo.

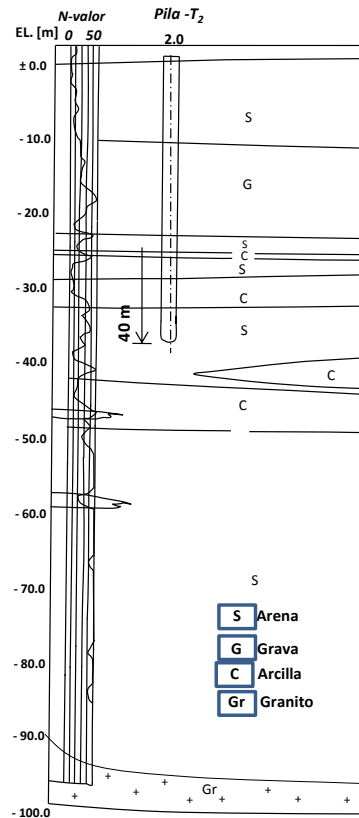


Figura 5.6 Sección geotécnica del sitio (Modificada de Hirayama, 1990).

El diámetro de la pila es 2.0 m y la longitud de 40 m. El perfil de la Figura 5.6 también muestra la variación del número de golpes de la SPT con la profundidad. Para la longitud de la pila el valor ponderado de golpes es 27. La Figura 5.7 muestra la capacidad de carga a partir de la curva carga – desplazamiento usando el criterio L_2 visto en la sección 2.4 del presente trabajo.

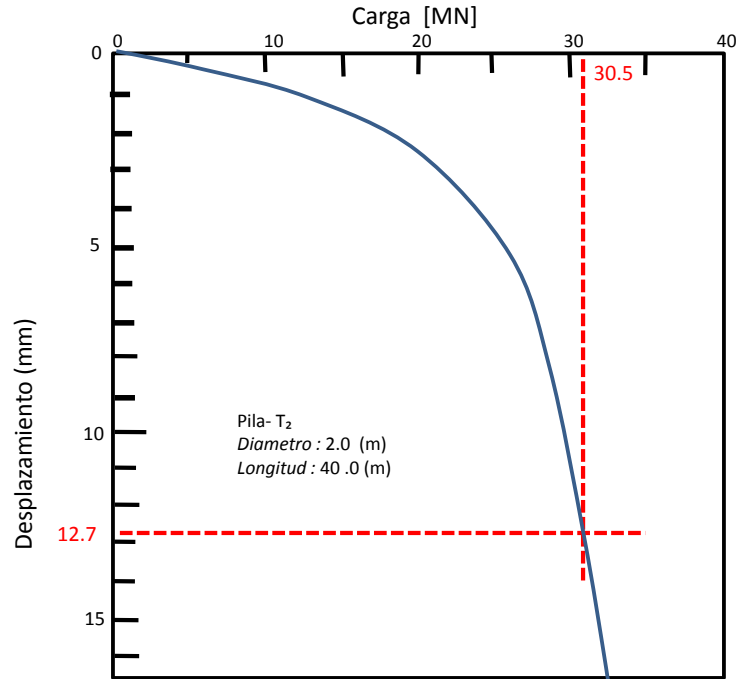


Figura 5.7. Curva carga-desplazamiento de la prueba de carga (Modificada de Hirayama, 1990).

La Tabla 5.3 presenta las características geométricas y geotécnicas reportadas de la prueba de carga así como la estimación de RENE-GC. La relación $Q_{medido} / Q_{estimado}$ es de 1.08, que sigue cercanamente al resultado de la prueba de carga.

Tabla 5.3. Estimación de la capacidad de carga con la RENE-GC para la prueba de carga realizada en Bannosu, Japón.

| | |
|--|-----------------------|
| Longitud de la pila | 40.0 m |
| Diámetro de la pila | 2.0 m |
| Esfuerzo vertical efectivo promedio | 210 kN/m ² |
| Número de golpes de la prueba SPT | 27 |
| Ángulo de fricción efectivo | 38° |
| Capacidad de carga medida | 30500 KN |
| Capacidad de carga estimada con RENE-GC | 28175 KN |

5.4 RENE-CC

Hover *et al.* (1985) realizaron pruebas axiales de compresión en pilas coladas en perfiles de suelo cohesivo. La prueba seleccionada se realizó en Boston, Massachusetts, Estados Unidos (Figura 5.8).

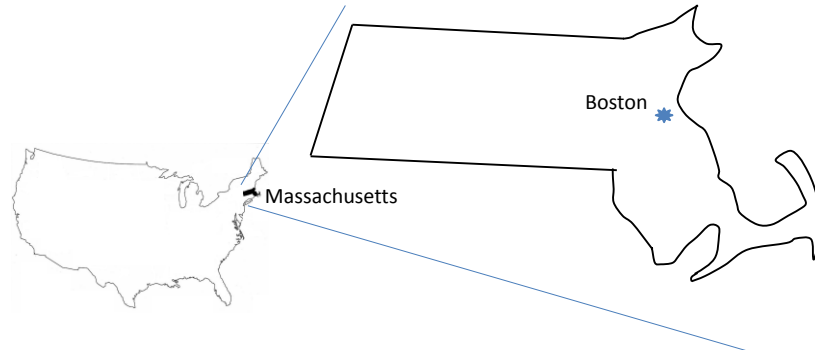


Figura 5.8. Sitio donde se realizó la prueba de carga

El perfil geotécnico del sitio se muestra en la Figura 5.9. Los sondeos alcanzaron profundidades de hasta 33 m. Se observa que el relleno superficial es una capa de 2.1 a 4.5 m de espesor compuesto de arena suelta a medio densa, limo y una pequeña proporción de grava. El suelo orgánico es una capa de 3.2 a 5.2 m de espesor de limo orgánico de muy suave a suave, con algo de turba fibrosa. El lente de arena y grava tiene 0.6 m de espesor. La capa de arcilla de aprox. 20 m de grosor es conocida como “arcilla azul de Boston” que gradualmente pasa de arcilla muy rígida a arcilla limosa muy suave. La capa más profunda del perfil corresponde a arenas finas y limos. Los pozos de observación instalados indican que la posición del nivel freático varía de 1.8 a 2.1 m por debajo de la superficie.

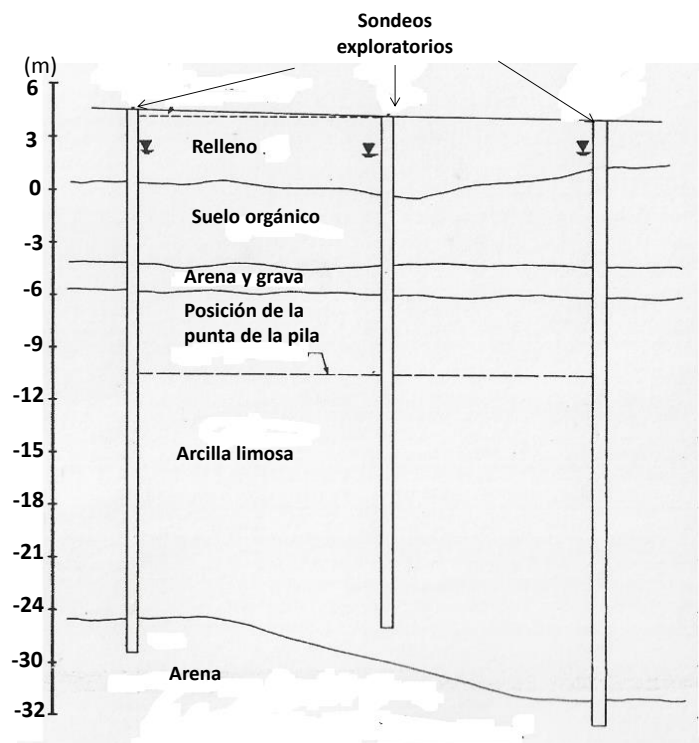


Figura 5.9. Sección geotécnica del sitio (Modificada de Hover *et al.*, 1985)

Las dimensiones de la pila son 13 m de largo por 0.22 m de diámetro. La secuencia de carga para la prueba consistió en la aplicación del 25% de la carga de diseño hasta el 200% de la misma. Al llegar a este valor la carga era mantenida una hora por lo mínimo hasta que el asentamiento en la punta de la pila no excediera los 3 mm. La Figura 5.10 muestra la capacidad de carga a partir de la curva carga – desplazamiento usando el criterio L_2 .

