



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Cimentaciones con pilas y pilotes: análisis de la capacidad de carga, en suelos cohesivos y no cohesivos, con redes neuronales.

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniera Geóloga

P R E S E N T A

Diana Laura García Santiago

DIRECTORA DE TESIS

Dra. Silvia Raquel García Benítez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Dra. Silvia Raquel García Benitez, que estuvo apoyándome a lo largo de estos meses, por su dedicación y paciencia, así como cada uno de sus consejos y correcciones que hicieron posible el avance y conclusión de esta tesis, siempre pendiente de mi constante aprendizaje. La calidad de su trabajo me hicieron concierla y admirar su trabajo y persona.

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.

Agradezco también a cada uno de los sinodales. El Ing. Servando Arana, Ing. Javier Mancera, Ing. Gabriel Salinas y al Dr. Moisés Dávila por sus correcciones.

Finalmente agradezco a mi familia, amigos y compañeros que estuvieron presentes en cada etapa a lo largo de este trayecto, brindándome siempre su apoyo incondicional y que son la razón principal de cada uno de mis logros.

Contenido

RESUMEN.....	1
CAPÍTULO I.....	2
INTRODUCCIÓN	2
CAPÍTULO II	4
PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS.....	4
2.1 GRANULOMETRÍA.....	5
2.2 PLASTICIDAD.....	8
2.3 LÍMITES DE ATTERBERG	9
2.4 DENSIDAD	13
2.5 PESO VOLUMÉTRICO.....	14
2.6 ESFUERZOS CORTANTES EN LOS SUELOS	15
2.6.1 TENSIONES INTERNAS	15
2.6.2 CONCEPTO DE FRICCIÓN.....	15
2.6.3 CONCEPTO DE COHESIÓN	19
CAPÍTULO III.....	23
REDES NEURONALES	23
3.1. DESCRIPCIÓN DE UNA NEURONA ARTIFICIAL.....	25
3. 2. PERCEPTRÓN MULTICAPA.....	29
3.3. REGLA DE ENTRENAMIENTO- APRENDIZAJE.....	31
3.3.1 APRENDIZAJE SUPERVISADO.....	31
3.3.2. APRENDIZAJE NO SUPERVISADO.....	32
3.3.3 PRUEBA.....	32
CAPÍTULO IV.....	34
MODELOS DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	34
4.1 COMPORTAMIENTO GENERAL DE UNA PILA BAJO CARGA AXIAL	36
4. 2 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN PILAS	41
4. 3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN EL FUSTE.....	42
4.3.1 ANÁLISIS EN FUNCIÓN DE ESFUERZOS EFECTIVOS	42
4.3.2 ANÁLISIS EN FUNCIÓN DE ESFUERZOS TOTALES	44
4. 4 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN LA PUNTA	46
4.4.1 ANÁLISIS EN FUNCIÓN DE ESFUERZOS EFECTIVOS	47

4.4.2 ANÁLISIS EN FUNCIÓN DE ESFUERZOS TOTALES	51
4. 5 PRUEBAS IN SITU (DE CAPACIDAD DE CARGA)	55
4.5. 1 INSTALACIÓN DEL EQUIPO.....	56
4.5. 2 TIPOS DE PRUEBAS EN FUNCIÓN DEL MODO DE CARGA	57
4.5. 3 CRITERIO DE INTERPRETACIÓN DE FALLA.....	59
CAPÍTULO V	62
ENTRENAMIENTO, PRUEBA, VALIDACIÓN y APROVECHAMIENTO DE RNs.....	62
5.1 RNs PARA CALIFICAR EL MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE CARGA ÚLTIMA	63
5.1.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO.....	64
5.1.2 TOPOLOGÍA DEL MODELO	70
5.1.3 ESTIMACIONES NEURONALES EN FASE DE ENTRENAMIENTO Y PRUEBA	73
5.2 MODELO NEURONAL PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTOS PROFUNDOS	97
5.2.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO.....	97
5.2.2 TOPOLOGÍA DEL MODELO	99
5.2.3 ESTIMACIONES NEURONALES EN FASE DE ENTRENAMIENTO Y PRUEBA ..	102
CONCLUSIONES	110

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo mostrar cómo hacer una red neuronal para determinar la capacidad de carga de pilas y pilotes en suelos cohesivos y no cohesivos introduciendo a los aspectos teóricos y prácticos. Teóricos para conocer el comportamiento de los suelos, pilas y pilotes bajo diferentes condiciones, y prácticos cuando se habla de redes neuronales. La parte central de esta tesis que se refiere a los modelos de capacidad de carga nos da a conocer los modelos de distintos autores que en base en conocimientos empíricos y semi-empíricos dieron a conocer métodos para determinar la capacidad de carga. Al final se muestran los resultados de dichos métodos en comparación con la información que nos brinda una red neuronal y se realiza una comparación que evidencia la eficacia de trabajar con éstos. Dichos entrenamientos se hicieron con base a datos de distintos países y suelos, con distintas características geométricas y geotécnicas.

ABSTRACT

The aim of this thesis is to show how to make a neural network to determine the load capacity of piles and piles in cohesive and non-cohesive soils, introducing theoretical and practical aspects. Theoretical to know the behavior of soils, piles and piles under different conditions, and practical when talking about neural networks. The central part of this thesis that refers to models of load capacity give us the opportunity to know the models of different authors who based on empirical and semi-empirical knowledge to know methods to determine the carrying capacity. In the end, the results of these methods are shown in comparison with the information provided by a neural network and this comparison demonstrates the effectiveness of working with them. These trainings were made with data from different countries and soils, with different geometrical and geotechnical characteristics.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones son elementos esenciales para cualquier estructura y por ello es fundamental comprender y calcular con la mayor precisión posible su capacidad. En este trabajo de tesis se atiende la actuación ante condiciones específicas, fundamentos tecnológicos y flexibilidad económica de las cimentaciones profundas, particularmente de los pilotes, uno de los tipos de cimentación profunda más usados en el mundo.

Cuando se estudia el comportamiento de estos elementos estructurales se procura mantener el equilibrio entre las respuestas observadas y bien documentadas y las condiciones que se expresan y analizan con teorías físico-mecánicas. Los esfuerzos de los ingenieros investigadores se han dirigido a dar soluciones a este reto pero experiencias recientes han mostrado que los modelos tradicionales no permiten aprovechar totalmente la experiencia en campo. La complejidad de las respuestas de los sistemas suelo-estructura, las incertidumbres adheridas a las pruebas de carga, las diferencias entre las hipótesis sobre el medio y lo que los ingenieros constructores enfrentan en sitio, complican la tarea de análisis y exigen utilizar alternativas de modelado más flexibles y poderosas.

En esta tesis se presentan a las redes neuronales RNs como una alternativa en el estudio de la respuesta del sistema suelo-pilote. Las RNs, sin sustituir conceptos básicos de los análisis convencionales ni el juicio ingenieril, permiten estudiar fenómenos complejos a través de relaciones multiparamétricas y multidimensionales, flexibles y adaptativas. En este texto se expone una metodología para estimar la capacidad de carga de pilotes con RNs, se ofrecen criterios para interpretar los resultados y situar los alcances de las estimaciones y se analizan los efectos que los tipos de suelo tienen sobre las respuestas calculadas. La información compilada de pruebas de carga bajo variadas condiciones geométricas y geotécnicas aunque no es exhaustiva, es suficientemente diversa para desarrollar el modelo neuronal y sustentar la calificación de esta propuesta analítica como una herramienta práctica, asequible, económica y confiable que permite conocer mejor los procesos de interacción entre elementos construidos por el hombre y masas de suelos.

Objetivo General

Mostrar el proceso de construcción, categorización e interpretación de una RN para estimar la capacidad de carga de un pilote ante diversas condiciones de suelos y relaciones geométricas.

Objetivo Específico

- Categorizar modelos neuronales para estimar la capacidad de carga de pilotes sujetos a carga axial, compresión y extensión, en suelos, cohesivos y no cohesivos.
- Reconocer las ventajas, sobre los modelos convencionales, de analizar la capacidad de carga de pilotes con RNs.
- Analizar los parámetros con mayor efecto sobre la capacidad de carga estimada.

Alcances

- Definir la secuencia/metodología general para abordar problemas ingenieriles con RNs.
- Enunciar las etapas de conformación de los archivos de entrenamiento y prueba de modelos del cómputo aproximado.
- Establecer los criterios más seguros en la elección de valores estimados con herramientas tipo “caja negra” y que son alimento para el diseño/análisis en las ingenierías geológicas y geotécnicas.

Organización del estudio

Esta tesis progresivamente introduce al lector a la teoría de las redes neuronales y a su aplicación en la determinación de la capacidad de carga de pilotes.

En el capítulo 2 se encuentran los conceptos útiles para comprender el comportamiento de los suelos en los que se sostienen los pilotes, mientras que el capítulo 3 abarca conceptos generales sobre redes neuronales; se describe, no exhaustivamente, sus bases matemáticas, las reglas de entrenamiento y se enuncia la metodología para concretar un

modelo neuronal, explicación dirigida a su inclusión como alternativa de análisis en la Ingeniería Civil.

En el capítulo 4 se incluyen algunas descripciones sobre los modelos de capacidad de carga de pilotes y se enuncian las etapas generales de las pruebas de carga, haciendo hincapié en su interpretación y particularidades, ya que a partir de estos registros se construye el modelo presentado en esta investigación.

En el capítulo 5 se presentan los resultados de los ensayos con Redes Neuronales sobre la numeralia de pruebas de capacidad de carga. En las conclusiones de esta investigación, se concreta sobre las ventajas y particularidades del modelo neuronal en la solución de cuestionamientos prácticos ingenieriles.

CAPÍTULO II

PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

Se denomina suelo a todo agregado natural no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta en el que agua y aire ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas (Berry & Reid, 1993). También se puede definir al suelo como un conjunto de partículas minerales o de materia orgánica en forma de depósito que pueden separarse por medio de una acción mecánica sencilla y que incluyen cantidades variables de agua y aire (Lambe & Whitman, 1991).

El suelo como elemento de soporte de la infraestructura civil debe ser identificado y clasificado con el objeto de dar bases claras sobre las propiedades que rigen su respuesta ante la imposición de cargas. Entre las propiedades básicas a verificar son las Físicas y las Mecánicas, cada una de ellas bajo secuencias metódicas y siguiendo lineamientos de código.

La primera acción para nombrar un suelo se llama *Identificación*. Las técnicas comúnmente empleadas son tacto-visuales y las características que se determinan para reporte (con carácter cualitativo y descriptivo) son:

- Color
- Tamaño y distribución de las partículas
- Forma de las partículas
- Dilatancia
- Tenacidad
- Resistencia en Seco

Después de esta primera aproximación, para una cerrada determinación del tipo de suelo se recurre a una clasificación cuantitativa que se basa, principalmente, en las características de:

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

- Plasticidad y
- Granulometría

Así el reconocimiento para nombrar completamente al suelo requiere de la descripción Cualitativa y el análisis Cuantitativo. Sólo la presentación de estos dos análisis permite completar correctamente la etiqueta del suelo.

A continuación, se presenta un resumen de los descriptores que más se usan en la Geología y la Geotecnia para etiquetar una masa de suelo, al lector interesado en profundizar en el tema se recomienda la lectura de los libros (Norbury, 2010; Fratta, 2007; Sivakugan, 2011; Das, 2001), bases bibliográficas del texto que se presenta.

2.1 GRANULOMETRÍA

En el análisis granulométrico de los suelos se determina el tamaño de las partículas y la distribución de los distintos tamaños contenidos en la masa analizada. A través del *Tamizado* (por vía seca o por vía húmeda) se pesan y reportan los porcentajes contenidos de diferentes diámetros (previamente establecidos, (Orozco Carrillo, 1991).

Obtenida la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo se usan los sistemas de clasificación AASHTO o SUCS (más comúnmente) para rotularla. Este ensayo es muy importante ya que gran parte de los criterios de aceptación de suelos para ser utilizados en bases o sub-bases de carreteras, presas de tierra o diques, drenajes, etc., dependen de este análisis.

Para obtener la distribución de tamaños, se emplean tamices normalizados y numerados, dispuestos en orden decreciente Figura 2.1. Para suelos con tamaño de partículas mayor a 0,074 mm (74 micrones) se utiliza el método de análisis mecánico mediante tamices de abertura y numeración indicado en la Figura 2.1. Para suelos de tamaño inferior, se utiliza el método del hidrómetro, basado en la ley de Stokes.

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

Tamiz (ASTM)	Tamiz (Nch) (mm.)	Abertura real (mm.)	Tipo de suelo
3 "	80	76,12	} GRAVA
2 "	50	50,80	
1 1/2 "	40	38,10	
1 "	25	25,40	
3/4 "	20	19,05	
3/8 "	10	9,52	} ARENA GRUESA
N° 4	5	4,76	
N° 10	2	2,00	} ARENA MEDIA
N° 20	0,90	0,84	
N° 40	0,50	0,42	
N° 60	0,30	0,25	} ARENA FINA
N° 140	0,10	0,105	
N° 200	0,08	0,074	

Figura 2.1 Tabla de número y apertura de tamices (tomada de Espinace R., 1979)

El resultado material de este ensaye es la curva granulométrica que es la representación gráfica de los resultados obtenidos en el laboratorio cuando se analiza el tamaño de las partículas y su porcentaje de peso respecto del total analizado. Un ejemplo ilustrativo de lo que significa una curva de este tipo se presenta en la Figura 2.2.

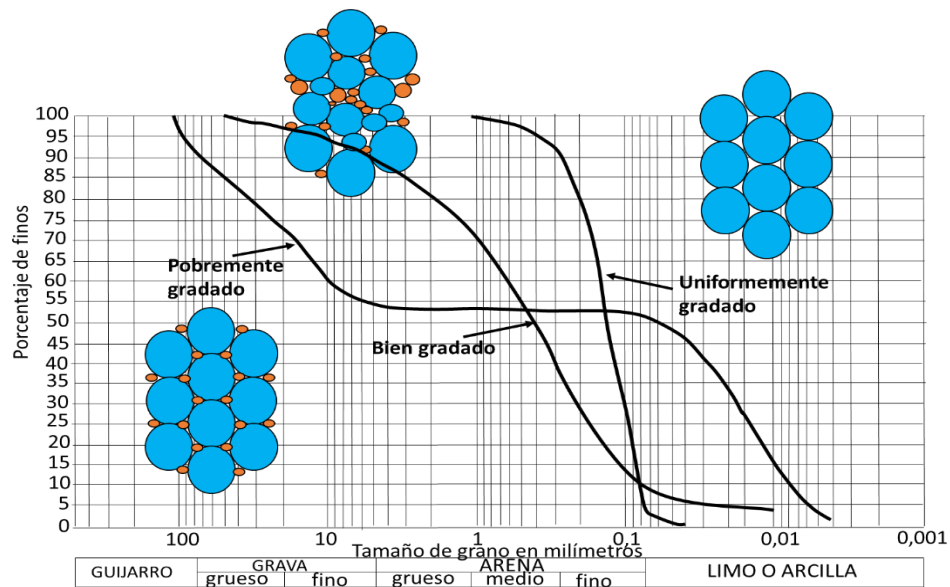


Figura 2.2 Curvas granulométricas, distribuciones y concepciones a partir de las curvaturas y los tramos rectos (modificado de Fratta, 2007)

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

Para este análisis se utilizan dos procedimientos en forma combinada, las partículas mayores se separan por medio de tamices con aberturas de malla estandarizadas, y luego se pesan las cantidades que han sido retenidas en cada tamiz Figura 2.3.

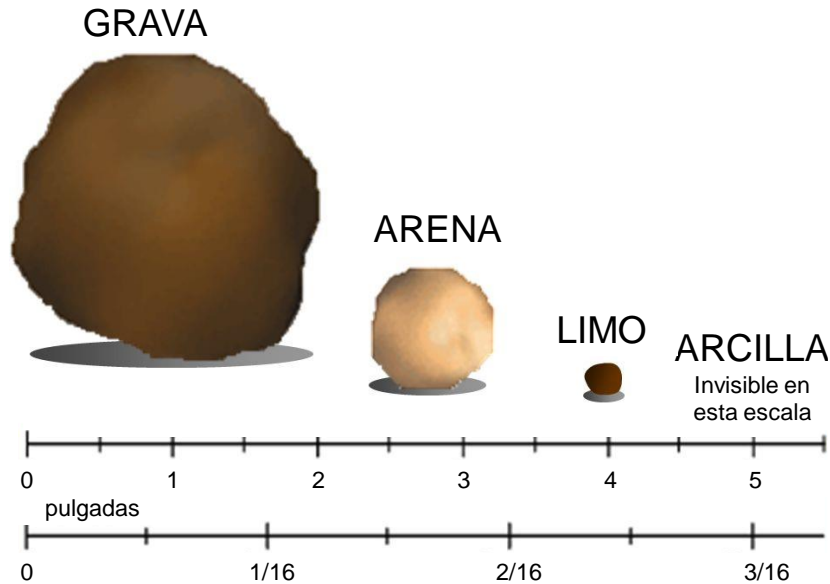
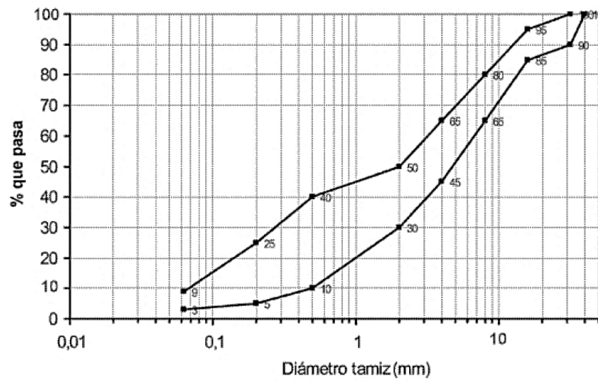


Figura 2.3 Representación de gravas, arenas, limos y arcillas, tamaños relativos

En este sentido es muy común el término *Ajuste granulométrico* que consiste en ajustar la granulometría de un árido a un huso granulométrico siendo este último término el nombre que se le da a los límites inferiores y superiores que se fijan en un entorno dentro del cual están comprendidos los tamaños útiles de los áridos para ciertas aplicaciones. Los husos granulométricos vienen definidos mediante gráficas o tablas como las que se muestran en el ejemplo de la Figura 2.4.



Tamiz	Porcentaje que pasa (en peso)
40	100
31,5	90-100
16	85-95
8	65-80
4	45-65
2	30-50
0,5	10-40
0,2	5-25
0,063	3-9

Figura 2.4. Ejemplo de ajuste granulométrico, a la izquierda el uso granulométrico del sub-balastro en gráfica y a la derecha la tabla que corresponde a esta aplicación carretera.

2.2 PLASTICIDAD

Por ser uno de los aspectos clave en el diseño de las estructuras civiles, la Plasticidad (la capacidad de deformarse de los suelos hasta cierto límite, sin romperse) es una de las propiedades que más profundamente se estudia para calificar un suelo. Esta propiedad depende de la composición mineralógica y es una cualidad relativa a los suelos finos o de la parte fina de la masa de suelo analizada (recordar que *suelo fino* es todo material que pasa la malla # 200 en un análisis granulométrico). Otra forma de definir a la plasticidad es como la propiedad que presentan algunos suelos de modificar su consistencia (o dicho de otra forma, su resistencia al corte) en función de la humedad.

Existe una correspondencia entre la plasticidad de un suelo y su cohesión. La plasticidad, como propiedad exclusiva de los suelos finos (arcillas y limos), es producto de las relaciones electroquímicas que se establecen entre las superficies de los elementos que forman el agregado. Con base en este hecho, una división muy aceptada y explotada en los ámbitos ingenieriles es la que califica al suelo como:

a) **No cohesivos**: son suelos que no poseen ninguna cohesión y consisten en rocas, gravas y arenas, y

b) **Cohesivos**: son suelos que poseen características de cohesión y plasticidad; estos suelos pueden contener en ciertas proporciones suelos granulares sin que éstos anulen sus propiedades cohesivas y plásticas; ejemplos de estos suelos son las arcillas y los limos.

2.3 LÍMITES DE ATTERBERG

Albert Mauritz Atterberg definió, para el uso en agronomía, cuatro estados en los que puede encontrarse un suelo plástico en función de su consistencia, que varía según la humedad: sólido, semisólido, plástico y líquido Figura 2.5. Un suelo plástico seco se encuentra en estado sólido; al incrementar su humedad varía de forma gradual su consistencia hasta llegar al estado líquido. Los umbrales de humedad que separan cada uno de los estados son denominados *límites de Atterberg* Figura 2.6.



Figura 2.5. Cambio de volumen asociado a la variación de humedad en arcillas (modificado de Bowles, 1981)

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

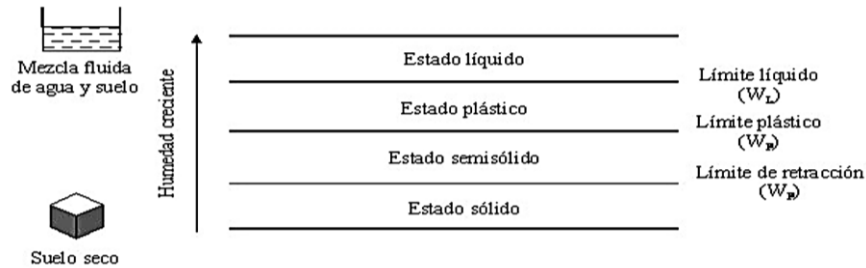


Figura 2.6. Límites de Consistencia (modificado de Hossne, 2004)

La aplicación ingenieril de los conceptos de Atterberg se debe a Arthur Casagrande, quien normalizó una metodología de laboratorio para determinar la humedad a la cual un suelo se encuentra en la frontera entre dos estados de consistencia. Conceptualmente el Límite Líquido (W_L) corresponde a la humedad por encima de la cual la resistencia al corte de un suelo es nula (propia de un líquido) y se determina mediante un ensayo que relaciona este umbral de humedad con un cierto número de golpes que es necesario dar a un dispositivo en forma de cuchara para que dos porciones de suelo separadas por un surco se unan en una longitud preestablecida (en el procedimiento original media pulgada; en países que adoptan el sistema métrico se toman 12 mm); comúnmente a este test se le denomina como ensayo de la Copa de Casagrande Figura 2.7.



Cuchara de Casagrande

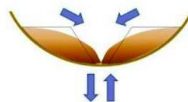


Figura 2.7. Desplazamiento de la muestra de suelo y cierre del surco en la Copa de Casagrande (tomada de Holtz & Kovacs, 1981).

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

El Límite Plástico (W_p) corresponde al umbral de humedad de un suelo por encima del cual el material muestra una deformación de tipo plástica en relación a las tensiones aplicadas; empíricamente se relaciona con la humedad por debajo de la cual resulta imposible moldear un cilindro de 3 mm de diámetro (en el procedimiento original se consideraba un diámetro de una décima de pulgada). El apelativo coloquial de este test es el del ensayo “del churruto”, por motivos evidentes Figura 2.8.



Figura 2.8 Determinación del Límite Plástico (tomada de Holtz & Kovacs, 1981)

El límite de retracción (W_s), denominado también “de contracción” en la literatura técnica hispanoamericana, se define como la humedad por debajo de la cual el suelo deja de presentar una disminución de volumen pareja a la disminución de la humedad (proceso de retracción); por debajo de dicho umbral se entiende que parte de los poros del suelo se encuentran ya ocupados por aire, por lo que se asume que el límite de retracción corresponde con la humedad de saturación de una arcilla (que al contrario de lo que ocurre en un suelo granular, no equivale al máximo contenido en agua que pueda presentar el suelo).

Cuanto mayor sea el rango de humedad entre los diferentes límites de plasticidad, mayor cantidad de agua podrá asumir un suelo sin variar su estado de consistencia, entendiéndose por este comportamiento el concepto cualitativo de “plasticidad”; la diferencia entre el valor de humedad correspondiente al límite líquido y al límite plástico se define como

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

“índice de plasticidad” (I_p), siendo pues “más plástico” pues un suelo cuanto mayor sea este índice.

$$I_p = W_L - W_P \quad (2.1)$$

La clasificación de los suelos finos según su plasticidad tiene en consideración los valores del límite líquido y del índice de plasticidad. El valor del límite líquido $W_L = 50$ se considera como umbral que distingue los suelos de alta y media plasticidad, y el de $W_L = 30$ distingue entre suelos de plasticidad media y baja; una clasificación más habitual y simplificada considera los suelos de plasticidad media y baja en un único grupo de suelos de baja plasticidad.

Representando la pareja de valores (W_L , I_p) por un punto en un gráfico de coordenadas, situando en abscisas W_L y en ordenadas I_p , es posible clasificar el suelo en uno de los grupos definidos por A. Casagrande, según muestra en la Figura 2.9.

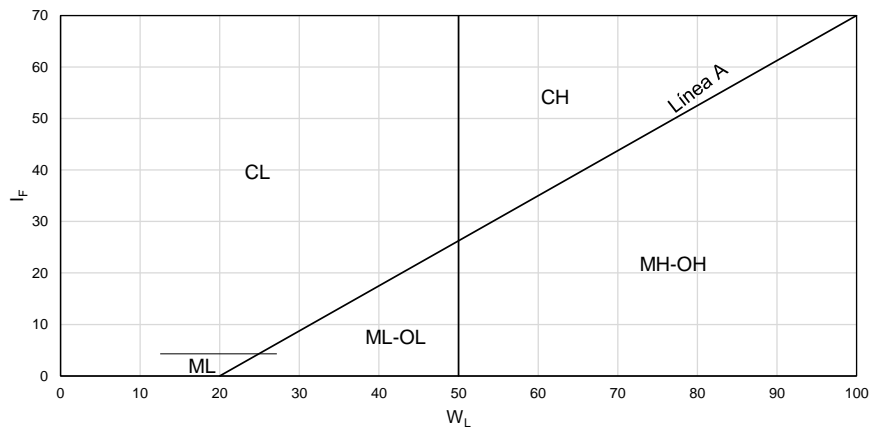


Figura 2.9. Gráfico de Casagrande, caracterización de suelos finos a partir de sus valores de consistencia (modificada de ASTMh, 2017).

En el gráfico hay dos líneas rectas principales que separan cuatro regiones. Una línea es vertical y corresponde a $W_L = 50$ (delimita los suelos de plasticidad alta o baja). La otra es una diagonal, la llamada línea “A”, que delimita las arcillas (por encima de la línea) y los limos (por debajo de la misma) y tiene por ecuación:

$$I_p = 0.73 \cdot (W_L - 20) \quad (2.2)$$

Las clases de suelos definidas en función del gráfico de Casagrande son:

- Arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL).
- Arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH).
- Limo inorgánico de baja plasticidad (ML).
- Suelo con materia orgánica coloidal y baja plasticidad (OL).
- Limo orgánico de alta plasticidad (MH).
- Suelo con materia orgánica coloidal y alta plasticidad (OH).

2.4 DENSIDAD

La cantidad de materia sólida presente por unidad de volumen recibe el nombre de densidad en seco del material. En el caso de los suelos granulares y orgánico-fibrosos, la densidad en seco es el factor más importante desde el punto de vista de sus propiedades ingenieriles. Una de esas propiedades es el estado o grado de compactación, que se expresa generalmente en términos de densidad relativa, o razón (como porcentaje) de la diferencia entre la densidad del suelo natural en seco y su densidad en seco mínima, dividida entre la diferencia que hay en sus densidades máxima y mínima en seco (Bowles, 1981).

Sin embargo, durante la construcción de rellenos ingenieriles, el grado de compactación suele especificarse como el cociente de densidad real en seco, in situ, dividida entre la densidad máxima en seco, determinada con una prueba de laboratorio diseñada para el cálculo de la relación humedad-densidad (ASTMc, 2012; ASTMd, 2012).

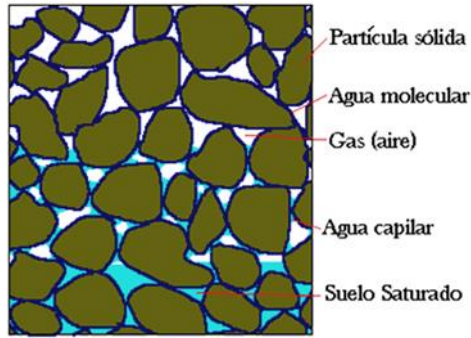


Figura 2.10. Factores que se involucran en la densidad del suelo (modificada de Duque, 2003).

2.5 PESO VOLUMÉTRICO

Se define como el peso del suelo seco por unidad de volumen total de suelo y se expresa por (Tamez, 2001):

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad (2.3)$$

Donde W_m : es la masa del suelo

V_m : es el volumen total de la muestra de suelos

Peso volumétrico húmedo (γ_h)

Es el peso por unidad de volumen total del suelo, incluyendo el peso del agua (Tamez, 2001):

$$\gamma_h = \frac{W_s + W_a}{V} = \frac{W_s + wW_s}{V} = \gamma_d(1 + w) \quad (2.4)$$

También podemos relacionar el peso volumétrico con algunas otras propiedades de los suelos como la densidad, compactación y permeabilidad, así como la resistencia (Duque & Escobar, 2002).

Por ejemplo, si un material tiene un valor alto de peso volumétrico probablemente tendrá mayor compactación, por lo tanto mayor densidad y consecuentemente menor permeabilidad. Pero hay excepción si hablamos de los minerales que contiene, debido a

que si llegase a contener minerales pesados esta linealidad no se verá completamente reflejada.

2.6 ESFUERZOS CORTANTES EN LOS SUELOS

2.6.1 TENSIONES INTERNAS

En todos los casos, las fuerzas internas entre los granos de una masa de suelo, se traducen en tensiones. Entre ellas podemos diferenciar tres tipos que son:

- Esfuerzos normales, (σ)
- Esfuerzos tangenciales, (τ)
- Esfuerzos neutros, (u)

Los primeros pueden ser de compresión o de tracción y actúan siempre en forma normal al plano considerado. El segundo son las tensiones de corte y se ubican siempre en forma paralela y coinciden en su dirección con el plano considerado. El tercero, en cambio, se debe al incremento o decremento de presión que se produce en el agua de los poros del suelo cuando el plano que consideramos se encuentra sumergido; como se trata de una presión hidrostática, actúa en todas direcciones.

Las tensiones normales y las tensiones principales actúan en forma normal al plano que estamos considerando, con la diferencia que en los planos en los que actúan las Tensiones Principales no se manifiestan tensiones de corte, es decir que las tensiones tangenciales son nulas.

2.6.2 CONCEPTO DE FRICCIÓN

Cuando una masa de suelo es sujeta a carga, como cuando se imponen estructuras civiles, la zona conocida como Plano de Falla no atraviesa los granos del mineral que conforman la masa de suelos (figura 2.11a) sino que el deslizamiento que se produce ocurre entre grano y grano (figura 2.11b) lo que equivale a decir que la resistencia que ofrece una masa

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

de suelo frente al deslizamiento sobre otra de iguales características, tiene que ver con las fuerzas friccionales que se desarrollan entre los granos que la componen.

Se entiende también que cuanto más granos entren en contacto entre sí por unidad de superficie, mayor será el esfuerzo necesario para que ocurra el deslizamiento (interviene la compacidad del suelo (densidad relativa) o la relación de vacíos del mismo).

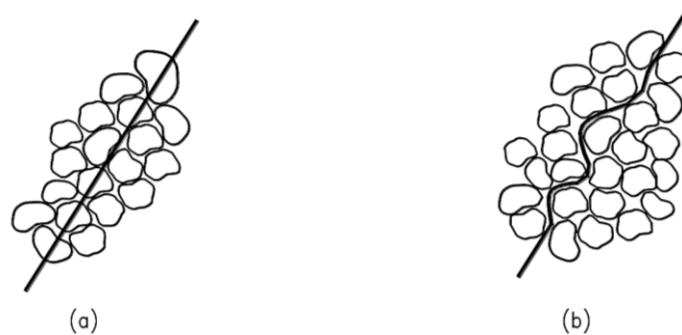


Figura 2.11. Un Plano de Falla no atraviesa los granos del mineral que conforman la masa de suelos (figura 2.11a) sino que el deslizamiento que se produce ocurre entre grano y grano (figura 2.11b) (tomado de Duque & Escobar, 2002)

En este mismo sentido, se deduce fácilmente que cuanto más angulosos y trabados se encuentren los granos y cuanto mayor sea el coeficiente friccional del material que lo compone, mayores serán las fuerzas friccionales que desarrollará (comparemos por ejemplo las arenas con las arcillas o las arenas con granos angulosos con las arenas de río que tienen los granos redondeados).

Para interpretar mejor el fenómeno analicemos el plano que se muestra en la figura 2.12 el cual se encuentra articulado en el punto “o” de tal forma que el ángulo α de inclinación pueda variarse a voluntad.