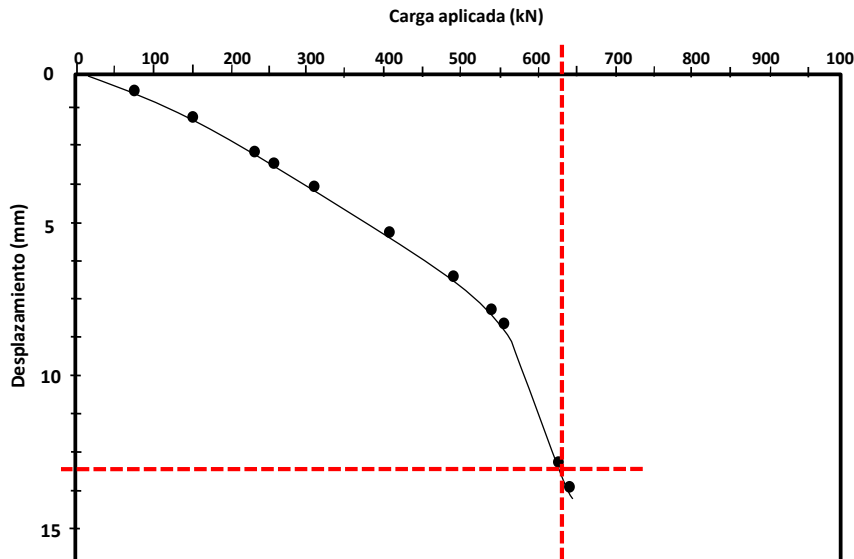


Figura 5.10. Curvas carga-desplazamiento de la prueba de carga (Modificada de Hover et al (1985).

La Tabla 5.4 presenta las características geométricas y geotécnicas reportadas de la prueba de carga así como la estimación de RENE-CC. La cercanía que tiene el valor estimado con RENE-CE con el medido en campo es evidente.

Tabla 5.4. Estimación de la capacidad de carga con la RENE-CC para la prueba de carga realizada en Boston.

| | |
|--|----------------------|
| Longitud de la pila | 13.0 m |
| Diámetro de la pila | 0.22 m |
| Esfuerzo vertical efectivo promedio | 79 kN/m ² |
| Número de golpes de la prueba SPT | 7 |
| Resistencia al corte no drenada | 51 kN/m ² |
| Capacidad de carga medida | 622 KN |
| Capacidad de carga estimada con RENE-CE | 587 KN |

CONCLUSIONES

- El objetivo principal de esta tesis fue cubierto al mostrar un modelo neuronal que estima eficientemente la capacidad de carga última de pilas. El modelo está compuesto de cuatro módulos para estimar la capacidad de carga de pilas coladas en suelos granulares y cohesivos sujetas a carga axial en extensión y compresión. El modelo propuesto brinda confiabilidad, economía y permite una sencilla actualización conforme se obtengan nuevos datos de pruebas relacionadas. Con las diferencias mínimas entre los valores medidos en campo y los estimados con las RNs se puede concluir que son una alternativa poderosa y eficiente para modelar problemas geotécnicos no-lineales y multidimensionales.
- La distribución de los datos de entrenamiento en el espacio de variables tiene influencia directa en la capacidad predictiva de la red, por tanto deberán procurarse mayores poblaciones para problemas particulares. La inclusión de variables como el aspecto constructivo y/o el coeficiente de empuje de tierras en reposo podrían dar mayor flexibilidad en el manejo de los datos para modelar la capacidad de carga de cimentaciones profundas, esta conclusión queda como pauta para investigaciones posteriores.
- Para RENE-GE (RN que calcula la capacidad de carga última de pilas sujetas a extensión, coladas en suelos granulares), la variable directora del modelo es el diámetro de la pila, por lo que en el proceso constructivo deberá garantizarse la correcta instalación del ademe y la protección del emboquillado de la pila. SMIG (2001) recomienda la colocación de ademe por método vibratorio para pilas construidas en suelos granulares.

- En RENE-CE (RN que calcula la capacidad de carga última de pilas sujetas a extensión, coladas en suelos cohesivos), la longitud de la pila es la variable más importante, por tanto se recomienda una correcta ejecución del proceso de perforación (aflojamiento, remoción del suelo, y soporte temporal de la perforación). En condiciones difíciles es necesario utilizar varias herramientas diferentes en la misma perforación de acuerdo a los distintos estratos encontrados, seleccionando el tipo de dientes, hélice y accesorios para las diferentes condiciones de corte.
- Para RENE-GC (RN que calcula capacidad de carga última de pilas sujetas a compresión, coladas en suelos granulares) las cinco variables participan equilibradamente en el modelo por lo que se deberán seleccionar los equipos y métodos constructivos que garanticen la localización precisa de la perforación, su verticalidad, que el suelo adyacente a la excavación no se altere en lo posible, que se obtenga una perforación limpia, una correcta colocación de ademe y se conserve las dimensiones de proyecto en toda su profundidad.
- Similar a RENE-GE, en RENE- CC (RN que calcula capacidad de carga última de pilas sujetas a compresión, coladas en suelos cohesivos) la variable directora del modelo es el diámetro de la pila, para el caso de pilas construidas en suelos cohesivos comúnmente se opta por el uso de lodos bentoníticos para estabilizar las paredes de la perforación. Se debe mantener el lodo de perforación en un nivel cercano a la superficie; de lo contrario, es difícil estabilizar la perforación, independientemente de las propiedades del lodo. Al construir pilas con ayuda del efecto estabilizador del lodo bentonítico, es necesario analizar previamente la factibilidad de que realmente se produzca dicho efecto.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Alsamman, O.M. (1995). "The use of CPT for calculating axial capacity of drilled shafts". Ph.D. thesis, University of Illinois- Champaign, Urbana, Ill.

ASTM (1994). "Standard method of testing piles under axial compressive load", Designation: D 1143-94.

ASTM (1995). "Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Tensile Load", Designation: D 3689-95.

Bishop C. M. (1996). "Neural network for pattern recognition", *Clarendon Press, Oxford*, pp. 482.

Bojórquez Mora, Juan (2011). "Uso de redes neuronales artificiales para estimar la respuesta sísmica de sistemas estructurales", Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, *DEPFI-UNAM*.

Burland, J.B. (1973). "Shaft friction on piles in clay- a simple fundamental approach", *Ground Engng.* 6, No.3:1-15.

Bustamante, M., and Gianceselli, L. (1982). Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT". In Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 24–27 May 1982. A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands. Vol. 2, pp. 493–500.

Chen, Y.-J. y Kulhawy, F. H. (1994). "Case History Evaluation of the Behaviour of Drilled Shafts Under Axial and Lateral Loading" Rep. No. EPRI TR-104601, *Electric Power Research Institute*, Palo Alto, Calif. 266-289.

Davisson, M.T. (1972). "High capacity piles", *Proceedings, ASCE Lecture Series, Innovations in Foundation Construction*, Illinois Section.

Fahlman, S. E. (1988). "Faster-learning variations on back-propagation: An emperical study".

Fang, H.Y. (1990). "Foundation engineering handbook", *Chapman and Hall*, New York.