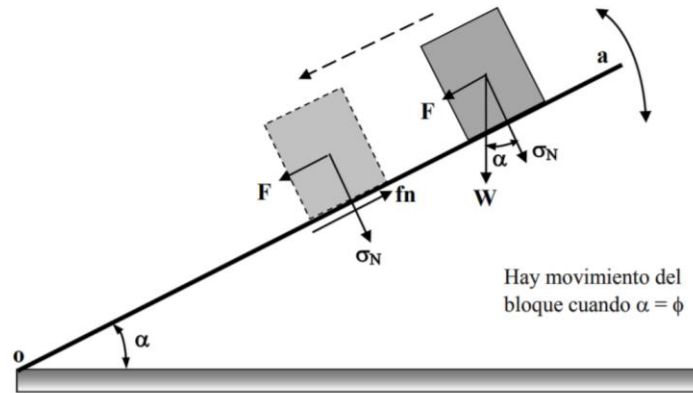


Figura 2.12 Plano Inclinado (tomado de Duque & Escobar, 2002)

Si sobre este plano apoyamos un cuerpo de peso “W” y cuya área de contacto con el plano sea el área “A”, para un valor cualquiera del ángulo “α” tendremos una fuerza $F = W \cdot \sin(\alpha)$, que tratará de deslizar el cuerpo sobre el plano. A esta fuerza “F” se le opondrá otra igual y de sentido contrario “fr”, que dependerá de las características friccionales de los materiales que están en contacto.

Si aumentamos paulatinamente el ángulo α , llegará un momento en que la fuerza F que trata de movilizar el bloque será igual a la fuerza de fricción fr ($F = fr$), en este momento diremos que el deslizamiento es inminente ya que se ha alcanzado el valor máximo de la fuerza de fricción, a este valor particular del ángulo α , lo denominamos ángulo de fricción del material y lo representaremos con la letra ϕ . Figura 2.12.

$$\frac{F}{N} = \operatorname{tg} \alpha \quad (2.5)$$

$$F = N \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (2.6)$$

Si $F < fr \rightarrow \alpha < \phi$ no hay movimiento del bloque

Si $F = fr \rightarrow \alpha = \phi$ hay movimiento del bloque y $fr = N \operatorname{tg} \phi$

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

Este simple ejemplo, conocido como el del “plano inclinado”, nos permite obtener las siguientes conclusiones:

- a) La magnitud de la fuerza de fricción disponible es directamente proporcional a la fuerza normal al plano de deslizamiento y al ángulo de fricción del material ϕ .
- b) Si uno de estos dos valores es nulo, ($W = 0$ o $\phi = 0$) no hay fuerza de fricción.
- c) Si la magnitud de la fuerza que intenta producir el desplazamiento es menor que $N \cdot \tan \phi$, solo se pone de manifiesto una parte de la fuerza friccional f_r disponible y por lo tanto no hay deslizamiento.
- d) El ángulo de fricción del material ϕ es el valor límite del ángulo de inclinación α para que se pierda el equilibrio del bloque.

Estas conclusiones pueden extrapolarse a otras situaciones. Supongamos el caso de una arena limpia y seca, o sea en la que no exista ninguna fuerza de unión entre sus granos (no hay cohesión). El máximo ángulo con el que se podrá construir un talud con dicha arena tendrá un ángulo ϕ con respecto a la horizontal ya que a un grano de arena apoyado sobre este talud se le podría aplicar el mismo esquema de la figura 2.12.

A este ángulo ϕ se lo denomina en Mecánica de los Suelos “ángulo de fricción interna del material”.

En arenas y otros materiales sin cohesión, la resistencia al deslizamiento sobre cualquier plano a través del material se basan en las consideraciones anteriormente expuestas, es decir, que depende de la presión normal al plano y del ángulo de fricción interna. Sin embargo la resistencia friccional en arenas es algo más compleja que lo que hemos visto en cuerpos sólidos, ya que es la suma de una resistencia friccional entre sus granos y de otra fricción debida al rodamiento de los mismos unos sobre otros en el plano de falla.

En las arenas limpias donde no hay adhesión u otra forma de unión entre sus granos, el término de fricción es sinónimo de resistencia al corte, ya que como habíamos visto en la figura 2.12 teníamos que:

$$f_r = N \tan(\phi) \quad (2.7)$$

Si dividimos ambos términos por el área “A” de contacto tendremos

$$\frac{fr}{A} = \frac{N}{A} \cdot tg\phi \quad (2.8)$$

$$\tau = \sigma n \cdot tg\phi \quad (2.9)$$

Debemos tener en cuenta sin embargo que en los casos en que la masa de suelo esté saturada, las tensiones internas que se originarán por la aplicación de esfuerzos externos, serán una combinación de tensiones intergranulares efectivas y de presiones neutras o de agua de poros. Por lo tanto, en estos casos, deberá tenerse presente que la fórmula anterior es válida, o está deducida para el caso de esfuerzos efectivos, por lo que la fórmula anterior quedará reducida a la siguiente expresión:

$$\tau = (\sigma - u) \cdot tg\phi \quad (2.10) \quad \text{ó} \quad \tau = \sigma' \cdot tg\phi \quad (2.11)$$

Donde como sabemos $\sigma' = (\sigma - u)$ es la tensión normal efectiva. Esta ecuación, así como está, no es aplicable a cualquier caso o tipo de suelos ya que está deducida para el caso de arenas limpias sin ningún tipo de adhesión entre sus granos. Para generalizarla, tenemos que tener asimilado primeramente el concepto de lo que llamaremos “Cohesión”.

2.6.3 CONCEPTO DE COHESIÓN

Hay suelos (las arcillas por ejemplo) para los que, además de los esfuerzos friccionales, otros factores se suman al momento de evaluar la resistencia final al esfuerzo de corte. Si tenemos una arcilla que haya soportado, a través de su vida geológica, sobrecargas tales como estratos que luego fueron erosionados, glaciares, estructuras, etc. podemos decir que se encuentra preconsolidada es decir que tuvo a lo largo del tiempo una carga superior a la que soporta actualmente.

Cuando extraemos una muestra de este material preconsolidado y la protegemos convenientemente de las pérdidas o de los incrementos de humedad, observaremos que

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

una parte importante de las presiones intergranulares a las que fue sometida en su proceso de consolidación, es retenida por efecto de la acción capilar sobre la superficie de la muestra.

Es decir que por acción del fenómeno de “capilaridad” actúa una tensión superficial sobre los granos de la muestra que provoca una resistencia adicional al esfuerzo cortante, que se suma a la definida en la ecuación 2.13 y a la que llamaremos “cohesión aparente”. Este nombre deriva por la circunstancia de que es un valor relativo y no permanente ya que depende del contenido de agua que tenga la muestra de suelo.

Supongamos como ejemplo que intentamos “pegar” un grano de arena fina con otro grano de arena del mismo tamaño, si los dos granos están secos, de ninguna manera se unirán figura (2.13a). Pero si hay una pequeña capa de agua sobre los mismos, es posible que se unan de tal manera que la tensión superficial que desarrolla el menisco que se forma en la unión de los dos granos, soporte el peso del grano y que el mismo se “pegue” al otro figura (2.13b).

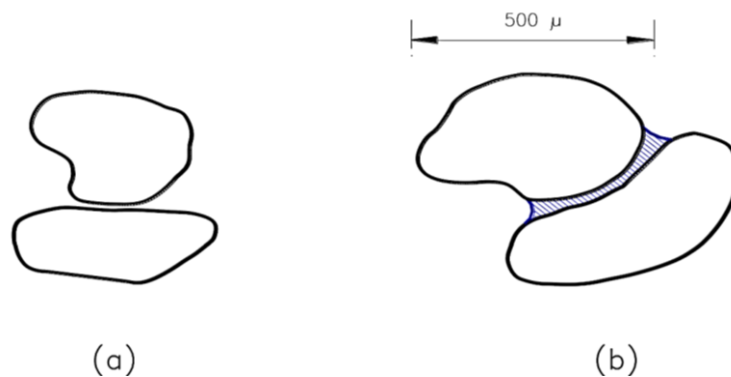


Figura 2.13 Capilares entre dos granos de arena (modificado de Bowles, 1981)

Esta unión entre granos en una arena fina con tamaño de granos del orden de los 0,5 mm (500 μ) es muy débil, ya que los esfuerzos de gravedad (peso del grano) son muy importantes comparándolos con los esfuerzos de atracción que genera la tensión superficial del menisco que se genera.

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

Este fenómeno sin embargo es de potencial importancia entre las partículas de arcillas que son 500 veces más pequeñas que el grano de arena fina de nuestro ejemplo anterior ($< 2 \mu$) y donde la forma de las mismas dejan de ser redondeadas para pasar a ser laminares. Figura 2.14.

Este fenómeno de atracción entre partículas en los suelos finos, (limos y arcillas) se conoce con el nombre de cohesión aparente.

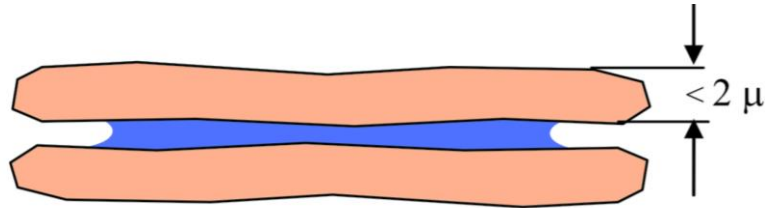


Figura 2.14 Capilares entre dos láminas de arcilla (modificado de Bowles, 1981)

En muchas arcillas esta atracción entre partículas, como consecuencia de la tensión superficial, se pierde rápidamente si la muestra se sumerge en agua, ya que la muestra absorbe agua, los meniscos aumentan de radio con lo cual los esfuerzos que mantienen unidas a las partículas disminuyen, las partículas se separan y la muestra se desgrana totalmente o en trozos perdiendo de esta forma la cohesión aparente debida a la tensión superficial.

En otros tipos de arcilla esta pérdida de cohesión no se manifiesta cuando son sumergidas en agua. Evidentemente en estos casos las partículas son retenidas por fuerzas de otro tipo, que no alcanzan a ser destruidas, por la inmersión de la muestra en agua. Estas fuerzas pueden ser de carácter electrostático, que son generadas por la película de agua absorbida que se forma sobre cada partícula. O derivar de agentes cementantes, naturales o no, como es el caso del cemento Portland cuando lo mezclamos con suelos para hacer suelo-cemento.

A esta forma casi permanente de resistencia al corte, o resistencia al desplazamiento relativo de partículas adyacentes motivada por esta fuerza de origen interno, se la

CAPÍTULO II. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

denomina cohesión verdadera (las pizarras por ejemplo son arcillas con una elevada cohesión verdadera).

Tanto la cohesión aparente como la verdadera reciben el nombre general de cohesión y se identifica en la Mecánica de Suelos con la letra “c”. De esta forma la ecuación 2.12 toma la siguiente forma general conocida como Ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma' . tg\phi = c + (\sigma - u) . tg\phi \quad (2.12)$$

CAPÍTULO III

REDES NEURONALES

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, 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. 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. (Martín del Brío, 1997)

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. (Hetch-Nielsen, 1988; Kohonen, 1988; Cox, 1993; Sigüenza et al,1993).

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).

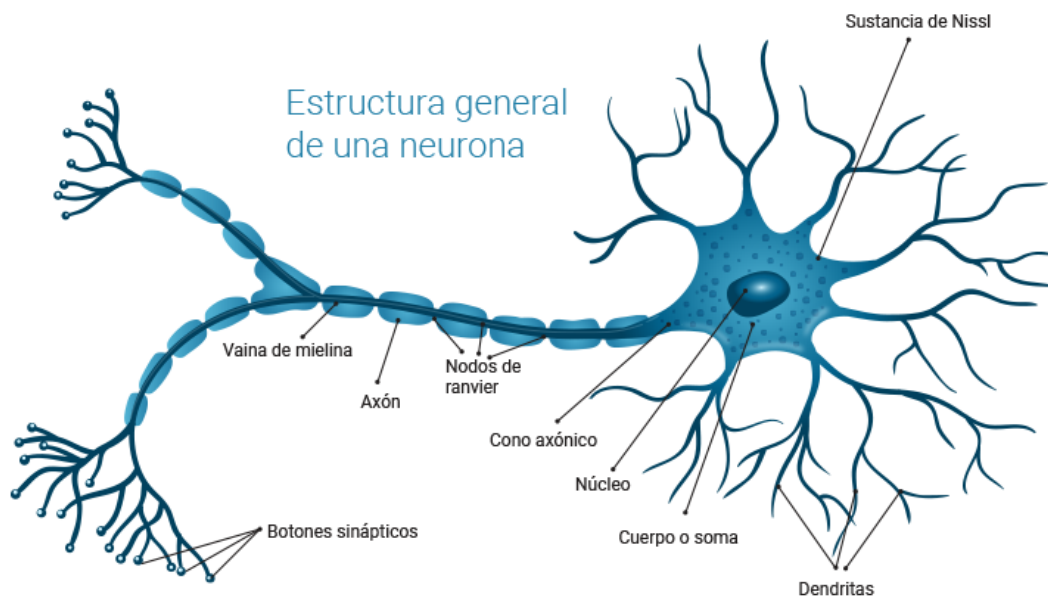


Figura 3. 1 Estructura de una neurona biológica típica (modificada de Cayre, 2002)

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 (Márquez et al., 1991).

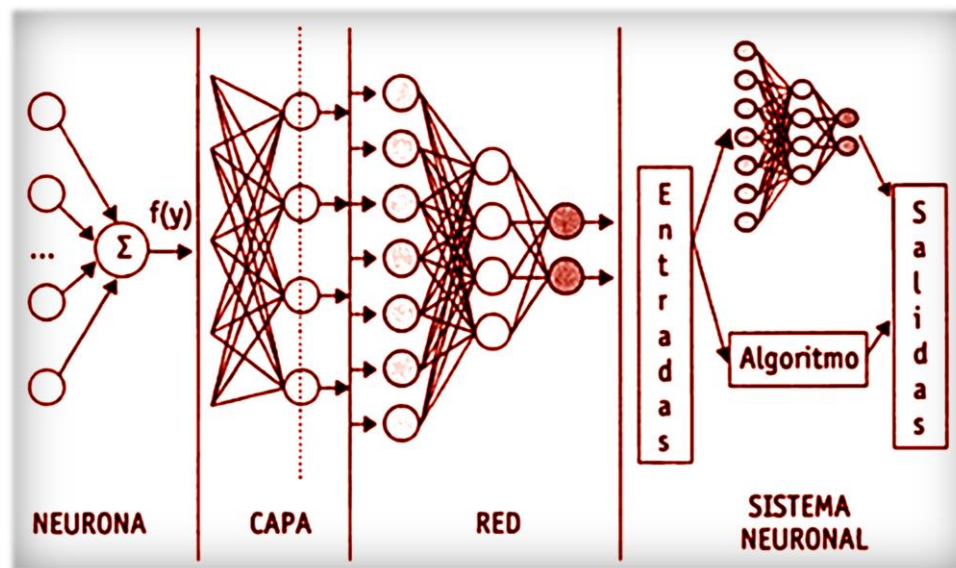


Figura 3. 2 Estructura jerárquica de un sistema basado en RNA (tomada de Martín del Brío & Molina, 2001)

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 son los siguientes (Figura 3. 3) (Casacuberta, 1998):

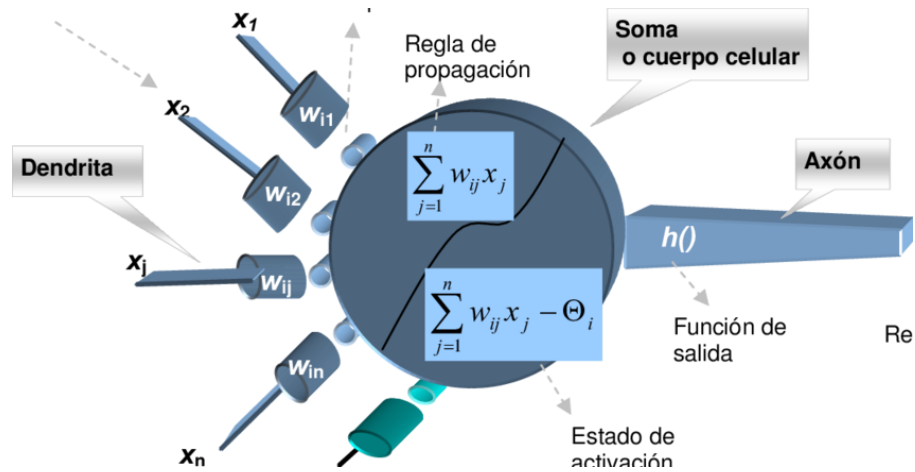


Figura 3. 3 Modelo estándar de una neurona (modificado de Martínez et al., 2007)

Considerando que la regla de propagación es la suma ponderada y que la función de salida es la identidad, la neurona estándar consiste de (Cox, 1993):

- 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 psináptico 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 su 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:

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

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

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

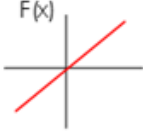
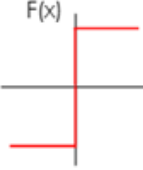
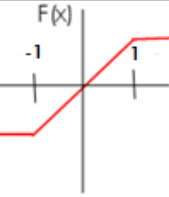
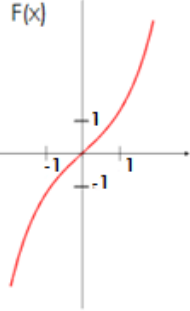
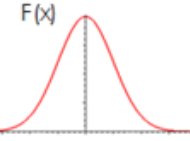

ahora bien, si los índices i y j comienzan en 0, y definiendo $w_{i0} = \theta_i$ y $x_0 = -1$ (constante), se puede obtener el comportamiento de la neurona a través de:

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

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	Gráfica
Identidad	$y = x$	$[-\infty, +\infty]$	
Escalón	$y = \text{sign}(x)$ $y = H(x)$	$[-1, +1]$ $[0, +1]$	
Lineal por tramos	$y = \begin{cases} -1 & \text{si } x < -1 \\ x, & \text{si } -1 \leq x \leq 1 \\ +1 & \text{si } x > 1 \end{cases}$	$[-1, +1]$	
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) (Hetch-Nielsen, 1988):

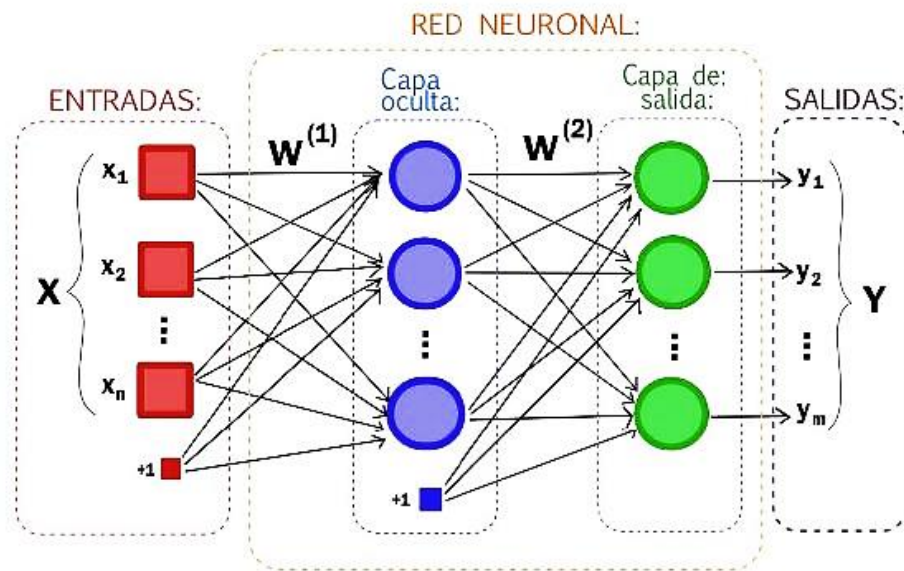


Figura 3. 4 Capas de una RNA (modificado de Alvarado, 2017)

- 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 (Márquez et al., 1991):

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).

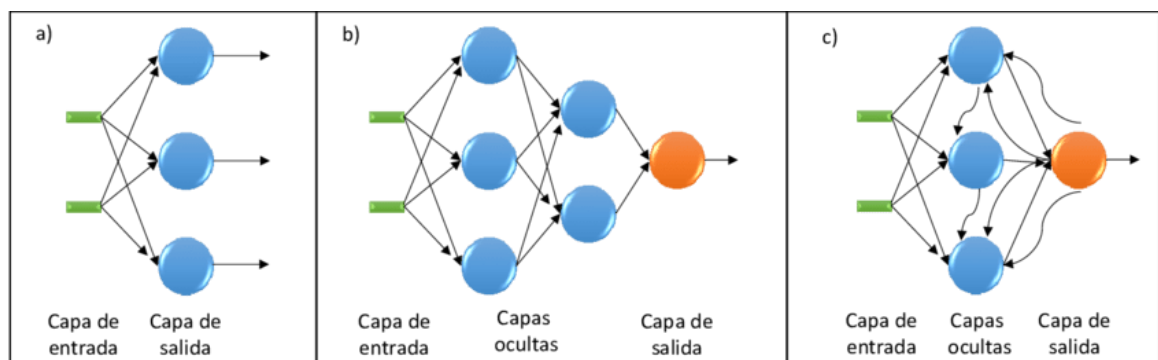


Figura 3.5 a) Red neuronal monocapa, b) Red neuronal multicapa de propagación hacia adelante (feedforward) o perceptrón, c) Red neuronal multicapa recurrente (feedback)

(tomado de Manjarrez, 2014)

3.3. 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 (Kosko, 1992).

3.3.1 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.

3.3.2. 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).

3.3.3 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) (Kemp et al., 1997).

CAPÍTULO IV

MODELOS DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

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.

En el diseño y construcción de una cimentación se busca que el suelo sobre el cual está apoyada cumpla con dos requisitos fundamentales (Graux, 1975):

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 para cumplir con el primer inciso se busca una cimentación que pueda desplantarse en estratos lo más superficiales posibles para conseguir un proyecto económico. Sin embargo, cuando los requisitos 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. (Peck et al., 2004; Poulos & Davis, 1980). 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 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 en el suelo de tal forma que la carga se equilibra por la fricción que se desarrolla entre el suelo y el cimiento.

Las cimentaciones del inciso i) se conocen como pilas y pilotes de punta (Figura 4.1.a) mientras que las segundas se conocen como pilas y pilotes de fricción (Figura 4.1.b). Es importante mencionar que toda cimentación profunda desarrolla capacidad de carga por punta y por fricción (Terzaghi & 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.

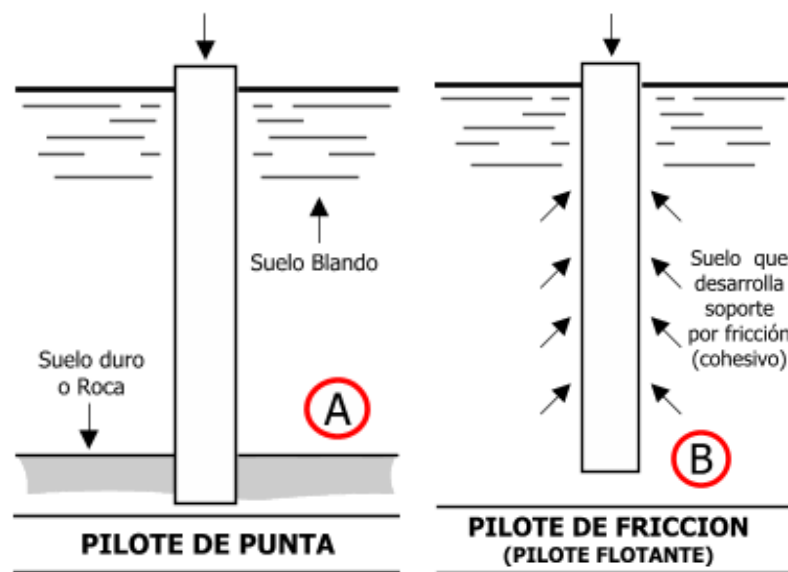


Figura 4. 1. Tipos de pilas y pilotes a) de punta, b) de fricción (modificado de Bowles, 1988)

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 y, desde un enfoque constructivo, el pilote es prefabricado y posteriormente hincado y la pila es una columna de concreto construida a partir de una

excavación y el colado de concreto. Para elegir entre pilas y pilotes se considera (Peck et al., 2004; SMMS, 2001):

- 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 boleos, con la aplicación del procedimiento adecuado que permita la estabilización de la pared de las perforaciones.

Se evita construir pilas cuando:

- Existen estratos de suelo de baja a muy baja consistencia donde no se garantiza la calidad suficiente en la construcción.
- Se reconozca que hay material suelto a la profundidad de desplante de la excavación.
- La correcta instalación del ademe no se asegure (el confinamiento de suelo no es constante).

4.1 COMPORTAMIENTO GENERAL DE UNA PILA BAJO CARGA AXIAL

En la Figura 4. 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.

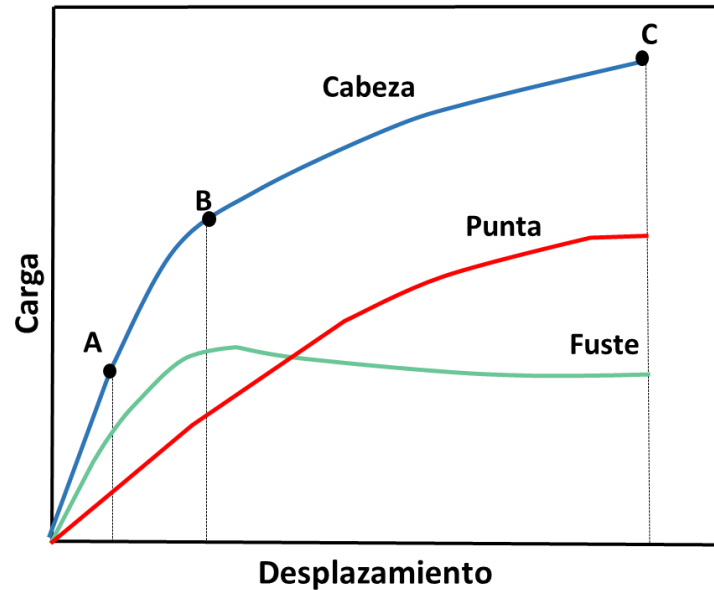


Figura 4. 2 Curva carga-desplazamiento típica de una pila sujeta a carga axial (tomada de Chen y Kulhawy, 1994)

La Figura 4. 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.

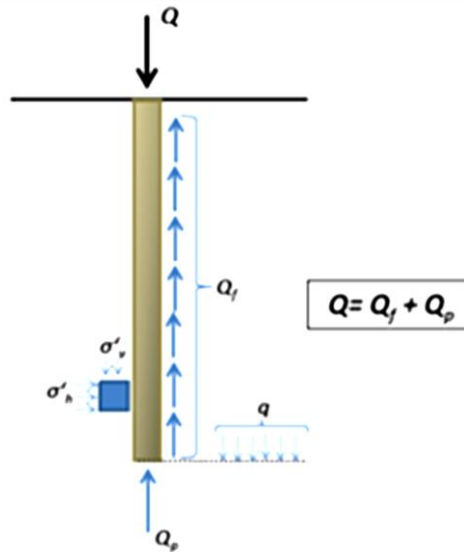


Figura 4. 3 Esfuerzos y fuerzas actuando en una pila axialmente cargada, (modificado de O'Neill et al., 2001)

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:

$$Q_c = Q_{fc} + Q_{pc} - W \quad (4.1)$$

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:

$$Q_e = Q_{fe} + Q_{pe} + W \quad (4.2)$$

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 4.4.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 4.4.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.

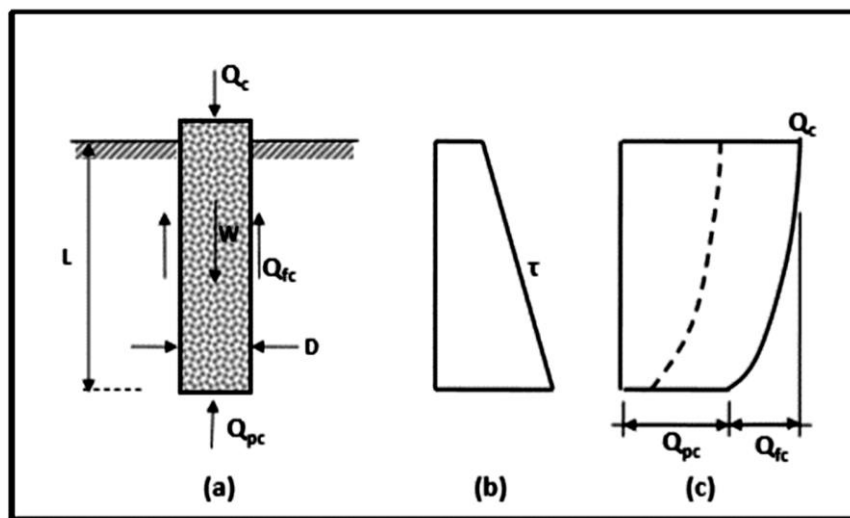


Figura 4. 4 Diagrama de fuerzas en pilas sujetas a compresión (modificado de ASTM, 1994)

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 4.4.c. La carga transferida a la punta es muy pequeña, correspondiente al punto A de la Figura 4.2. Cuando se incrementa la carga en la cabeza de la pila hasta el punto B de la Figura 4.2, toda la resistencia al corte en el suelo es movilizad 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 4. 2) y el patrón de transferencia de carga está dado por la línea sólida de la Figura 4. 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 (ASTMc, 2006; Carter, 1983).

Sobre el comportamiento en extensión, considere el diagrama de fuerzas de la Figura 4. 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 4. 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 4. 2. Sin embargo, el diagrama de fuerzas es diferente Figura 4. 5 (a). En la Figura 4. 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 4. 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 (ASTM, 2006; Decourt, 1982).

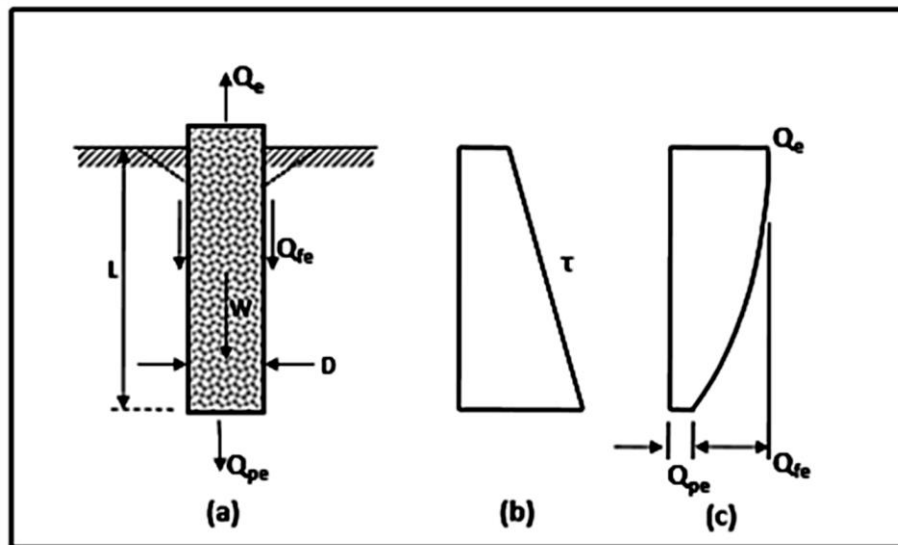


Figura 4. 5 Diagrama de fuerzas en pilas coladas sujetas a extensión (modificado de ASTMb, 1995)

Las Figuras 4. 2 a 4. 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.

4. 2 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 (Bowles & Joseph E., 1988; Guillén, 1993).

- 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).

4.3 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:

$$Q_f = f_s A_s \quad (4.3)$$

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.

4.3.1 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:

$$f_s = \int_0^L \sigma'_v(z) K(z) \tan \delta(z) dz \quad (4.4)$$

donde:

L = longitud de la pila,

z = profundidad analizada,

$\sigma'v$ = esfuerzo vertical efectivo,

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

K = coeficiente de empuje de tierras ($\sigma'h/\sigma'v$)

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 4.1).

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:

$$f_s = \beta \sigma'v z \leq 200 \text{ kPa} \quad (4.5)$$

Tabla 4. 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

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.

4.3.2 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:

$$f_s = \alpha \int_0^L S_u(z) dz \quad (4.6)$$

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 4. 6) y desarrollaron la siguiente expresión empírica:

$$\alpha = 0.21 + 0.26 \left(\frac{p_a}{S_u} \right) \leq 1.0 \quad (4.7)$$

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 (σ'v) y la relación de preconsolidación (OCR).

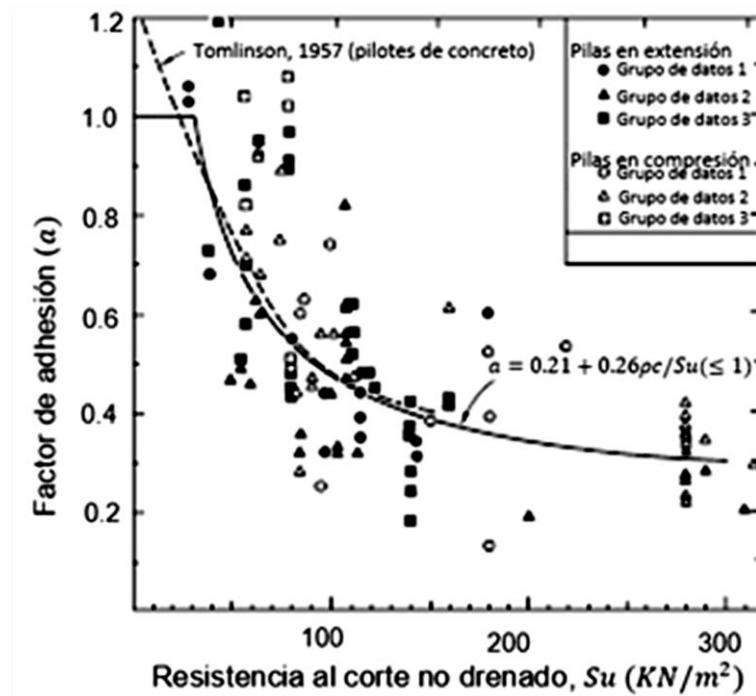


Figura 4. 6 Factor de adhesión vs resistencia al corte no drenado para pilas coladas (modificado de Stas y Kulhawy, 1984)

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 4.2). La experiencia subsecuente ha demostrado que las predicciones con estas ecuaciones tienden a ser muy conservadoras.