- Fuller, F.M., and Hoy, H.E. (1970). "Pile load test including quick load test method, conventional methods, and interpretations", *Record 33 Research Board*, pp. 74-86.
- García, Silvia (2009). "Cómputo aproximado en la solución de problemas geosísmicos", Tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería, *DEPFI-UNAM*.
- Goh, A.T.C. , Kulhawy, F. H.and Chua C. G.(2005). "Bayesian Neural Network Analysis of Undrained Side Resistance of Drilled Shafts", *J. Geotech, Engrg.*, ASCE, 131(1), 84-93.
- Greer, D.M. and Gardner, W.S. (1986). "Construction of drilled pier foundations", *John Wiley and Sons, Inc.*, New York, N.Y.
- Hansen, J.B. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity", Bulletin 28, *Danish Geotechnical Institute*, Copenhagen, pp 5-11.
- Hassoun, M. H. (1995). "Fundamentals of Artificial Neural Networks" *The MIT Press*.
- Haykin S. (1999). "Neural networks: A comprehensive foundation", (2nd ed.), *Prentice Hall*.
- Hertz, J., Krogh, A. & Palmer, R. G. (1991). "Introduction to the Theory of Neural Computing", *Addison-Wesley Publishing Company*.
- Hirany, A. and Kulhawy, F.H. (1989). "Interpretation of Load Tests don Drilled Shafts, Part 1: Axial Compression, Foundation Engineering: Current Principles and Practices" (*GSP 22*), *Ed. F. H. Kulhawy, ASCE*, New York, 1132-1149.
- Hirany, A. and Kulhawy, F.H. (2002). "On the intrerpretation of drilled foundation load test results." *Deep foundations (GSP 116)*, M.W. O'Neill and F.C. Townsend, eds., ASCE, Reston, Va., 1018-1028.
- Hirayama, H. (1990). "Load-Settlement Analysis for Bored Piles Using Hyperbolic Transfer Functions", *Solis and Foundations*, 30(1), 55-64.
- Hover, WH, Simon, RM and Cook, HG (1989). "Load Tests on Bored Friction Piles in Clay", *Foundation Engineering; Current Principles and Practices (GSP 22)*. *Ed. FH Kulhawy, ASCE*, New York, 1054-1069.
- Jaime, A.; Rojas, E y Legorreta, H. (1991). "Pilotes de fricción hincados en arcilla blanda, respuesta bajo carga estática", *Series del Instituto de Ingeniería*, UNAM, México.
- Jaime, A.; Rojas, E y Legorreta, H. (1992). "Static behavior of floating piles in soft clay", *Volumen Marsal* , México , D.F.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T., and Lancellota, R. (1985). "New developments in fiel and laboratory testing of soils" , *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 1, pp. 57-153.
- Kulhawy, F. H., Trautmann, C.H., Beech, J. F. , O' Rourke, T. D., McGuire, W., Wood, W.A., and Capano, C. (1983). "Transmission line structure foundations for uplift – compression loading", Report EL- 2870, *Electric Power Research Institute*, Palo Alto Calif.
- Kulhawy, F. H. and Mayne, P.W. (1990). "Manual on estimating soil properties for foundation design" , Report EL- 6800, *Electric Power Research Institute*, Palo Alto Calif.

- Kulhawy, F. H. (1991). "Drilled Shaft Foundations" in *Foundation Engineering Handbook*. 2nd ed., ed. H.Y. Fang, 537-551.
- Kyfor, Z.G., Schnore, A.R., Carlo, T.A. and Baily, P.F. (1992). "Static Testing of Deep Foundations", Report no. FHWA-SA-91-042, U.S.A.
- Lin S.S., Marcos, M.C., Chang, H.W. y Chen Y.J. (2012). "Design and implementation of a drilled shaft load test database", *Computers and Geotechnics*, vol.41pp. 106–113.
- Mohan, D and Chandra, S. (1964). "Frictional Resistance of Bored Piles in Expansive Clays", *Geotechnique*, 11(4), 294-301.
- O'Neill, M. W. (1994). "Drilled shafts." Proc., International Conf. on Design and Construction of Deep Foundations, *Fed. Highway Admin.*, Washington, D.C, Vol. 1, 185–206.
- O'Neill, Michael (2001). "Side resistance in piles and drilled shafts, Thirty –fourth Karl Terzaghi Lecture", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 3–16.
- O'Neill, M.W. and Reese, L.C. (1999). "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods", FHWA-IF-99-025, *Federal Highway Administration*, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- O'Rourke, T.D. and Kulhawy, F.H. (1985). "Observations on Load Test for Drilled Shafts", *Drilled Piers and Caissons II*. Ed. C.N. Baker, ASCE, New York, 1985, pp.113-128.
- Poulos H.G. (1989). "Pile behavior- theory and application", 29th Rankine Lecture, *Geotechnique* 39, No.3 365-415.
- Randolph, M. F. and Murphy, B. S. (1985). "Shaft capacity of driven piles in clay", *Proceeding of the 17th Offshore Technical Conference*, Houston, Texas, Vol. 1, pp. 371-378.
- Reese, L.C. and O'Neill, M.W. (1988). "Drilled shafts: Construction procedures and design methods", Report FHWA- HI-88-042, *Federal Highway Administration*, McLean, Virginia.
- Rollins, K.M., Clayton, R.J., Mikesell, R.C., y Blaise, B.C. (2005). "Drilled shaft side friction in gravelly soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131(8): 987–1003.
- Romo, M.P.; Rangel, J.L.; Flores, O.; García, S.R. (1998). "Aplicación de redes neuronales artificiales a la geotecnia", *XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Puebla, México.
- Schmertmann, John H. (1975). "Measurement of in situ shear strength", *Proceedings of the conference on in situ measurement of soil properties*, USA.
- Sample, R.M. and Rigden, W. J. (1984). "Shaft capacity of driven pipe piles in clay, Analysis and Design of Pile Foundations", ed. J. R. Meyer, ASCE, New York, N.Y., pp 59-79.
- Shahin, Mohamed A. (2010). "Intelligent computing for modeling axial capacity of pile foundations", *Can. Geotech. J.* 47: 230–243.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (2001). "Manual de Cimentaciones Profundas", México D.F.

Stas, C.V. and Kulhawy, F.H. (1984). "Critical evaluation of design methods for foundations under axial uplift and compression loading", Report EL- 3771, *Electric Power Research Institute*, Palo Alto Calif.

Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice", *John Wiley and Sons*, New York.

Tomlinson, M.J. (1957). "The adhesion of piles driven in clay soils", *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, 2, pp. 66-71.

Vesic, A.S. (1965). "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand". Bearing capacity and settlement of foundations: Proceeding of a symposium held at Duke University / Ed. by Aleksandar S. Vesic.

Vesic, A.S. (1975). "Bearing capacity of shallow foundations", *Foundation Engineering Handbook*, 1st ed., *Van Nostrand Reinhold*, New York, N.Y., pp. 121-147.

Vijayvergiya, V. N. and Focht, J. A. (1972). "A new way to predict capacity of piles in clay", *Proceeding of the 4th Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Vol. 2, pp. 865-874.

Woodward, R.J.; Jr., Gardner, W.S. and Greer, D.M. (1972). "Drilled Pier Foundations", *McGraw-Hill*, New York, 287 p.

Wroth, C.P. (1984). "The interpretation of in -situ soil test", *Geotechnique*, 34, No. 4, pp. 449-489.

APÉNDICE. BASE DE DATOS EMPLEADA EN ESTA INVESTIGACIÓN (LIN ET AL., 2012)

A.1.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-GE.

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Ángulo de fricción efectiva del suelo (°) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|---|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 1 | Limo sobre arena limosa | 3.1 | 0.91 | 16.3 | 2.3 | 22 | 24.3 | 36 | 391 |
| 2 | Limo arenosos y arena limosa | 2.1 | 0.76 | 17.4 | 0.9 | 20 | 14.9 | 35 | 102 |
| 3 | Arena limosa con arcilla | 3.1 | 0.91 | 19.2 | 0.0 | 22 | 14.6 | 36 | 400 |
| 4 | Arena sobre limolita | 8.2 | 0.48 | 17.3 | 1.1 | 20 | 40.8 | 35 | 592 |
| 5 | Arena fina | 1.4 | 0.31 | 18.7 | 0.9 | 22 | 12.2 | 36 | 25 |
| 6 | Arena fina | 2.4 | 0.31 | 18.7 | 0.9 | 24 | 17.8 | 37 | 73 |
| 7 | Arena fina | 3.7 | 0.31 | 18.7 | 0.9 | 24 | 24.2 | 37 | 152 |
| 8 | Arena densa de fina a media | 6.4 | 1.07 | 18.9 | 0.6 | 22 | 34.7 | 36 | 890 |
| 9 | Arena densa de fina a media | 6.4 | 1.07 | 18.9 | 0.6 | 22 | 34.7 | 36 | 650 |
| 10 | Arena de fina a gruesa con grava | 3.5 | 1.28 | 18.7 | 1.2 | 42 | 25.3 | 44 | 578 |
| 11 | Arena de fina a gruesa con grava | 3.7 | 1.31 | 18.7 | 1.2 | 42 | 26.3 | 44 | 747 |
| 12 | Limo arcilloso sobre arena fina | 12.2 | 0.38 | 18.1 | 1.2 | 20 | 61.8 | 35 | 294 |
| 13 | Limo arcilloso sobre arena fina | 12.2 | 0.46 | 18.1 | 1.2 | 20 | 61.8 | 35 | 243 |
| 14 | Arena limosa | 2.1 | 0.74 | 18.4 | a | 42 | 19.3 | 44 | 627 |
| 15 | Arena limosa | 3.1 | 0.74 | 18.4 | a | 42 | 28.5 | 44 | 890 |
| 16 | Arena limosa ligeramente cementada | 4.5 | 0.46 | 17.3 | a | 20 | 38.9 | 35 | 205 |
| 17 | Arena cementada | 3.0 | 0.46 | 17.3 | a | 45 | 26.0 | 45 | 273 |
| 18 | Arena y grava | 2.9 | 0.46 | 18.9 | a | 31 | 27.4 | 40 | 180 |
| 19 | Arena y grava | 2.4 | 0.46 | 19.7 | a | 65 | 23.6 | 51 | 372 |
| 20 | Arena arcillosa con material de relleno | 3.1 | 0.46 | 19.8 | a | 13 | 30.7 | 31 | 115 |
| 21 | Arena arcillosa con material de relleno | 3.1 | 0.49 | 19.8 | a | 13 | 30.7 | 31 | 54 |
| 22 | Arena arcillosa con material de relleno | 3.1 | 0.49 | 19.8 | a | 13 | 30.7 | 31 | 67 |
| 23 | Arena arcillosa con material de relleno | 3.1 | 0.49 | 19.8 | a | 13 | 30.7 | 31 | 108 |
| 24 | Arena arcillosa con material de relleno | 4.6 | 0.49 | 19.2 | a | 13 | 44.2 | 31 | 141 |
| 25 | Arena arcillosa con material de relleno | 4.6 | 0.49 | 19.2 | a | 13 | 44.2 | 31 | 135 |
| 26 | Arena arcillosa con material de relleno | 4.6 | 0.49 | 19.2 | a | 13 | 44.2 | 31 | 211 |
| 27 | Arena arcillosa con material de relleno | 4.5 | 0.48 | 19.2 | a | 13 | 43.2 | 31 | 222 |
| 28 | Arena arcillosa con material de relleno | 3.1 | 0.49 | 17.3 | 0.5 | 16 | 16.1 | 33 | 47 |
| 29 | Arena arcillosa con material de relleno | 3.1 | 0.49 | 17.3 | 0.5 | 16 | 16.1 | 33 | 21 |

A.1.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-GE (continuación).

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Ángulo de fricción efectiva del suelo (°) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|---|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 30 | Arena arcillosa con material de relleno | 3.1 | 0.49 | 17.3 | 0.5 | 16 | 16.1 | 33 | 24 |
| 31 | Arena arcillosa con material de relleno | 3.1 | 0.49 | 17.3 | 0.5 | 16 | 16.1 | 33 | 88 |
| 32 | Arena y arena arcillosa | 12.8 | 0.92 | 15.7 | 4.9 | 24 | 76.6 | 37 | 2870 |
| 33 | Arena limosa y grava de media a densa | 4.6 | 0.69 | 17.9 | a | 39 | 41.2 | 43 | 750 |
| 34 | Arena limosa y grava de media a densa | 3.1 | 0.67 | 17.9 | a | 39 | 27.7 | 43 | 350 |
| 35 | Arena fina de suelta a medio densa | 6.1 | 0.36 | 18.7 | 5.5 | 20 | 56.7 | 35 | 578 |
| 36 | Arena fina de suelta a medio densa | 7.6 | 0.36 | 18.7 | 5.5 | 20 | 68.2 | 35 | 552 |
| 37 | Arena fina de suelta a medio densa | 9.1 | 0.36 | 18.7 | 5.5 | 20 | 78.1 | 35 | 516 |
| 38 | Arena fina de suelta a medio densa | 10.7 | 0.36 | 18.7 | 5.5 | 20 | 87.6 | 35 | 534 |
| 39 | Arena fina de suelta a medio densa | 12.2 | 0.36 | 18.7 | 5.5 | 20 | 96.0 | 35 | 658 |
| 40 | Limo, limo arenoso y arena limosa | 2.4 | 0.91 | 17.3 | a | 16 | 20.8 | 33 | 427 |
| 41 | Arena densa | 2.4 | 0.61 | 18.9 | a | 42 | 22.7 | 44 | 480 |
| 42 | Arena densa fina con arcilla | 43.0 | 0.61 | 18.1 | 3.0 | 45 | 206.6 | 45 | 2313 |
| 43 | Arena densa fina con arcilla | 43.0 | 0.61 | 18.1 | 3.0 | 45 | 206.6 | 45 | 1957 |
| 44 | Arena superficial sobre granito | 3.2 | 0.99 | 19.7 | a | 42 | 31.5 | 44 | 1868 |
| 45 | Arena arcillosa | 10.0 | 0.35 | 18.0 | a | 11 | 90.0 | 30 | 385 |
| 46 | Arena arcillosa | 10.0 | 0.40 | 18.0 | a | 11 | 90.0 | 30 | 462 |
| 47 | Arena arcillosa | 10.0 | 0.50 | 18.0 | a | 11 | 90.0 | 30 | 477 |
| 48 | Arena aluvial de suelta a muy suelta | 5.0 | 0.14 | 16.7 | a | 22 | 41.8 | 36 | 83 |
| 49 | Arena aluvial de suelta a muy suelta | 5.0 | 0.14 | 16.7 | a | 22 | 41.8 | 36 | 54 |
| 50 | Arena aluvial de suelta a muy suelta | 3.4 | 0.14 | 18.0 | a | 20 | 30.6 | 35 | 76 |
| 51 | Arena aluvial de suelta a muy suelta | 6.0 | 0.14 | 18.0 | a | 20 | 54.0 | 35 | 92 |
| a | Nivel freático por debajo de la punta de la pila | | | | | | | | |

A.2.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-CE.

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Resistencia al corte no drenada s_u (kN/m ²) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|--|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 1 | Arcilla basáltica (CH) | 2.8 | 0.61 | 20.0 | a | 17 | 28.0 | 102 | 330 |
| 2 | Arcilla basáltica (CH) | 3.7 | 0.61 | 20.0 | a | 17 | 37.0 | 102 | 440 |
| 3 | Arcilla basáltica (CH) | 4.6 | 0.61 | 20.0 | a | 17 | 46.0 | 102 | 591 |
| 4 | Arcilla basáltica (CH) | 5.5 | 0.61 | 20.0 | a | 17 | 55.0 | 102 | 907 |
| 5 | Arcilla basáltica (CH) | 2.7 | 0.76 | 20.0 | a | 17 | 27.0 | 102 | 384 |
| 6 | Arcilla basáltica (CH) | 3.7 | 0.76 | 20.0 | a | 17 | 37.0 | 102 | 494 |
| 7 | Arcilla basáltica (CH) | 4.6 | 0.76 | 20.0 | a | 17 | 46.0 | 102 | 773 |
| 8 | Arcilla arenosa con rastros de grava | 2.4 | 0.61 | 18.1 | a | 52 | 21.7 | 307 | 267 |
| 9 | Arcilla arenosa con rastros de grava | 2.4 | 0.61 | 18.1 | a | 52 | 21.7 | 307 | 338 |
| 10 | Arcilla limosa | 2.4 | 0.91 | 20.9 | a | 14 | 25.1 | 68 | 338 |
| 11 | Arcilla limosa | 2.4 | 0.91 | 20.9 | a | 14 | 25.1 | 68 | 356 |
| 12 | Arcilla de suave a rígida | 4.6 | 0.61 | 14.4 | 0.0 | 15 | 10.6 | 59 | 312 |
| 13 | Arcilla limosa de muy rígida a dura | 18.8 | 0.91 | 18.9 | a | 48 | 177.7 | 285 | 1668 |
| 14 | Arcilla limosa | 3.2 | 0.64 | 18.6 | a | 25 | 29.8 | 100 | 303 |
| 15 | Arcilla basáltica residual | 1.8 | 0.38 | 27.0 | a | 22 | 24.3 | 112 | 106 |
| 16 | Arcilla basáltica residual | 2.3 | 0.38 | 27.0 | a | 22 | 31.1 | 112 | 137 |
| 17 | Arcilla basáltica residual | 2.7 | 0.38 | 27.0 | a | 22 | 36.5 | 112 | 184 |
| 18 | Arcilla basáltica residual | 1.8 | 0.46 | 27.0 | a | 22 | 24.3 | 112 | 69 |
| 19 | Arcilla basáltica residual | 2.3 | 0.46 | 27.0 | a | 22 | 31.1 | 112 | 107 |
| 20 | Arcilla basáltica residual | 2.7 | 0.46 | 27.0 | a | 22 | 36.5 | 112 | 148 |
| 21 | Arcilla limosa café firme | 3.4 | 0.41 | 18.1 | 0.0 | 19 | 14.1 | 91 | 283 |
| 22 | Arcilla limosa café firme | 3.7 | 0.41 | 18.1 | 0.0 | 20 | 15.3 | 95 | 251 |
| 23 | Arcilla limosa café firme | 4.0 | 0.41 | 18.1 | 0.0 | 21 | 16.6 | 98 | 287 |
| 24 | Arcilla limosa café firme | 4.3 | 0.41 | 18.1 | 0.0 | 22 | 17.8 | 101 | 295 |
| 25 | Arcilla limosa café firme | 3.4 | 0.41 | 18.1 | 0.0 | 19 | 14.1 | 91 | 244 |
| 26 | Arcilla limosa café firme | 3.4 | 0.41 | 18.1 | 0.0 | 19 | 14.1 | 91 | 259 |
| 27 | Arena limosa y arcilla | 8.0 | 0.35 | 17.3 | 3.0 | 11 | 53.9 | 56 | 409 |
| 28 | Arena limosa y arcilla | 7.0 | 0.52 | 17.3 | 3.0 | 11 | 49.3 | 57 | 516 |
| 29 | Arena limosa y arcilla | 5.2 | 0.53 | 17.3 | 3.0 | 11 | 40.4 | 57 | 356 |