4. 4 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:

$$Q_p = q_p A_p \quad (4.8)$$

Tabla 4. 2 Correlaciones N vs fs para pilas coladas con rangos de N de 5 a 60
(modificado de Schmertmann, 1975).

Tipo de suelo	Clasificación SUCS	fs (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

donde:

q_p = resistencia unitaria en la punta, y

A_p = área en la punta de la pila = $\frac{\pi D^2}{4}$

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.

4.4.1 ANÁLISIS EN FUNCIÓN DE ESFUERZOS EFECTIVOS

Método semi-empírico

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

$$q_p = cN_c + 0.5D\gamma N_\gamma + qN_q \quad (4.9)$$

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:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (4.10)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \text{ (nota: si } \phi \rightarrow 0, N_c \rightarrow 5.14) \quad (4.11)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (4.12)$$

donde ϕ = ángulo de fricción del suelo. La relación entre los factores de capacidad de carga se muestra gráficamente en la Figura 4. 7.

La ecuación 4.9 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:

$$q_p = c N_c \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{cr} + 0.5 D \gamma N_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma r} + q' N_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qr} \quad (4.13)$$

Los parámetros de corrección 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 4.3.

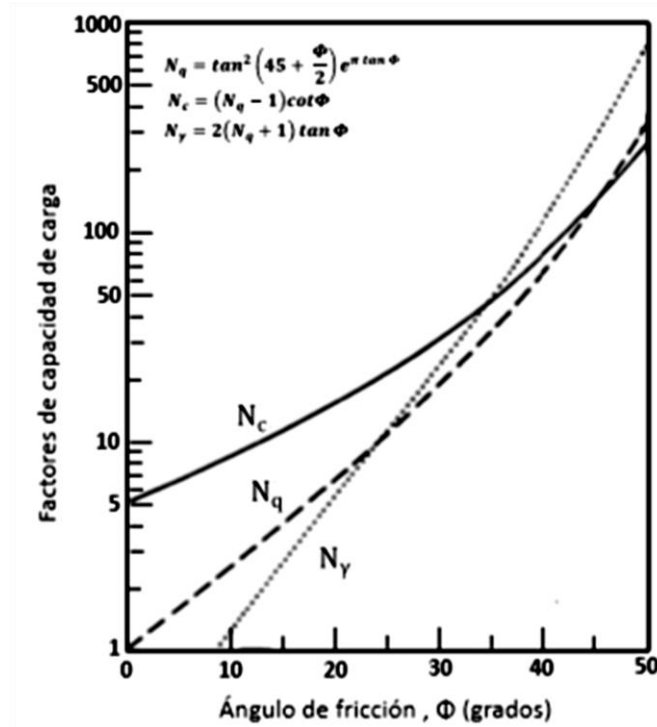


Figura 4. 7 Factores de capacidad de carga (modificado de Vesic, 1975)

Para carga drenada, la cohesión efectiva normalmente es cero ($c' = 0$), y por lo tanto la ecuación 4.13 se reduce a:

$$q_p = 0.5D\gamma N_\gamma \zeta \gamma_s \zeta \gamma_d \zeta \gamma_r + q N_q \zeta q_s \zeta q_d \zeta q_r \quad (4.14)$$

y sustituyendo los valores apropiados de ζ de la Tabla 4.3 en la ecuación 4.14, la ecuación para estimar la resistencia en punta para pilas en condiciones drenadas se expresa:

$$q_p = 0.3D\gamma' N_\gamma \zeta \gamma_r + q' N_q \zeta q_s \zeta q_d \zeta q_r \quad (4.15)$$

Tabla 4. 3 Parámetros de corrección de capacidad de carga para cimentaciones circulares profundas (modificada de Vesic, 1975).

Modificación	Símbolo	Valor
Forma	ζ_{cs}	$1 + (Nq/Nc)$
	$\zeta_{\gamma s}$	0.6
	ζ_{qs}	$1 + \tan\phi$
Profundidad	ζ_{cd}	$\zeta_{qd} - [(1 - \zeta_{qd})/(Nc \tan\phi)]$
	$\zeta_{\gamma d}$	1.0
	ζ_{qd}	$1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \left[\left(\frac{\pi}{180} \right) 1 / \tan\left(\frac{D}{B}\right) \right]$
Valor	ζ_{cr}	$\zeta_{qr} - [(1 - \zeta_{qr})/(Nc \tan\phi)] \leq 1$
	$\zeta_{\gamma r}$	ζ_{qr}
	ζ_{qr}	$\exp\{-3.8 \tan\phi\} + [(3.07 \sin\phi)(\log_{10} 21rr)/(1 + \sin\phi)] \leq 1$

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:

$$\text{para } 0.057N_{60} \leq 50, q_p = 1.2N_{60} \quad (4.16)$$

$$\text{para } N_{60} > 50, q_p = 0.59 \left[N_{60} \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right) \right]^{0.8} \sigma'_v \quad (4.17)$$

$$N_{60} = N \left(\frac{E}{60} \right), E \approx 60 \quad (4.18)$$

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 = 0.101(MPa)

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

El valor de q_p en la ecuación 4.16 está limitado a 3.0 MPa y N_{60} esta limitado a 100 en la ecuación 4.17, a menos que valores mayores sean justificados mediante pruebas de carga.

4.4.2 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 4.13 se reduce a:

$$q_p = 5.14 s_u \zeta_{cs} \zeta_{cd} \theta_{cr} + q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qr} \quad (4.19)$$

Para cimentaciones profundas de sección transversal circular (caso de pilas), los parámetros de corrección de condición no drenada son los enlistados en la Tabla 4.4. Incorporando los parámetros de corrección para carga no drenada en cimentaciones circulares de la Tabla 4.4 la ecuación 4.19 se reduce a:

$$q_p = 6.17s_u \zeta_{cd} \zeta_{cr} + q \quad (4.20)$$

donde:

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

γ = peso volumétrico total del suelo.

Tabla 4. 4 Parámetros de corrección para cimentaciones profundas circulares en condición no drenada (modificada de Vesic, 1975).

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

$$Q_{pe} = (-\Delta u - u_0) A_p \quad (4.21)$$

donde:

u_0 =esfuerzo de presión de poro inicial en la punta de la pila, y $\Delta u = -W/A_p$ cambio en la presión de poro ocasionado por carga no drenada, dado por $W =$ 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 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 (Das, 2001; Meyerhof, 1976; NAVFAC, 1982)

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. 4.13-4.15) y a la ecuación de capacidad de carga en el fuste (ec. 4.6).

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:

$$q_p = N_{csu} \leq 4 \quad (4.22)$$

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{L}{D} \right) \right] \leq 9 \text{ para } s_u > 4 \text{ MPa} \quad (4.23)$$

$$N_c = 4 \left[1 + 0.2 \left(\frac{L}{D} \right) \right] \leq 9 \text{ para } s_u < 4 \text{ MPa} \quad (4.24)$$

donde:

D = diámetro de la pila

L = longitud de la pila

Su = resistencia al corte no drenada (MPa)

No se recomienda utilizar la ecuación 4.22 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 Qp calculado por lo general serán mayores que las admisibles. Por lo tanto para pilas coladas en arcillas con $S_u > 0.096 \text{ MPa}$ y con $D > 1.9 \text{ m}$ el valor de qp se deberá reducir a qpr mediante el siguiente factor de corrección:

$$q_{pr} = q_p Fr \quad (4.25)$$

$$Fr = \frac{760}{12aD + 760b} \leq 1.0 \quad (4.26)$$

donde:

$$a = 0.0071 + 0.0021 \left(\frac{L}{D} \right) \leq 0.015 \quad (4.27)$$

$$b = 1.45 \sqrt{2s_u} \quad (4.28)$$

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 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 (Graux, 1975).

4. 5 PRUEBAS IN SITU (DE CAPACIDAD 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 estratigráfica), presupuesto, tiempo, personal calificado y voluntad del dueño y del constructor (Das, 2001; Hannigan et al., 2006; Poulos H. , 2000).

4.5. 1 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).

4.5. 2 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 4. 8) 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

sid o usados para pruebas de extensión en cimentaciones profundas, la Figura 4. 9 muestra los sistemas de carga en extensión comúnmente usados en pilas.

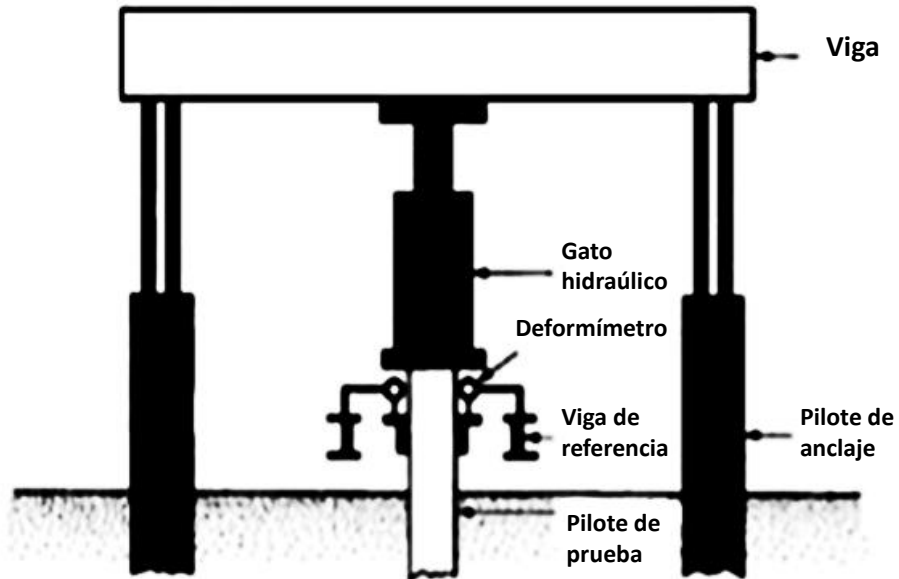


Figura 4. 8 Diagrama del ensayo de carga de compresión axial (modificada de ASTMa, 1994)

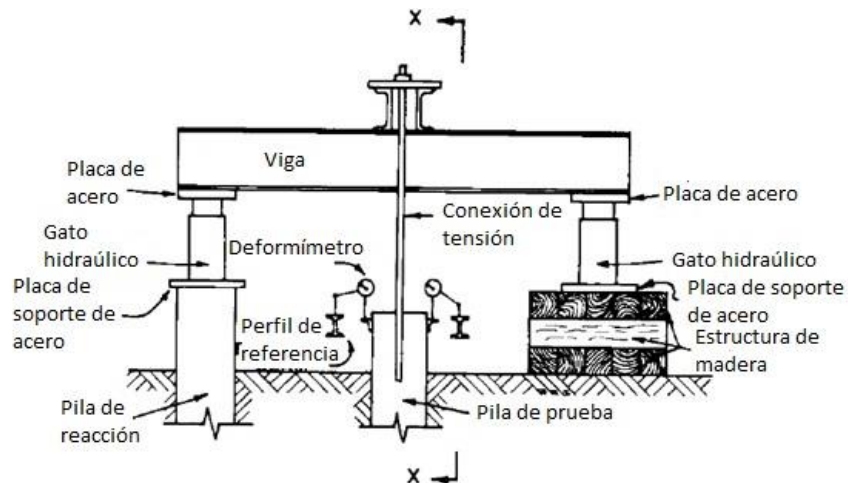


Figura 4. 9 Esquema de pruebas de carga sujeta a extensión axial (modificada de ASTMb, 1995)

4.5.3 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 4. 10.

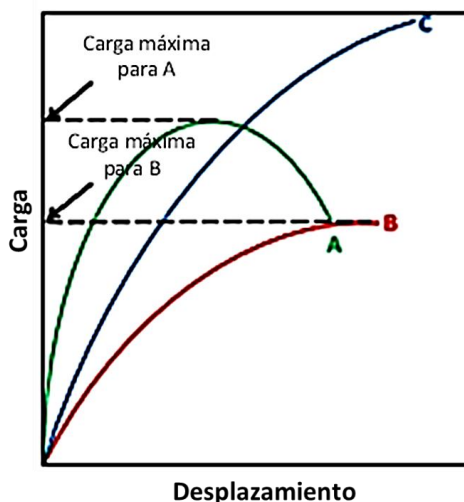


Figura 4. 10 Curvas típicas de carga- desplazamiento obtenidas de pruebas axiales en pilas (modificada de Chen & Fang, 2009)

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 & Peck, 1967; Fuller & Hoy, 1970; Davisson 1972; O'Rourke & Kulhawy 1985; Hirany & Kulhawy 1989,2002).

En esta investigación se eligió el criterio (Hirany & 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 4. 10, pueden ser dividida en tres diferentes regiones: región inicial lineal, transición, y región final lineal (Figura 4. 11).

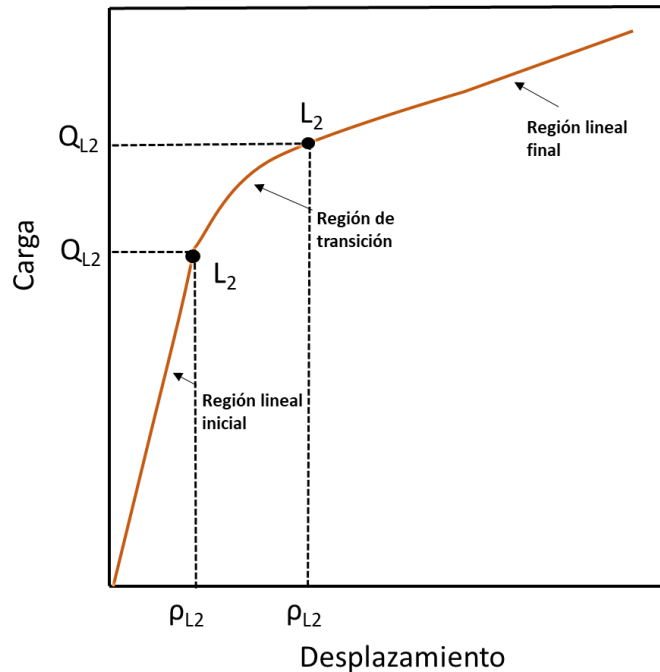


Figura 4. 11 Regiones de la curva carga-desplazamiento (modificada Chen & Fang, 2009)

En la Figura 4. 11 corresponde a la carga (Q_{L1}) y desplazamiento (ρ_{L1}) al final de la región inicial lineal, mientras que 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 QL2 se determina gráficamente teniendo en cuenta que ocurra un desplazamiento promedio de 12.7mm. Los autores proponen un factor de seguridad mínimo de 2.4 para determinar la carga máxima de diseño.

Debe esclarecerse que la carga QL2 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 V

**ENTRENAMIENTO, PRUEBA, VALIDACIÓN y
APROVECHAMIENTO DE RNs.**

A continuación se presenta una metodología para desarrollar modelos neuronales que sean herramientas útiles en la determinación de la capacidad de carga de pilas y pilotes. Se exponen las etapas de construcción y prueba cuya ejecución debe ser secuencial obligadamente. De las calificaciones de estas etapas se podrán etiquetar los modelos como eficientes y confiables. Se reconoce que algunas de las recomendaciones de procesamiento y de las elecciones de arreglos/topologías podrían ser abordadas de formas distintas dependiendo de la experiencia en cimentaciones y conocimientos del cómputo aproximado del ingeniero modelador; estos planteamientos no intentan ser absolutos sino propositivos.

La base de datos con la que se realizó este trabajo de investigación se divide en dos conjuntos. El primero de ellos fue tomado de Chen y Fang (2009) y Chen et al., (2008) y se compiló para mostrar el método, calibrar la eficiencia de algunas entradas y calificar las salidas (mediciones de error más adecuadas). La base está compuesta de una serie de pruebas en compresión y extensión (condiciones de carga drenadas y no drenadas para suelos no cohesivos y cohesivos, respectivamente) a pilotes. Los ejemplos del segundo conjunto fueron seleccionados a partir de la información publicada en Lin et al. (2012) y Chen y Kulhawy (1994) sobre 125 pruebas de carga desarrolladas sobre pilas en EUA, Puerto Rico, Alemania, Grecia, Japón, Turquía y la República Checa (carga no drenada/drenada) en perfiles predominantemente de suelos cohesivos con algunos casos ejecutados en suelos granulares.