A.2.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-CE (continuación).

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Resistencia al corte no drenada s_u (kN/m ²) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|--|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 30 | Arcilla limosa sobre limo | 4.4 | 0.62 | 16.5 | 2.0 | 7 | 29.9 | 26 | 227 |
| 31 | Arcilla limosa sobre limo | 4.2 | 0.60 | 16.5 | 2.0 | 7 | 29.0 | 26 | 214 |
| 32 | Arcilla rígida a arcilla arenosa | 12.0 | 0.53 | 20.0 | 2.4 | 24 | 82.3 | 96 | 676 |
| 33 | Arcilla marina leda | 6.9 | 1.62 | 14.7 | 2.0 | 5 | 33.6 | 21 | 600 |
| 34 | Arcilla altamente disecada | 2.4 | 1.52 | 19.5 | 1.8 | 16 | 22.7 | 74 | 587 |
| 35 | Arcilla altamente disecada | 3.7 | 1.52 | 19.5 | 1.8 | 18 | 31.3 | 86 | 1134 |
| 36 | Arcilla altamente disecada | 1.8 | 0.61 | 19.5 | 1.8 | 15 | 17.6 | 68 | 147 |
| 37 | Arcilla limosa de firme a rígida | 11.6 | 1.52 | 19.7 | 0.0 | 15 | 57.4 | 58 | 2491 |
| 38 | Arcilla limosa de firme a rígida | 11.6 | 1.52 | 19.7 | 0.0 | 11 | 57.4 | 45 | 2044 |
| 39 | Arcilla limosa de firme a rígida | 11.6 | 1.52 | 19.7 | 0.0 | 13 | 57.4 | 53 | 2044 |
| 40 | Arcilla limosa | 3.1 | 0.65 | 19.2 | ^a | 31 | 29.8 | 182 | 445 |
| 41 | Arcilla limosa | 4.6 | 0.66 | 19.2 | ^a | 31 | 44.2 | 182 | 703 |
| 42 | Arcilla limosa | 57.0 | 1.20 | 19.0 | 3.5 | 20 | 295.2 | 120 | 8896 |
| 43 | Arcilla limosa | 56.0 | 1.00 | 20.0 | ^a | 20 | 560.0 | 120 | 6494 |
| 44 | Arcilla limosa | 48.0 | 1.50 | 20.0 | 4.0 | 17 | 282.2 | 100 | 12098 |
| 45 | Arcilla limosa | 26.5 | 1.20 | 18.1 | 3.0 | 15 | 137.6 | 90 | 3781 |
| 46 | Arcilla | 1.8 | 0.52 | 20.0 | ^a | 6 | 18.0 | 32 | 85 |
| 47 | Arcilla | 1.6 | 0.62 | 20.0 | ^a | 6 | 16.0 | 32 | 85 |
| 48 | Arcilla expansiva | 2.7 | 0.20 | 20.9 | ^a | 14 | 28.2 | 80 | 95 |
| ^a | Nivel freático por debajo de la punta de la pila | | | | | | | | |

A.3.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-GC.

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Ángulo de fricción efectiva del suelo (°) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|---|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 1 | Arena sobre limo arcilloso | 6.4 | 1.07 | 21.0 | 0.6 | 30 | 41.4 | 37 | 2000 |
| 2 | Arena limosa fina suelta | 19.3 | 1.20 | 17.3 | 0.3 | 27 | 75.2 | 36 | 3950 |
| 3 | Arena fina limosa | 34.7 | 1.50 | 19.6 | 1.0 | 20 | 179.5 | 34 | 10675 |
| 4 | Arena fina limosa | 34.7 | 1.50 | 19.6 | 1.0 | 20 | 179.5 | 34 | 10675 |
| 5 | Arena fina limosa | 34.7 | 1.50 | 19.6 | 1.0 | 20 | 179.5 | 34 | 11236 |
| 6 | Arena arcillosa | 4.7 | 0.91 | 19.6 | 2.0 | 60 | 38.5 | 43 | 5160 |
| 7 | Arena fina | 15.0 | 1.00 | 19.6 | 1.0 | 16 | 82.9 | 33 | 1535 |
| 8 | Arena limosa | 10.1 | 0.76 | 19.6 | 0.0 | 60 | 49.4 | 43 | 5677 |
| 9 | Arena limosa | 68.5 | 2.00 | 21.0 | 0.0 | 30 | 383.3 | 37 | 35821 |
| 10 | Arena de densa a muy densa | 57.0 | 1.50 | 21.0 | 1.0 | 40 | 328.6 | 40 | 23587 |
| 11 | Arena muy densa | 57.1 | 1.20 | 21.0 | 1.0 | 90 | 329.2 | 43 | 12010 |
| 12 | Arena muy densa | 46.5 | 1.00 | 21.0 | 1.0 | 43 | 269.9 | 40 | 11921 |
| 13 | Arena muy densa | 43.0 | 1.00 | 21.0 | 1.0 | 40 | 250.3 | 40 | 10497 |
| 14 | Arena muy densa | 41.0 | 1.00 | 21.0 | 1.0 | 65 | 239.1 | 43 | 7384 |
| 15 | Arena muy densa | 43.6 | 1.20 | 21.0 | 1.0 | 55 | 253.6 | 43 | 7206 |
| 16 | Arena muy densa | 43.5 | 1.00 | 21.0 | 1.0 | 55 | 253.1 | 43 | 6405 |
| 17 | Arena fina | 46.8 | 1.50 | 20.0 | 2.6 | 48 | 263.2 | 42 | 13203 |
| 18 | Arena fina | 38.2 | 1.50 | 18.0 | 2.6 | 45 | 181.1 | 43 | 12454 |
| 19 | Arena | 25.8 | 1.00 | 21.0 | 0.9 | 40 | 152.6 | 40 | 4571 |
| 20 | Arena densa | 18.9 | 0.46 | 19.6 | 1.4 | 50 | 105.7 | 42 | 1840 |
| 21 | Arena limosa | 36.5 | 1.40 | 19.6 | a | 52 | 357.7 | 43 | 9638 |
| 22 | Arena limosa | 36.5 | 1.47 | 19.6 | a | 42 | 357.7 | 41 | 8636 |
| 23 | Arena limosa | 14.3 | 0.76 | 19.6 | 7.0 | 24 | 121.9 | 35 | 4196 |
| 24 | Arena limosa | 18.6 | 0.92 | 19.6 | 7.0 | 24 | 146.9 | 35 | 4209 |
| 25 | Arena de fina a media | 20.6 | 0.46 | 19.6 | 0.0 | 55 | 100.8 | 40 | 1545 |
| 26 | Arena rígida | 18.0 | 1.20 | 19.6 | 0.0 | 13 | 88.1 | 32 | 4250 |

A.3.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-GC (continuación 1).

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Ángulo de fricción efectiva del suelo (°) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|---|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 27 | Arena arcillosa | 10.0 | 0.35 | 19.6 | a | 20 | 98.0 | 34 | 300 |
| 28 | Arena arcillosa | 10.0 | 0.40 | 19.6 | a | 20 | 98.0 | 34 | 448 |
| 29 | Arena arcillosa | 10.0 | 0.50 | 19.6 | a | 20 | 98.0 | 34 | 386 |
| 30 | Arena sobre limolita | 8.2 | 0.48 | 17.3 | 1.1 | 20 | 40.8 | 34 | 548 |
| 31 | Arena fina de suelta a medio densa | 11.6 | 0.92 | 18.1 | 5.5 | 30 | 89.2 | 37 | 2224 |
| 32 | Arena fina de suelta a medio densa | 12.8 | 0.92 | 17.6 | 5.5 | 34 | 92.2 | 38 | 4403 |
| 33 | Arena | 5.5 | 0.64 | 15.5 | 0.6 | 10 | 21.2 | 31 | 685 |
| 34 | Arena fina | 34.0 | 1.50 | 19.6 | 1.0 | 27 | 176.1 | 35 | 18885 |
| 35 | Arena limosa de fina a mediana | 17.5 | 0.50 | 17.8 | 6.0 | 30 | 118.7 | 37 | 2078 |
| 36 | Arena limosa de fina a mediana | 17.5 | 0.50 | 17.8 | 6.0 | 30 | 118.7 | 37 | 2344 |
| 37 | Arena limosa de fina a mediana | 16.0 | 0.50 | 17.8 | 6.0 | 30 | 111.7 | 37 | 1759 |
| 38 | Arena limosa de fina a mediana | 20.0 | 0.50 | 17.8 | 6.0 | 30 | 129.9 | 37 | 2618 |
| 39 | Arena limosa de fina a mediana | 17.5 | 0.50 | 17.8 | 6.0 | 27 | 118.7 | 36 | 2483 |
| 40 | Arena fina | 15.0 | 1.52 | 18.9 | 5.8 | 50 | 114.1 | 44 | 2989 |
| 41 | Arena | 9.4 | 1.00 | 18.9 | 0.5 | 38 | 47.5 | 39 | 769 |
| 42 | Arena , limo y grava de media a muy densa | 27.0 | 0.76 | 21.0 | 2.4 | 58 | 173.6 | 44 | 1710 |
| 43 | Arena limosa | 37.0 | 1.80 | 19.4 | 5.2 | 60 | 224.8 | 43 | 14991 |
| 44 | Arena limosa | 7.6 | 0.91 | 19.6 | 0.0 | 90 | 37.2 | 43 | 6333 |
| 45 | Arena limosa | 30.2 | 1.20 | 19.6 | 0.5 | 16 | 152.7 | 37 | 7598 |
| 46 | Arena limosa | 25.0 | 1.20 | 19.6 | 1.0 | 41 | 132.0 | 40 | 5016 |
| 47 | Arena limosa | 25.0 | 1.20 | 19.6 | 1.0 | 32 | 132.0 | 38 | 5137 |
| 48 | Arena limosa | 60.0 | 1.20 | 19.6 | 2.0 | 17 | 313.0 | 33 | 5560 |
| 49 | Arena limosa | 60.0 | 1.50 | 19.6 | 2.0 | 17 | 313.0 | 33 | 12615 |
| 50 | Arena limosa | 60.0 | 2.00 | 19.6 | 2.0 | 17 | 313.0 | 33 | 17605 |
| 51 | Arena limosa fina medio densa | 12.0 | 0.76 | 19.6 | 0.0 | 20 | 58.7 | 34 | 2470 |

A.3.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-GC (continuación 2).

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Ángulo de fricción efectiva del suelo (°) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|---|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 52 | Arena limosa fina medio densa | 12.0 | 0.76 | 19.6 | 0.0 | 20 | 58.7 | 34 | 2040 |
| 53 | Arena limosa fina medio densa | 12.0 | 0.76 | 19.6 | 0.0 | 20 | 58.7 | 34 | 1500 |
| 54 | Arena arcillosa fuertemente cementada | 4.7 | 0.93 | 19.6 | 4.7 | 25 | 46.1 | 36 | 5515 |
| 55 | Arena arcillosa fuertemente cementada | 9.9 | 0.76 | 19.6 | 4.7 | 65 | 83.6 | 43 | 3114 |
| 56 | Arena de densa a muy densa | 50.0 | 0.80 | 21.0 | 1.0 | 45 | 289.5 | 42 | 10845 |
| 57 | Arena de densa a muy densa | 51.0 | 1.20 | 21.0 | 1.0 | 60 | 295.1 | 43 | 12600 |
| 58 | Arena de densa a muy densa | 62.0 | 1.80 | 21.0 | 1.0 | 60 | 356.6 | 43 | 34000 |
| 59 | Arena de densa a muy densa | 54.0 | 1.50 | 21.0 | 1.0 | 30 | 311.8 | 37 | 14395 |
| 60 | Arena de densa a muy densa | 51.0 | 1.00 | 21.0 | 1.0 | 40 | 295.1 | 39 | 12992 |
| 61 | Arena de densa a muy densa | 30.0 | 1.00 | 20.0 | 1.0 | 50 | 162.5 | 43 | 12180 |
| 62 | Arena de densa a muy densa | 43.0 | 0.80 | 21.0 | 1.0 | 75 | 250.3 | 43 | 5220 |
| 63 | Arena de densa a muy densa | 26.0 | 0.60 | 20.0 | 1.0 | 50 | 142.1 | 42 | 2436 |
| 64 | Arena de densa a muy densa | 24.0 | 0.60 | 20.0 | 1.0 | 40 | 131.9 | 40 | 1647 |
| 65 | Arena de densa a muy densa | 41.0 | 0.80 | 21.0 | 1.0 | 75 | 239.1 | 43 | 9845 |
| 66 | Arena de densa a muy densa | 57.0 | 1.50 | 21.0 | 1.0 | 50 | 328.6 | 42 | 13249 |
| 67 | Arena de densa a muy densa | 57.0 | 1.50 | 21.0 | 1.0 | 50 | 328.6 | 42 | 12306 |
| 68 | Arena | 9.1 | 0.46 | 19.6 | a | 50 | 89.2 | 42 | 1409 |
| 69 | Arena limosa | 12.2 | 0.96 | 19.6 | 1.2 | 71 | 70.9 | 43 | 6840 |
| 70 | Arena rígida | 20.0 | 0.91 | 19.6 | 6.1 | 13 | 148.6 | 32 | 2147 |
| 71 | Arena rígida | 18.0 | 0.91 | 19.6 | 6.1 | 15 | 137.8 | 32 | 3529 |
| 72 | Arena de arcillosa a limosa | 17.0 | 1.50 | 19.6 | 0.0 | 98 | 83.2 | 43 | 21667 |
| 73 | Arena muy densa cementada | 10.8 | 0.45 | 19.6 | 5.5 | 50 | 93.1 | 42 | 1975 |
| 74 | Arena muy densa cementada | 8.7 | 0.90 | 19.6 | 5.5 | 50 | 79.5 | 43 | 10652 |
| 75 | Arena muy densa cementada | 8.5 | 1.50 | 19.6 | 5.5 | 50 | 78.1 | 43 | 17667 |
| 76 | Arena limosa | 34.0 | 0.90 | 19.5 | 0.0 | 90 | 164.7 | 43 | 6906 |
| 77 | Arena limosa | 24.0 | 0.91 | 19.5 | 0.0 | 91 | 116.3 | 43 | 12306 |

A.3.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-GC (continuación 3).