5.1 RNs PARA CALIFICAR EL MÉTODO DE DETERMINACIÓN DE CARGA ÚLTIMA

La base de datos desarrollada para este estudio incluyó 72 sitios con 133 pruebas en campo en compresión conducidas en una amplia variedad de perfiles de suelo. Entre estos datos de carga, 34 sitios representaron 55 pruebas que pudieron etiquetarse como carga drenada, mientras que 38 sitios con 78 pruebas se etiquetaron como carga no drenada (se consideró en todos los casos un mismo material a lo largo del fuste). Todos los ejemplos seleccionados contienen datos geológicos completos y curvas de carga-desplazamiento susceptibles de lectura cabal. Con base en las descripciones de los autores, los casos historia se identifican como ejemplos donde la construcción de las pilas y la ejecución de las pruebas fueron de alta calidad por lo que las informaciones generadas reflejan condiciones de campo reales. En la Tabla 5.1 se resumen las características paramétricas de esta parte de la base de datos.

Tabla 5.1 Suelos cohesivos y no cohesivos sometidos a compresión (L y D en m, Dr en %, Su en kN/m² y Q en kN)

Variables		Pilas sujetas a compresión	
		Suelos granulares	Suelos cohesivos
Entradas	Registro de pruebas de carga empleados	55	78
	Longitud	de 4,7 a 68,5	de 3,1 a 60,0
	Diámetro	de 0,45 a 2,0	de 0.18 a 1.8
	Relación de esbeltez (L/D)	de 10,44 a 34,25	de 3.4 a 55
	Densidad relativa	de 40 a 92	-
	Resistencia al corte no drenado	-	de 41 a 505
	Nivel base de aguas freáticas entre longitud	de 0 a 1	de a 0,90
Salida	Capacidad de carga última	de 267 a 50000	de 60 a 34215

Los ejemplos que completan esta fase de la investigación fueron obtenidos de 77 pruebas de extensión que se ejecutaron en 42 sitios con una amplia variedad de perfiles de suelo. Estos datos se separaron en 40 pruebas en 21 sitios con condiciones de carga drenada y 37 pruebas en 21 sitios en carga no drenada; en ambos casos se considera que es un mismo tipo de suelo a lo largo de todo el fuste.

En la Tabla 5.2 se muestra la información básica y capacidades interpretadas para las pruebas drenadas y no drenadas, respectivamente.

Tabla 5.2. Suelos cohesivos sometidos a extensión (L y D en m, Dr en %, Su en kN/m² y Q en kN)

Variables		Pilas sujetas a extensión	
		Suelos granulares	Suelos cohesivos
Entradas	Registro de pruebas de carga empleados	40	37
	Longitud	de 1.4 a 26	de 2,4 a 62
	Diámetro	de 0.3 a 1.31	de 0,35 a 1.52
	Relación de esbeltez (L/D)	de 4,6 a 19.8	de 6,8 a 40,7
	Densidad relativa	de 18 a 80	-
	Resistencia al corte no drenado	-	de 21 a 173
	Nivel base de aguas freáticas entre longitud	de 0 a 0,9	de 0 a 0,75
Salida	Capacidad de carga última	de 23 a 3068	de 136 a 21795

En ambos conjuntos se separó el 80% de ejemplos como matriz de entrenamiento y el 20% restante como matriz de prueba/validación de los modelos neuronales.

En todas estas pruebas, sujetas a carga axial (tensión o compresión), se definió la falla completamente y el valor de la resistencia fue interpretada directamente de las curvas carga – desplazamiento usando cada criterio de análisis elegido.

Las pilas seleccionadas fueron construidas con sección transversal circular por considerar que éstas inducen en el suelo un estado de esfuerzos regular y uniforme, mientras que otras geometrías (hexagonal, cuadrada, etc.) contienen vértices en los que 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 del fuste (Jaime et al., 1992).

5.1.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

En la selección de las variables para estimar la resistencia de un pilote sujeto a carga axial es prioritario que sean de fácil determinación (en campo y en laboratorio) y su efecto sobre el valor último de carga se haya probado repetidamente con más de un modelo de análisis. En la Tabla 5.3 se muestran los métodos que se analizaron para determinar el

criterio que mejor funciona para analizar la carga última con herramientas de la inteligencia artificial.

Tabla 5.5. Definición de los criterios de interpretación de compresión representativa para pilotes perforados.

Método	Base teórica ^a	Definición de capacidad interpretada, Q
van Der Veen (1953)	Modelado matemático	Valor de P_{ult} que da una línea recta cuando $\log(1-P/P_{ult})$ es graficado vs. asentamiento total.
Chin (1990)	Modelado matemático	La carga es igual al inverso de la pendiente, $1/m$, de la línea $s/p=ms+c$ con p =carga y s =asentamiento total.
Terzaghi y Peck (1967)	Limitación de asentamiento	La carga ocurre a 1.0 in. (25.4mm) de asentamiento total.
DeBeer (1970)	Limitación de asentamiento	La carga ocurre al cambio en la pendiente en log-log de la curva de asentamiento total.
Fuller y Hoy (1970)	Limitación de asentamiento	La carga mínima ocurre a una razón de asentamiento total de 0.05 in./t (0.14 mm/kN).
Davisson (1972)	Construcción gráfica	La carga ocurre a un desplazamiento igual a la línea de compresión elástica de la pila, PD/AE , más 0.15in. (3.8mm) + B (in. o mm)/120, en donde P =carga, D =profundidad, A =área, E =Módulo de Young, B =diámetro del pilote.
Slope tangent (O'Rourke y Kulhawy 1985)	Construcción gráfica	La carga ocurre a un desplazamiento igual a la pendiente inicial de la curva carga-desplazamiento más 0.15 in. (3.8mm) + B (in. o mm)/120, en donde B =diámetro del pilote.
L1-L2 (Hirany y Kulhawy 1988, 1989, 2002)	Construcción gráfica	L_1 y L_2 designan el límite elástico y el umbral de falla, respectivamente. La falla se define cualitativamente como la carga por encima de la cual un pequeño incremento significativo en el desplazamiento.

^a basada en la clasificación de hirany y kulhawy (1988).

a) Resistencia al corte no drenada

En la definición de entradas, a la cohesión en situación de no drenaje se la denominará resistencia al corte no drenada (S_u). Este parámetro resulta de mayor importancia en el caso de las arcillas saturadas pues corresponde a carga a corto plazo que, en muchos casos, es el más desfavorable en un proyecto de cimentaciones. Esta resistencia está en función principalmente del incremento en la presión de poro (Δu) generado durante la aplicación de la carga (con un cierto estado de esfuerzos in situ) (Wroth, 1984; Jamiolkowski et al., 1985; Kulhawy y Mayne, 1990).

b) Densidad relativa

La Densidad Relativa $Dr\%$ es la propiedad índice de los suelos que se emplea para calificar gravas y arenas (suelos que contienen casi exclusivamente partículas mayores que 0.074 mm, malla # 200). La $Dr\%$ es una manera de indicar el grado de compactación de un suelo y se puede emplear tanto para suelos granulares naturales como para rellenos compactados de estos suelos.

El uso de la $Dr\%$ en las geo-ciencias es importante debido a la correlación directa que ella tiene con otros parámetros de los suelos de importancia en la ingeniería, tales como el ángulo de fricción interno, la resistencia a la penetración (N_{SPT}), etc. Por otra parte, muchas fórmulas que permiten estimar los asentamientos posibles de estructuras cimentadas sobre suelos granulares, están basadas en la densidad relativa.

Conceptualmente, la densidad relativa indica el estado de compacidad de cualquier tipo de suelo. Para los suelos finos, la densidad relativa no tiene interés ya que los procedimientos de vibración utilizados para obtener la densidad máxima referente de la densidad relativa no son efectivos en estos suelos, para los cuales el ensayo de compactación será el utilizado en la especificación de los rellenos.

Hay que hacer notar que los suelos granulares no permiten la obtención de muestras no perturbadas, a menos que ellas sean obtenidas por procedimientos tan especiales como el congelamiento, por lo que algunas propiedades ingenieriles de estos suelos resultan difíciles de obtener en forma directa. De ahí que para ellos la densidad relativa adquiera tanta importancia. No ocurre lo mismo en suelos finos donde las muestras naturales pueden ser en la mayor parte de los casos directamente ensayadas en laboratorio para obtener propiedades ingenieriles.

Expresada en porcentaje, la $Dr\%$ es el grado de compacidad de un suelo referido a sus estados más sueltos y más compacto que se obtienen siguiendo los procedimientos de laboratorio que se indican; matemáticamente esta expresado por la siguiente fórmula:

$$DR = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 1000 \quad (5.1)$$

donde

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (5.2)$$

e: índice de huecos

V_v : Volumen de vacíos.

V_s : Volumen de sólidos.

Debido a que en terreno lo que se determina directamente en terreno es la densidad seca, γ_s , esta fórmula conviene expresarla en función de densidades secas:

$$DR = \frac{\frac{1}{\gamma_{dmin}} - \frac{1}{\gamma_d}}{\frac{1}{\gamma_{dmin}} - \frac{1}{\gamma_{dmax}}} \times 100 \quad (5.3)$$

Debe observarse que a γ_{dmax} corresponde e_{min} y que a γ_{dmin} corresponde e_{max} . De la definición se desprende que la densidad relativa varía entre 0 (e_{max} , γ_{dmin}) y 100 (e_{min} , γ_{dmax}).

c) 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 pilotes. Uno de los objetivos de este trabajo es complementar el estudio respecto los modelos mencionados al principio de este capítulo.

d) Relación de esbeltez

Es la relación entre la longitud y la dimensión de la sección transversal (diámetro) de una estructura y su valor indica comportamientos posibles como los de una columna. Por ejemplo, bajo ciertas condiciones, se sabe que las columnas esbeltas fallarán por pandeo antes que por resistencia, siendo esta una falla típica de elementos a compresión (NSR-98, 1997).

El factor de esbeltez depende de la longitud libre de pandeo del elemento. Esta longitud está regida por el tipo de unión de los extremos del elemento a analizar. Elementos sin restricción a rotación se pandean en toda su longitud por lo tanto su longitud libre es igual a su longitud real, el caso de los pilotes y pilas.

e) Posición del Nivel de Aguas Freáticas NAF

El nivel estático del agua en los pozos que penetran en la zona de saturación se llama capa o nivel freático. El nivel freático con frecuencia se describe como una reproducción o replica amortiguada, de la topografía de la superficie del terreno. El nivel freático es la superficie de un cuerpo o masa de agua que está por si misma constantemente ajustándose para alcanzar una condición de equilibrio.

El estudio del agua subterránea y superficial es importante en obras de ingeniería ya que permite diseñar los mecanismos para ejercer el control de amenazas por inundación o por contaminación y el aprovechamiento de las aguas subterráneas como fuente alterna de suministro de agua.

Inmediatamente debajo de la superficie los poros del suelo contienen agua y aire en cantidades variables. Después de una lluvia, el agua puede moverse hacia abajo a través de esta zona de aireación. Algo del agua se dispersa por el suelo para ser retenida por las fuerzas de la capilaridad en los poros más pequeños o por la atracción molecular alrededor

de las partículas del suelo. El agua de la zona de aireación se conoce como humedad del suelo. Si la capacidad de retención del suelo en la zona de aireación queda satisfecha, el agua se mueve hacia abajo, hacia una región donde los poros del terreno o de la roca están llenos de agua y el escurrimiento se efectúa de acuerdo con las leyes hidráulicas.

La existencia de un nivel freático alto constituye un factor de gran importancia en un proyecto y ejecución de cimentación ya que su acción más directa se traduce en empujes hidrostáticos sobre los elementos enterrados (vertical, muros de sótanos por ejemplo) y sub-presiones sobre las obras de cimentación.

En los *suelos arcillosos blandos* la saturación del terreno por el agua freática añade a éste una consistencia blanda o fluida lo que da lugar a una resistencia baja, permitiendo presiones de trabajo muy pequeñas, y a problemas de estabilidad en los taludes y fondo de excavaciones. La fluencia lateral de los taludes puede inducir asentos y deformaciones en los edificios adyacentes, siendo generalmente necesario recurrir al empleo de pantallas in situ, las cuales deben calcularse para fuertes empujes. El levantamiento del fondo también puede inducir inestabilidad periférica y, aun sin llegar a la fase de rotura, la carga del terreno subsiguiente a la excavación suele dar lugar a asentos considerables.

Para los *suelos arcillosos duros y consolidados* la presencia del nivel freático se traduce en pequeños caudales de agua hacia las excavaciones, generalmente a través de fisuras, sin llegar a afectar a taludes moderados o a la capacidad portante del terreno. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que la posición más frecuente del nivel freático suele marcar una zona de menor resistencia, generalmente en una franja de 1-2 m de espesor. Es importante evitar esta zona, quedándose por encima o por debajo de la misma. No es raro el caso en que por profundizar excesivamente en busca de un terreno más firme empeoran bruscamente las condiciones de cimentación al alcanzar el nivel freático.

En el caso de los *suelos arenosos*, debido a su elevada permeabilidad, debe evitarse tener que cimentar bajo el nivel freático. En razón de la permeabilidad las oscilaciones de los niveles freáticos pueden ser importantes en estos suelos, por lo que es aconsejable una determinación precisa de los mismos en distintas épocas del año. La cimentación debe colocarse bien por encima del nivel máximo posible o claramente al ras del nivel más deprimido compatible con el programa de construcción con el fin de evitar que la

inmersión posterior del terreno en la zona de influencia de las cimentaciones dé lugar a fenómenos de colapso o asientos bruscos, tanto más importantes cuanto más flojo esté el suelo en su estado original.

En esta investigación se expondrá este efecto a través de la relación GWT / L (GWT de las siglas en inglés *ground water table*) de tal forma que esta entrada pueda tomar valores entre 0 y 1. Si el nivel fue detectado extremadamente cerca de la superficie (o en 0.0 m a partir del NTN) este nodo tomará el valor de 0 y en los casos en los que está justo por debajo de la punta del pilote su valor será cerrado en 1. Las demás posiciones a lo largo del fuste serán valores decimales de este rango.

5.1.2 TOPOLOGÍA DEL MODELO

Los pilotes 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 redes neuronales independientes para cada sentido de aplicación de la prueba. Los módulos comparten todos los nodos excepto el que etiqueta al tipo de suelo a la vez que califica su nivel de resistencia, es decir, los parámetros que describen la resistencia de los suelos son independientes y funcionan únicamente cuando el ejemplo bajo análisis es del suelo al que acreditan. Con esta representación se constituye un modelo global sobre la capacidad de carga en pilotes (Figura 5.1).