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Ángulo de fricción efectiva del suelo (°) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|---|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 78 | Arena limosa | 35.0 | 0.80 | 19.5 | 0.0 | 92 | 169.6 | 43 | 7830 |
| 79 | Arena limosa | 53.0 | 0.90 | 19.5 | 0.0 | 93 | 256.8 | 43 | 10467 |
| 80 | Arena de densa a muy densa | 24.5 | 0.90 | 19.6 | 1.0 | 94 | 129.5 | 43 | 11920 |
| 81 | Arena de densa a muy densa | 53.0 | 1.00 | 20.0 | 1.0 | 50 | 279.8 | 43 | 11493 |
| 82 | Arena de densa a muy densa | 55.0 | 1.00 | 20.0 | 1.0 | 50 | 289.9 | 43 | 7907 |
| 83 | Arena de densa a muy densa | 55.0 | 1.00 | 20.0 | 1.0 | 50 | 289.9 | 43 | 12143 |
| 84 | Arena de densa a muy densa | 55.3 | 1.50 | 20.0 | 1.0 | 50 | 291.5 | 43 | 15537 |
| 85 | Arena, grava y arcilla | 40.0 | 2.00 | 18.9 | ^a | 38 | 378.0 | 39 | 7320 |
| 86 | Arena limosa fina | 62.0 | 1.10 | 18.1 | 0.0 | 27 | 257.0 | 36 | 2775 |
| 87 | Arena de fina a media sobre suelo residual | 7.6 | 0.61 | 17.3 | ^a | 42 | 65.7 | 40 | 230 |
| 88 | Arena de fina a media sobre suelo residual | 11.6 | 0.61 | 17.3 | ^a | 58 | 100.3 | 44 | 363 |
| 89 | Arena medianamente densa | 9.8 | 0.83 | 17.3 | ^a | 66 | 84.8 | 43 | 441 |
| 90 | Arena | 26.5 | 0.91 | 19.6 | 0.0 | 80 | 129.7 | 43 | 7869 |
| 91 | Arena fina | 14.0 | 1.00 | 19.6 | 3.4 | 50 | 97.5 | 43 | 6030 |
| 92 | Arena fina | 15.0 | 1.20 | 19.6 | 0.0 | 20 | 73.4 | 34 | 2600 |
| 93 | Arena fina | 52.5 | 1.20 | 19.6 | 1.0 | 22 | 266.7 | 35 | 12378 |
| 94 | Arena fina | 21.5 | 0.60 | 19.6 | 1.0 | 42 | 114.8 | 41 | 2900 |
| 95 | Arena de densa a muy densa | 43.6 | 1.20 | 21.0 | 1.0 | 50 | 253.6 | 42 | 11209 |
| 96 | Arena limosa fina | 39.0 | 1.20 | 19.6 | 1.0 | 25 | 200.6 | 35 | 11765 |
| ^a | Nivel freático por debajo de la punta de la pila | | | | | | | | |

A.4.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-CC.

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Resistencia al corte no drenada s_u (kN/m ²) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|--|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 1 | Arcilla marina | 6.4 | 1.45 | 14.7 | 2.0 | 6 | 32.2 | 21.7 | 1227 |
| 2 | Relleno sobre arcilla lacustre | 10.2 | 0.88 | 19.7 | 2.0 | 18 | 68.1 | 144.0 | 3727 |
| 3 | Relleno sobre arcilla lacustre | 12.4 | 0.88 | 19.7 | 2.0 | 30 | 79.4 | 129.6 | 3014 |
| 4 | Relleno sobre arcilla lacustre | 12.7 | 1.30 | 19.7 | 2.0 | 22 | 80.9 | 130.2 | 7216 |
| 5 | Relleno sobre arcilla lacustre | 9.4 | 1.30 | 19.7 | 2.0 | 22 | 64.0 | 160.2 | 1297 |
| 6 | Relleno sobre arcilla lacustre | 10.0 | 1.80 | 19.7 | 2.0 | 30 | 67.1 | 152.4 | 21273 |
| 7 | Arcilla de rígida fisurada | 7.0 | 0.76 | 20.0 | 4.6 | 12 | 66.0 | 86.3 | 1131 |
| 8 | Arcilla de rígida fisurada | 13.0 | 0.76 | 20.0 | 4.6 | 20 | 103.4 | 143.3 | 2669 |
| 9 | Arcilla limosa de rígida a dura | 11.9 | 0.76 | 19.5 | 0.0 | 28 | 57.7 | 165.4 | 1851 |
| 10 | Arcilla limosa de suave a dura | 20.8 | 1.00 | 18.3 | 1.0 | 15 | 97.9 | 111.4 | 4571 |
| 11 | Arcilla limosa de suave a dura | 21.7 | 1.00 | 18.3 | 1.0 | 15 | 101.7 | 89.1 | 5000 |
| 12 | Arcilla limosa de suave a dura | 25.0 | 1.20 | 18.3 | 1.0 | 25 | 115.7 | 116.2 | 6000 |
| 13 | Arcilla rígida | 23.0 | 0.63 | 19.8 | 4.5 | 9 | 154.7 | 186.0 | 6167 |
| 14 | Arcilla dura | 6.5 | 0.76 | 19.6 | 2.0 | 28 | 48.4 | 98.5 | 3304 |
| 15 | Arcilla dura | 9.7 | 0.76 | 19.6 | 2.0 | 30 | 65.1 | 212.3 | 4829 |
| 16 | Arcilla dura | 4.9 | 0.91 | 19.6 | 2.0 | 12 | 39.6 | 52.9 | 2136 |
| 17 | Arcilla dura | 4.8 | 0.91 | 19.6 | 2.0 | 13 | 39.0 | 25.0 | 1547 |
| 18 | Arcilla dura | 49.5 | 1.00 | 21.0 | 1.0 | 28 | 286.7 | 223.5 | 9130 |
| 19 | Arcilla de muy rígida a dura | 48.9 | 1.20 | 21.0 | 1.0 | 18 | 283.3 | 171.0 | 9225 |
| 20 | Arcilla estratificada de suave a dura | 12.8 | 0.76 | 19.7 | 8.7 | 28 | 119.6 | 191.5 | 3794 |
| 21 | Arcilla plástica sobre limolita | 8.8 | 0.76 | 19.5 | a | 37 | 85.8 | 370.2 | 4759 |
| 22 | Arcilla plástica sobre limolita | 8.8 | 0.76 | 19.5 | a | 37 | 85.8 | 370.2 | 4901 |
| 23 | Arcilla expansiva fisurada con grava | 11.0 | 0.80 | 18.9 | a | 24 | 104.0 | 126.4 | 3300 |
| 24 | Arcilla dura | 7.4 | 0.76 | 19.6 | 2.0 | 36 | 53.2 | 204.0 | 5702 |
| 25 | Arcilla estratificada | 4.3 | 0.18 | 18.1 | 3.7 | 6 | 38.5 | 43.5 | 165 |
| 26 | Arcilla plástica sobre limo | 6.1 | 0.41 | 18.9 | 18.3 | 12 | 57.6 | 85.2 | 101 |
| 27 | Arcilla plástica sobre limo | 15.6 | 0.55 | 20.3 | 18.3 | 30 | 158.3 | 226.9 | 939 |
| 28 | Arcilla plástica sobre limo | 4.9 | 0.51 | 19.3 | 18.3 | 23 | 47.3 | 82.3 | 122 |
| 29 | Arcilla plástica sobre limo | 11.6 | 0.44 | 19.8 | 18.3 | 12 | 114.8 | 221.0 | 341 |

A.4.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-CC (continuación 1).

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Resistencia al corte no drenada s_u (kN/m ²) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|--|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 30 | Arcilla limosa | 6.2 | 0.46 | 19.1 | 15.2 | 30 | 59.2 | 101.3 | 268 |
| 31 | Arcilla plástica estratificada | 4.6 | 0.91 | 20.4 | 15.2 | 15 | 46.9 | 90.5 | 418 |
| 32 | Arcilla plástica estratificada | 9.2 | 0.91 | 19.9 | 15.2 | 14 | 91.5 | 121.0 | 854 |
| 33 | Arcilla plástica estratificada | 13.7 | 0.91 | 19.3 | 15.2 | 17 | 132.2 | 120.4 | 843 |
| 34 | Arcilla negra altamente expansiva | 1.8 | 0.30 | 19.7 | 3.7 | 15 | 17.7 | 69.7 | 26 |
| 35 | Arcilla negra altamente expansiva | 3.7 | 0.30 | 19.6 | 3.7 | 14 | 36.3 | 114.5 | 72 |
| 36 | Arcilla negra altamente expansiva | 1.8 | 0.23 | 19.7 | 3.7 | 22 | 17.7 | 69.7 | 20 |
| 37 | Arcilla negra altamente expansiva | 3.7 | 0.23 | 19.6 | 3.7 | 14 | 36.3 | 114.5 | 1727 |
| 38 | Alternancia de arcilla y arena | 12.2 | 0.51 | 18.5 | 1.0 | 22 | 62.4 | 77.9 | 775 |
| 39 | Suelos residuales sobre basalto | 12.0 | 0.89 | 24.9 | 1.0 | 11 | 99.9 | 259.4 | 9345 |
| 40 | arcilla de muy suave a rígida | 24.0 | 0.52 | 17.3 | 2.5 | 30 | 113.1 | 165.7 | 1993 |
| 41 | Arcilla londinense fisurada | 9.1 | 0.36 | 19.7 | ^a | 30 | 89.6 | 131.6 | 618 |
| 42 | Arcilla londinense fisurada | 9.3 | 0.63 | 20.4 | ^a | 19 | 94.9 | 88.3 | 837 |
| 43 | Arcilla londinense fisurada | 9.4 | 0.77 | 20.4 | ^a | 11 | 95.9 | 88.6 | 1628 |
| 44 | Arcilla londinense fisurada | 12.2 | 0.77 | 20.4 | ^a | 11 | 124.4 | 101.6 | 2541 |
| 45 | Arcilla londinense fisurada | 14.9 | 0.80 | 20.4 | ^a | 12 | 152.0 | 107.6 | 2421 |
| 46 | Arcilla londinense fisurada | 15.2 | 0.94 | 20.4 | ^a | 12 | 155.0 | 108.2 | 3748 |
| 47 | Arcilla londinense fisurada | 9.5 | 0.94 | 18.9 | ^a | 12 | 89.8 | 146.6 | 2407 |
| 48 | Arcilla londinense fisurada | 7.0 | 0.61 | 18.9 | ^a | 22 | 66.2 | 92.0 | 1067 |
| 49 | Limo arcilloso con fragmentos de roca | 4.3 | 0.76 | 23.7 | 2.0 | 13 | 44.9 | 65.1 | 560 |
| 50 | Arcilla limosa de suave a muy rígida | 15.5 | 0.76 | 22.0 | 0.0 | 15 | 94.5 | 163.7 | 2695 |
| 51 | Relleno sobre marga | 18.3 | 0.87 | 20.0 | 8.8 | 25 | 158.8 | 168.7 | 1033 |
| 52 | Arcilla limosa rígida | 18.3 | 1.28 | 18.9 | 9.0 | 22 | 149.8 | 193.5 | 2304 |
| 53 | Arcilla plástica | 8.7 | 0.76 | 20.0 | 7.6 | 30 | 86.3 | 227.6 | 7801 |
| 54 | Arcilla | 30.5 | 0.91 | 19.6 | 0.0 | 21 | 149.3 | 159.3 | 8332 |
| 55 | Arcilla fuertemente cementada | 5.0 | 0.81 | 19.6 | 5.0 | 23 | 49.0 | 97.3 | 2669 |
| 56 | Arcilla fuertemente cementada | 9.7 | 0.79 | 19.6 | 5.0 | 27 | 83.7 | 147.4 | 4759 |
| 57 | Arcilla fuertemente cementada | 25.3 | 1.00 | 19.6 | 5.0 | 10 | 167.7 | 108.0 | 4359 |
| 58 | Arcilla fuertemente cementada | 24.0 | 0.52 | 19.6 | 5.0 | 28 | 161.1 | 187.0 | 1890 |
| 59 | Arcilla arenosa | 15.2 | 0.47 | 19.6 | 2.2 | 20 | 94.4 | 139.6 | 1514 |

A.4.Registros de pruebas de carga usadas para la fase de entrenamiento y prueba del modelo RENE-CC (continuación 2).

| Prueba de carga | Descripción del suelo donde se realizó la prueba de carga | Geometría de la pila | | Peso volumétrico del suelo (kN/m ³) | Posición del nivel freático (m) | Número de impactos de la prueba SPT N | Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste, σ'_{vf} (kPa) | Resistencia al corte no drenada s_u (kN/m ²) | Capacidad de carga última (kN) |
|-----------------|---|----------------------|----------------|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|--|--------------------------------|
| | | Longitud L (m) | Diámetro D (m) | | | | | | |
| 60 | Arcilla arenosa | 15.2 | 0.47 | 19.6 | 2.2 | 17 | 94.4 | 123.6 | 1514 |
| 61 | Arcilla arenosa | 8.2 | 0.46 | 19.6 | 1.1 | 13 | 50.0 | 84.0 | 548 |
| 62 | Arcilla rígida | 7.2 | 0.75 | 19.6 | 4.7 | 30 | 66.3 | 278.9 | 5325 |
| 63 | Arcilla rígida | 7.1 | 0.75 | 19.6 | 4.7 | 30 | 65.6 | 278.4 | 5625 |
| 64 | Arcilla rígida | 7.6 | 1.00 | 19.6 | 0.0 | 25 | 37.2 | 138.7 | 4125 |
| 65 | Arcilla arenosa | 32.0 | 1.50 | 20.6 | 2.6 | 16 | 197.1 | 143.2 | 10295 |
| 66 | Arcilla arenosa | 32.0 | 1.80 | 20.6 | 2.6 | 16 | 197.1 | 143.2 | 11015 |
| 67 | Arcilla limosa dura | 60.0 | 1.50 | 20.0 | 1.0 | 35 | 315.4 | 163.1 | 14254 |
| 68 | Arcilla rígida | 9.5 | 1.30 | 19.6 | 3.5 | 21 | 74.5 | 54.0 | 3239 |
| 69 | Arcilla estratificada | 5.5 | 0.61 | 19.6 | 4.0 | 19 | 51.9 | 106.7 | 346 |
| 70 | Arcilla estratificada | 1.8 | 0.18 | 19.6 | 3.7 | 10 | 17.6 | 42.3 | 53 |
| 71 | Arcilla estratificada | 3.1 | 0.18 | 19.6 | 3.7 | 9 | 30.4 | 44.3 | 95 |
| 72 | Arcilla estratificada | 4.1 | 0.18 | 19.6 | 3.7 | 10 | 40.0 | 49.0 | 156 |
| 73 | Arcilla londinense fisurada | 14.9 | 0.80 | 19.6 | ^a | 21 | 146.0 | 131.7 | 2421 |
| 74 | Arcilla café | 8.7 | 0.76 | 19.6 | 7.6 | 42 | 84.6 | 217.5 | 8513 |
| 75 | Arcilla café rígida | 12.8 | 0.76 | 19.6 | 2.0 | 36 | 80.7 | 189.9 | 3790 |
| 76 | Arcilla fuertemente cementada | 6.5 | 0.84 | 19.6 | ^a | 29 | 63.7 | 128.1 | 4775 |
| 77 | Arcilla fuertemente cementada | 6.5 | 0.84 | 19.6 | ^a | 26 | 63.7 | 116.8 | 4775 |
| 78 | Arcilla fuertemente cementada | 6.5 | 0.84 | 19.6 | ^a | 43 | 63.7 | 174.9 | 4775 |
| 79 | Arcilla arenosa | 15.2 | 0.46 | 19.6 | 6.1 | 21 | 122.2 | 114.4 | 1600 |
| 80 | Arcilla limosa café amarillenta | 3.1 | 0.91 | 19.6 | 0.9 | 17 | 22.7 | 66.8 | 1142 |
| 81 | Arcilla de rígida fisurada | 7.0 | 0.76 | 19.6 | 4.6 | 20 | 64.6 | 115.6 | 1067 |
| 82 | Arcilla de rígida fisurada | 7.0 | 0.76 | 19.6 | 4.6 | 23 | 64.6 | 128.4 | 1067 |
| 83 | Arcilla rígida | 57.0 | 1.50 | 19.6 | 1.0 | 46 | 288.7 | 309.2 | 23587 |
| 84 | Arcilla limosa muy densa | 57.0 | 1.50 | 19.6 | 1.0 | 23 | 288.7 | 160.3 | 10818 |
| 85 | Arcilla arenosa | 46.8 | 1.50 | 19.6 | 2.6 | 31 | 253.9 | 189.7 | 13203 |
| 86 | Arcilla arenosa | 38.2 | 1.50 | 19.6 | 2.6 | 31 | 211.6 | 180.2 | 12454 |
| 87 | Formación de arcilla rígida | 18.9 | 0.46 | 19.6 | 1.4 | 27 | 105.7 | 134.4 | 1840 |
| ^a | Nivel freático por debajo de la punta de la pila | | | | | | | | |