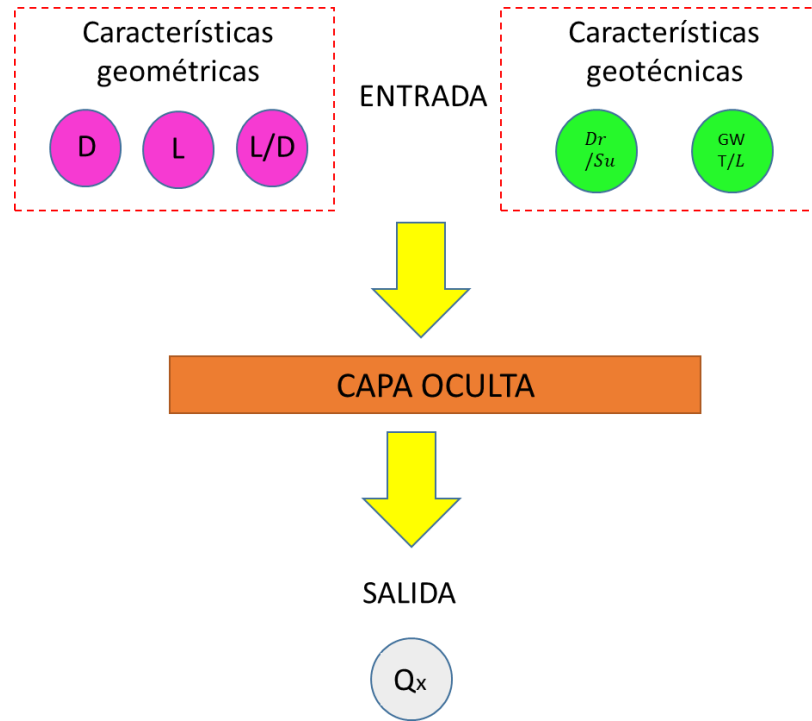


Figura 5.1. Estructura del modelo neuronal

Entonces, la estructura neuronal queda como sigue:

- Un módulo que calcula la capacidad de carga última de pilotes sujetas a extensión axial. Sus nodos entrada son geométricos (diámetro D , longitud L y relación de esbeltez L/D), de suelo (densidad relativa $D_r\%$ y resistencia al corte no-drenada S_u para suelos no-cohesivos y cohesivos respectivamente) y del medio (posición del NAF, GWT/L).
- Un módulo que calcula la capacidad de carga última de pilotes sujetas a compresión axial. Sus nodos entrada son geométricos (diámetro D , longitud L y relación de esbeltez L/D), de suelo (densidad relativa $D_r\%$ y resistencia al corte no-drenada S_u para suelos no-cohesivos y cohesivos respectivamente) y del medio (posición del NAF, GWT/L).

a) Arquitectura

La arquitectura utilizada en las redes es del tipo Multicapa de Alimentación al Frente (Multilayer Normal Feed Forward). En esta arquitectura cada capa es provista con

entradas externas en orden secuencial: la primera recibe un vector de entrada que se encadena a la capa oculta, que procesa y cuya salida está ligada como entrada de la capa de salida, ésta a su vez es la encargada de generar los vectores de respuesta de las capas anteriores (resultado de la red).

b) Tipo de error

La función de error mide la distancia entre el vector de salida calculado y el conjunto de valores expuestos como deseados. Con esta medida el algoritmo de aprendizaje ajusta los pesos en la red para, a cada iteración, disminuir las diferencias en el conjunto de entrenamiento. El adoptado en esta investigación es el error cuadrado promedio.

c) 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 no son capaces de encontrar las relaciones funcionales. En esta investigación, los módulos fueron entrenados comenzando con una capa oculta de 50 nodos, se verificó su desempeño en prueba y entrenamiento y bajo el criterio de término (error cuadrático medio) y se determinó si era necesario añadir más nodos o se califica como módulo exitoso. El número de iteraciones para alcanzar el criterio de paro fue variable en cada modelo, sin embargo en promedio ambos convergieron en ≈ 100 nodos.

Regla de aprendizaje

El método de aprendizaje adoptado es el algoritmo *Back Propagation* con un ajuste para hacerlo más rápido y eficiente en el tamaño y dirección del paso de búsqueda en la superficie de error (Fahlman, 1988). Se 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.

Función de activación

La función de activación en la capa oculta fue 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.

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. Los valores grandes positivos 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 o por compresión Q_c . Se añade un subíndice si se trata de un elemento hincado en suelos cohesivo (c) o no cohesivo (nc). Además se colocan las siglas del autor del que se está analizando el criterio de selección de Carga Última.

Función de activación

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

Función de transferencia

Para la capa de salida se empleó la función de transferencia lineal para conseguir que la salida sea proporcional a las entradas.

5.1.3 ESTIMACIONES NEURONALES EN FASE DE ENTRENAMIENTO Y PRUEBA

A continuación se presentan los valores de capacidad de carga medidos en campo comparados con los estimados con RNs en la etapa de entrenamiento y en la etapa de prueba. 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 para la fase de entrenamiento.

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. A partir de estos resultados se considera que el entrenamiento es óptimo y el error de la variable de salida es mínimo y apropiado. A partir de estas evaluaciones se pueden etiquetar a todos los módulos como *terminados*.

El conjunto de prueba es usado para evaluar el desempeño de la red después del entrenamiento, es decir ningún peso en el modelo se modifica. En la fase de prueba los valores de resistencia estimados para cada conjunto (separados por modelo-autor) no se consideraron suficientemente certeros ya que la dispersión alrededor de la línea 1:1 es muy evidente. Sin embargo existen algunos planteamientos que fueron adecuadamente predichos por su módulo neuronal.

A continuación un resumen de las características de los resultados por módulo,

En Compresión: *suelos cohesivos*

a) Módulo STC, método Slope tangent de O'Rourke y Kulhawy (1985)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es *bueno* pero existen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado por arriba del 25%) en regiones de las capacidades de mayor interés práctico (de 5000 a 13000 kN). La calificación en prueba es muy similar al entrenamiento, las mayores diferencias se dan a la mitad del rango dinámico de los archivos empleados. Se reconoce que las capacidades más bajas (en frontera) se estimaron correctamente de la misma forma que las más altas en la base de datos (Figura 5.2).

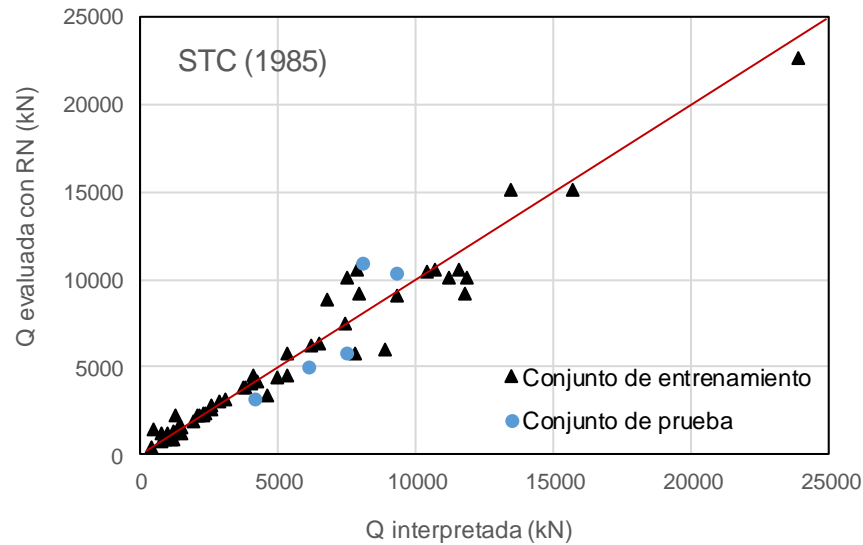


Figura 5.2. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método Slope tangent de O'Rourke y Kulhawy (1985)

b) Módulo DBEER, método DeBeer (1970)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento no es suficientemente *bueno* en términos de error pero tiene una ventaja operacional: es consistente en todo el rango dinámico de la variable de salida. Las diferencias entre lo esperado y lo evaluado son menores al 15% en el caso del conjunto de entrenamiento y hasta el 25% en el de prueba. La calificación en prueba, la más importante, es muy similar al entrenamiento con diferencias constantes en todo el rango dinámico de los archivos empleados. Se reconoce que la actuación más desfavorable se da en el rango de capacidades de mayor interés práctico (Figura 5.3)..

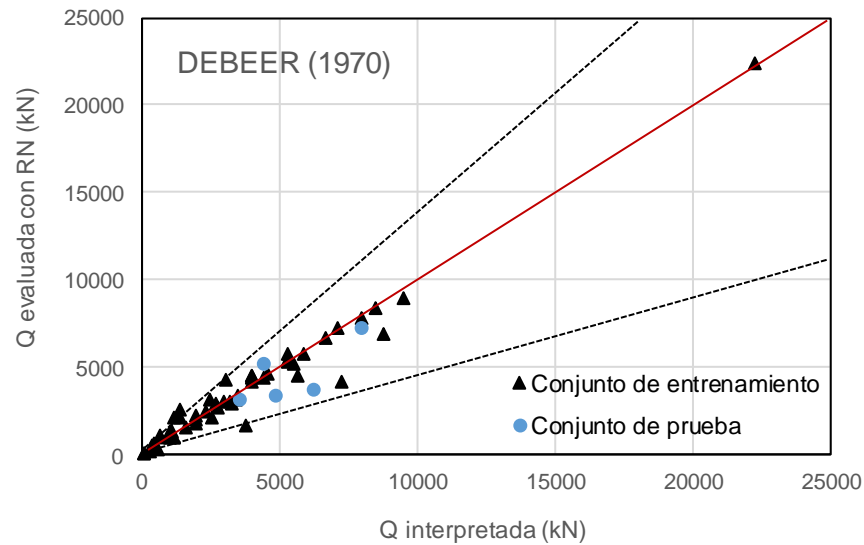


Figura 5.3. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método DeBeer (1970)

c) Módulo F&H, método de Fuller y Hoy (1970)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento está por encima de los dos anteriores y se califica como suficientemente *bueno* en términos prácticos. Los niveles de error en entrenamiento están por debajo del 10% y en prueba este porcentaje es apenas mayor. Las diferencias entre lo esperado y lo evaluado corresponden a lo que se espera en términos de exactitud para un método que es extremadamente simple y requiere poca información del medio y del pilote. Se reconoce que la actuación es consistente en todo el rango de capacidades, desde las fronteras mínimas y máximas hasta la zona de mayor interés práctico. (Figura 5.4).

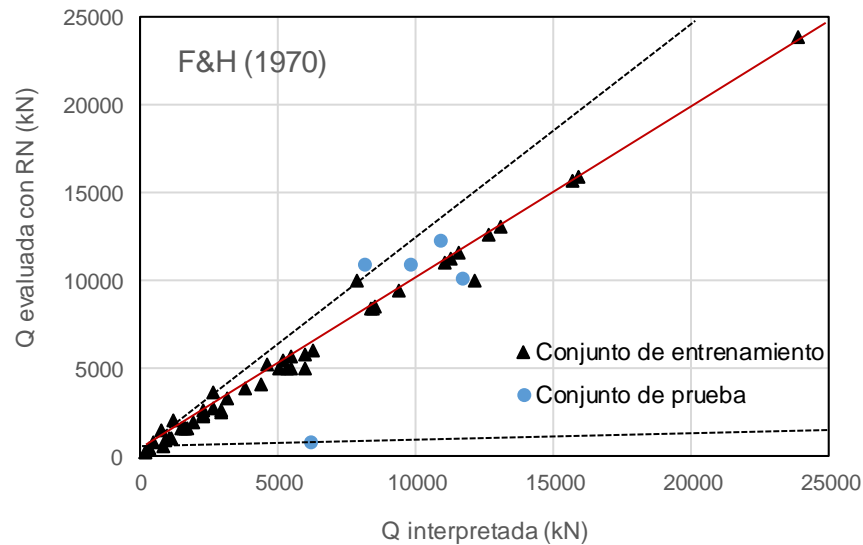


Figura 5.4. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Fuller y Hoy (1970)

d) Módulo T&P, método Terzaghi y Peck (1967)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es *muy bueno* y no se reconocen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado) en ninguna de las regiones de las capacidades evaluadas. La calificación en prueba es muy similar al entrenamiento, las mayores diferencias se dan en la frontera con valores más bajos, casos en los que se considera que las diferencias pueden deberse a los factores inciertos, vagos o no determinados que contaminan la propia prueba. Este módulo es el mejor calificado si se compara con los tres anteriores. (Figura 5.5).

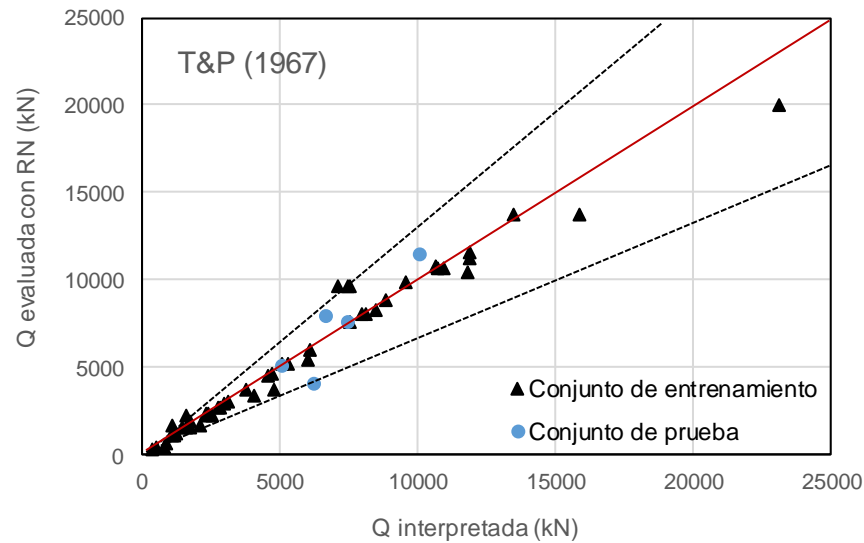


Figura 5.5. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método Terzaghi y Peck (1967)

e) Módulo VDV, método van Der Veen (1953)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento se califica como *deficiente* en términos de error; estas diferencias evitan que pueda ser usado o que se publique como operacional. En todo el rango dinámico de la variable de salida las diferencias entre lo esperado y lo evaluado son mayores a lo que puede asimilarse en la práctica. El conjunto de entrenamiento y el de prueba es pobremente ajustado y, aunque parece que el entrenamiento es similar al de otros modelos, en este módulo se registraron problemas graves en las fronteras (el modelo diverge) y no hay sensibilidad equilibrada en las entradas. (Figura 5.6).

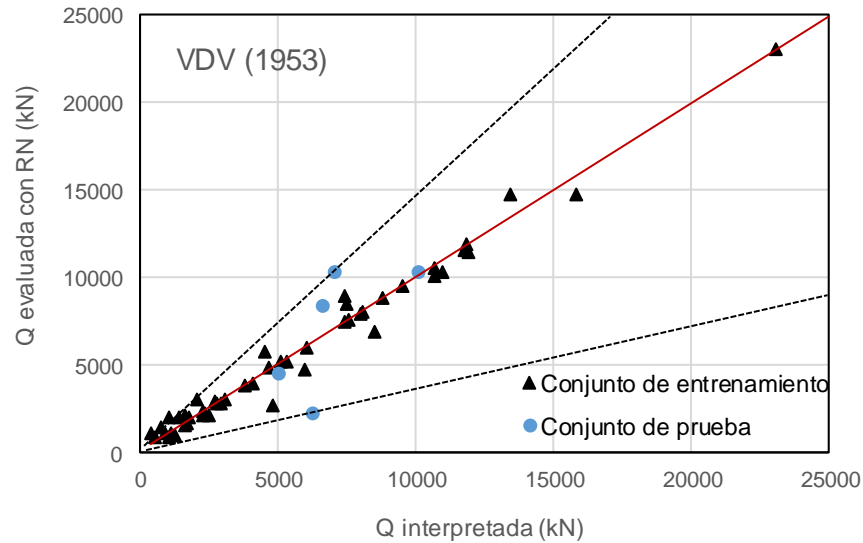


Figura 5.6. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método método van Der Veen (1953)

En Compresión: *suelos no-cohesivos*

a) Módulo STC, método Slope tangent de O'Rourke y Kulhawy (1985)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es *deficiente*, existen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado por arriba del 30%) en regiones principalmente frontera (sobre todo los valores más bajos de capacidades < 5000 kN). La calificación en prueba es muy similar al entrenamiento, con las mayores diferencias en la mitad del rango dinámico de los archivos empleados. Este módulo tiene problemas operacionales, sensibilidad a las entradas desequilibrada. (Figura 5.7).

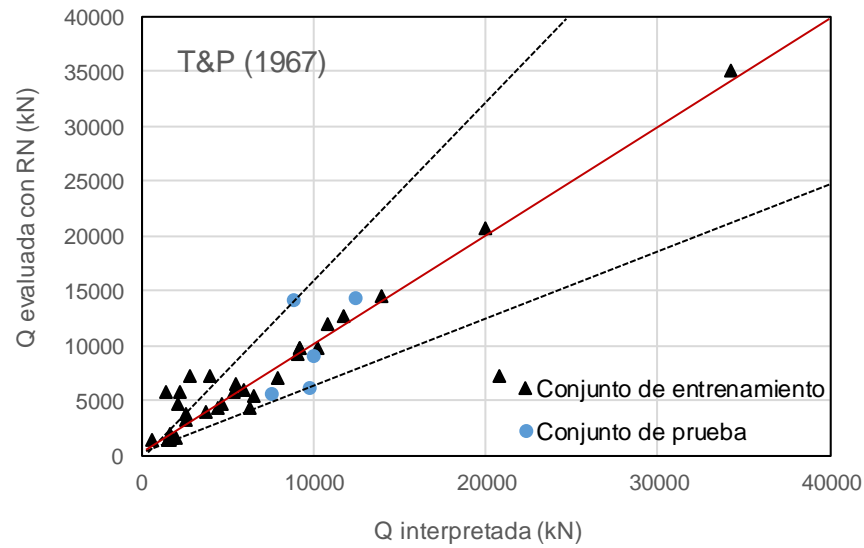


Figura 5.7. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método Slope tangent de O'Rourke y Kulhawy (1985)

b) Módulo DBEER, método DeBeer (1970)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es *muy deficiente*, existen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado por arriba del 35%) en regiones principalmente entre los 5000 kN y 13 000 kN. La calificación en prueba es *mala*, este módulo fue el primero en el que se detectaron problemas de memorización. Para descartarlo como operacional se suma a esta característica el hecho de que tiene problemas operacionales, sensibilidad a las entradas desequilibrada. (Figura 5.8).

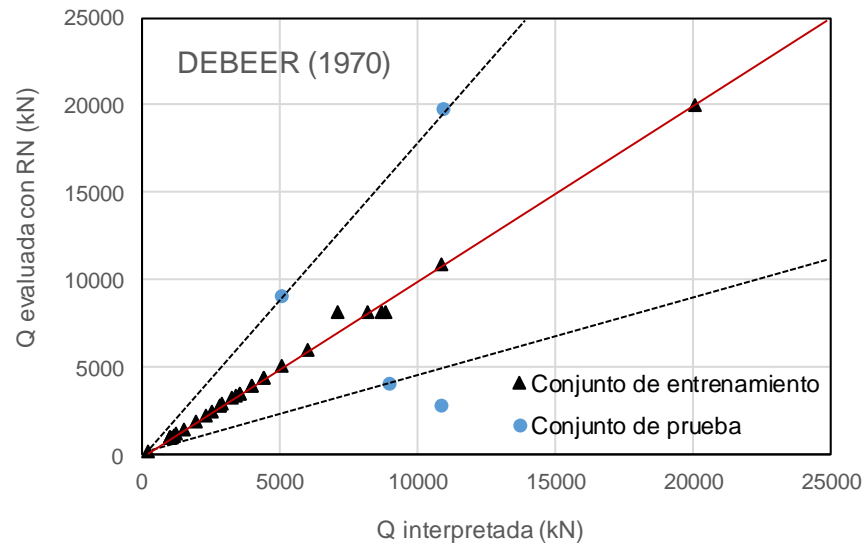


Figura 5.8. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método DeBeer (1970)

c) Módulo F&H, método de Fuller y Hoy (1970)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento y en prueba fue *muy deficiente*. En términos prácticos los niveles de error son inaceptables. Están por encima del 40% en entrenamiento y en prueba el porcentaje es incluso mayor. Las diferencias entre lo esperado y lo evaluado son notables en todo el rango de capacidades, desde las fronteras mínimas y máximas hasta la zona de mayor interés práctico. Este módulo tuvo problemas de memorización. (Figura 5.9).

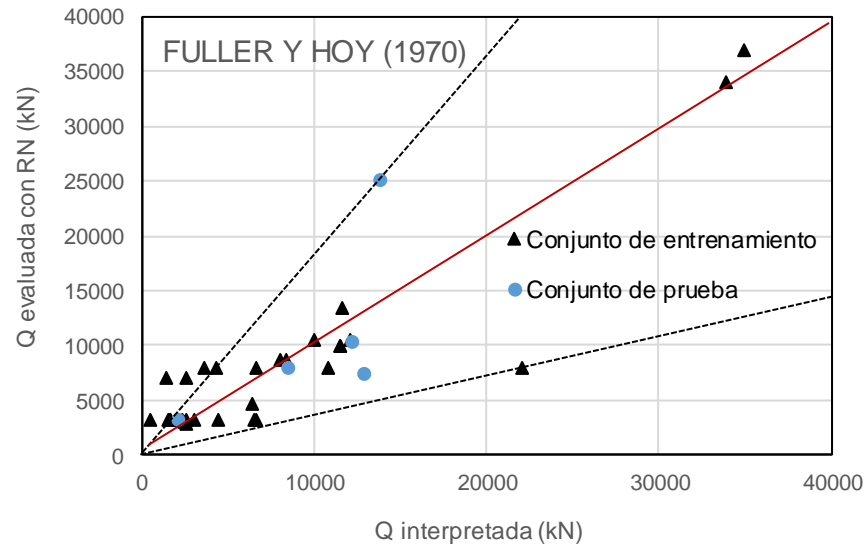


Figura 5.9. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Fuller y Hoy (1970)

d) Módulo T&P, método Terzaghi y Peck (1967)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es *apenas bueno*, no se reconocen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado) en ninguna de las regiones de las capacidades evaluadas. Sin embargo, la calificación en prueba y en entrenamiento no puede ser alta pues tiene diferencias claras en las fronteras con valores más bajos. Las pruebas son apenas mejores que los casos en entrenamiento pero se considera que el módulo no es consistente. (Figura 5.10).

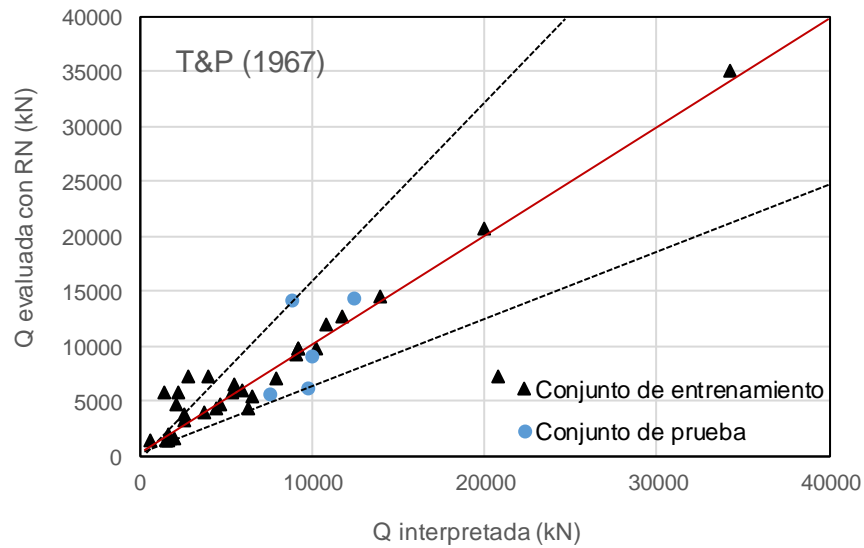


Figura 5.10. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Terzaghi y Peck (1967)

e) Módulo VDV, método van Der Veen (1953)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento se califica como *apenas bueno* en términos de error; las diferencias sin ser mayúsculas evitan que pueda ser etiquetado como operacional. En todo el rango dinámico de la variable de salida las diferencias entre lo esperado y lo evaluado son mayores a lo que puede asimilarse en la práctica. El conjunto de entrenamiento y el de prueba es pobremente ajustado. El comportamiento se separa de los modelos que son calificados positivamente; no hay sensibilidad equilibrada en las entradas. (Figura 5.11).

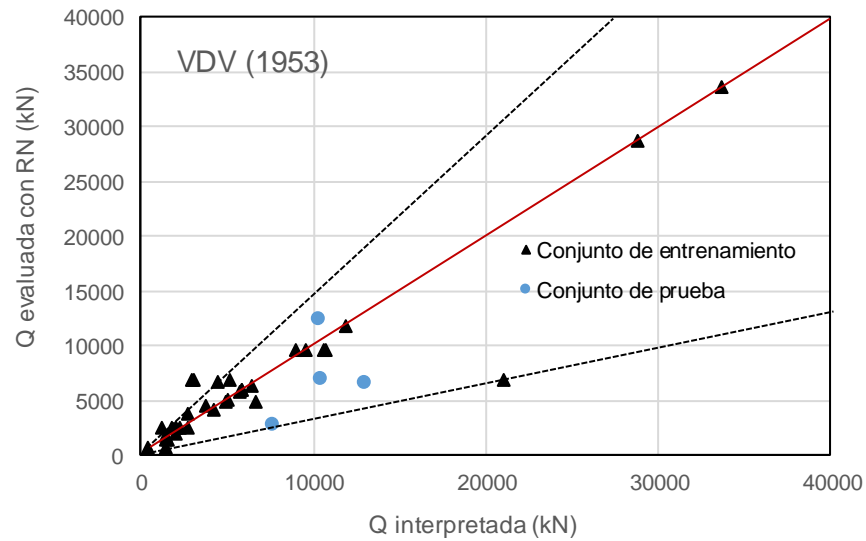


Figura 5.11. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de van Der Veen (1953)

f) Módulo CHIN, método Chin (1990)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es apenas *bueno*, no se reconocen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado) en ninguna de las regiones de las capacidades evaluadas. Se reconocen importantes diferencias en las capacidades menores, aunque son algunos casos los que no fueron correctamente estimados, esto hace que la calificación, en prueba y en entrenamiento, no pueda ser alta. Las pruebas son apenas mejores que los casos en entrenamiento, se considera que el módulo no es consistente. (Figura 5.12).

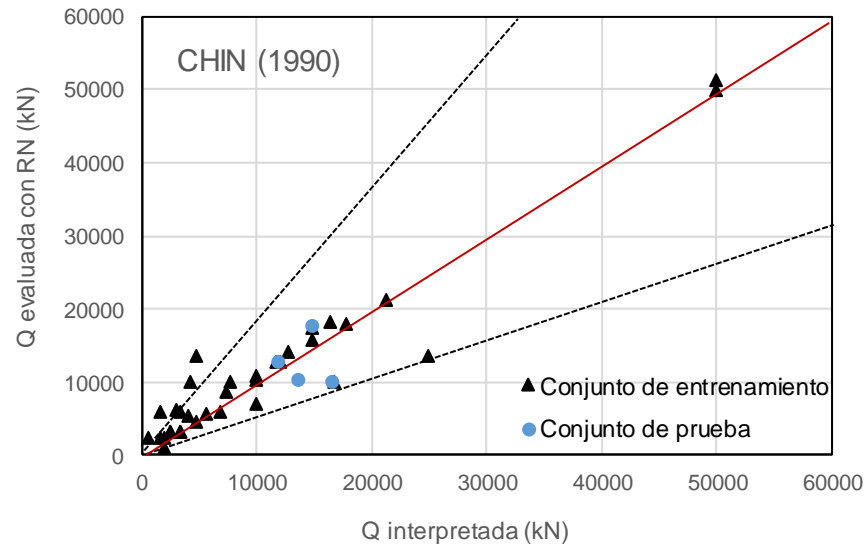


Figura 5.12. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Chin (1990)

g) Módulo DAVISSON, método Davisson (1972)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es *bueno*, no se reconocen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado) en ninguna de las regiones de las capacidades evaluadas. El comportamiento es muy similar al T&P. La calificación en prueba y en entrenamiento no puede ser alta pues tiene diferencias claras en algunos casos pero en la mayoría de los ejemplos fueron acertados los valores de la red. Las pruebas no son mejores que los casos en entrenamiento pero los errores son aceptables desde el interés práctico. Se considera que el módulo es consistente. (Figura 5.13).

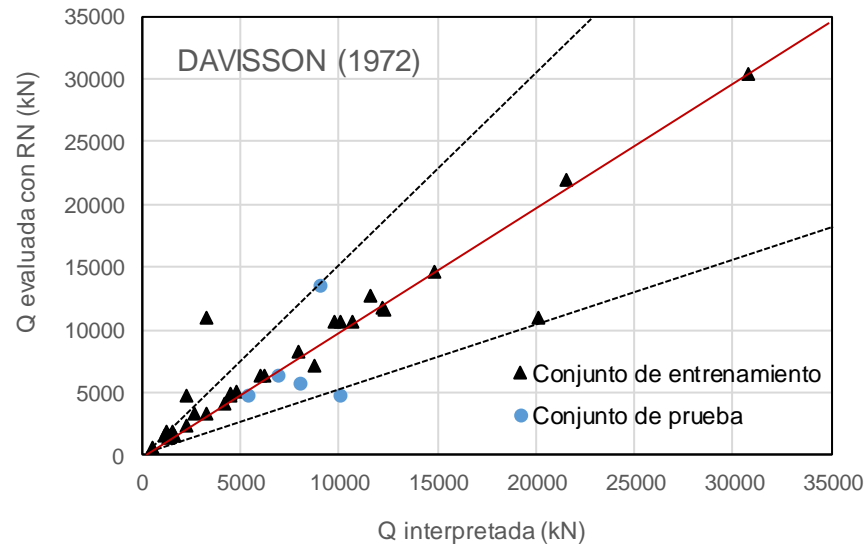


Figura 5.13. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Davisson (1972)

En Extensión: *suelos cohesivos*

a) Módulo STU, método Slope tangent de O'Rourke y Kulhawy (1985)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es *muy bueno*, no existen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado) en todas las regiones de las capacidades de carga, desde las fronteras hasta las de mayor interés práctico. La calificación en prueba es muy similar al entrenamiento, incluso se dan mayores correlaciones. Se reconoce que las capacidades más bajas (en frontera) fueron las que se estimaron no tan asertivamente pero el error es suficientemente pequeño para considerar a este módulo con alta calificación en desempeño. (Figura 5.14).

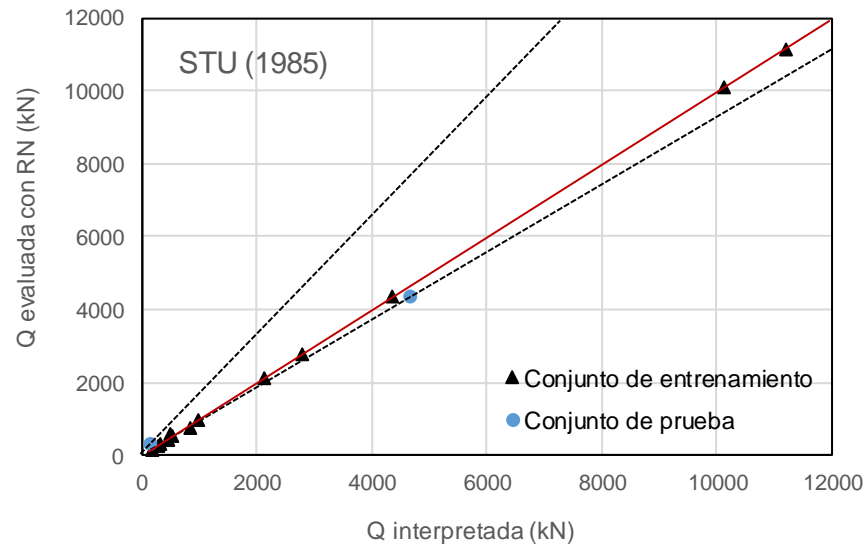


Figura 5.14. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Slope tangente de O'Rourke y Kulhawy (1985)

b) Módulo DBEER, método DeBeer (1970)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento y en prueba es *muy bueno*, en términos de error tiene obvias ventajas operacionales: es consistente en todo el rango dinámico de la variable de salida. Las diferencias entre lo esperado y lo evaluado son menores al 5% en el caso del conjunto de entrenamiento y hasta el 15% en el de prueba. La calificación en prueba, la más importante, es muy similar al entrenamiento con diferencias constantes en todo el rango dinámico de los archivos empleados. (Figura 5.15).

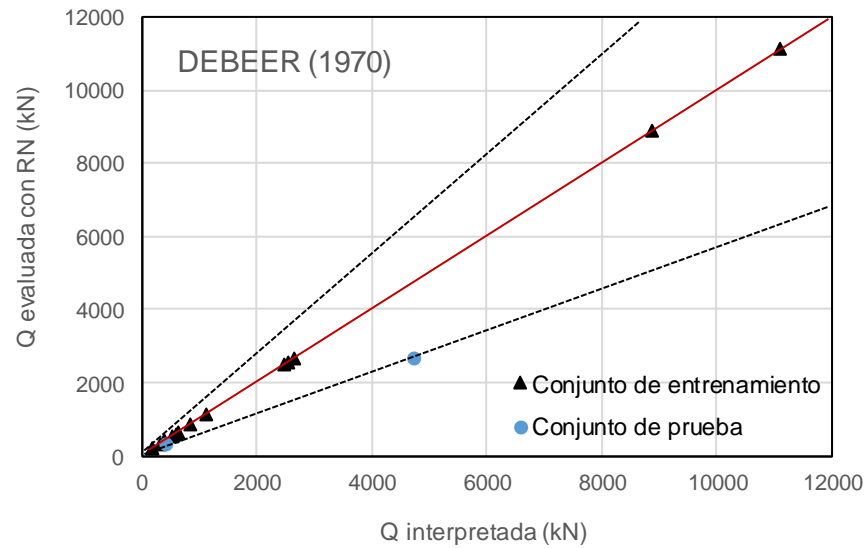


Figura 5.15. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de DeBeer (1970)

c) Módulo F&H, método de Fuller y Hoy (1970)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento está por encima de los dos anteriores y se califica como *muy bueno* en términos prácticos. Sin embargo hay que reconocer que los datos en el conjunto de entrenamiento son “pocos” comparados con los otros módulos por lo que los niveles de error pueden no ser representativos. Las diferencias entre lo esperado y lo evaluado corresponden a lo que se espera en términos de exactitud para un método que es extremadamente simple y requiere poca información del medio y del pilote. (Figura 5.16).

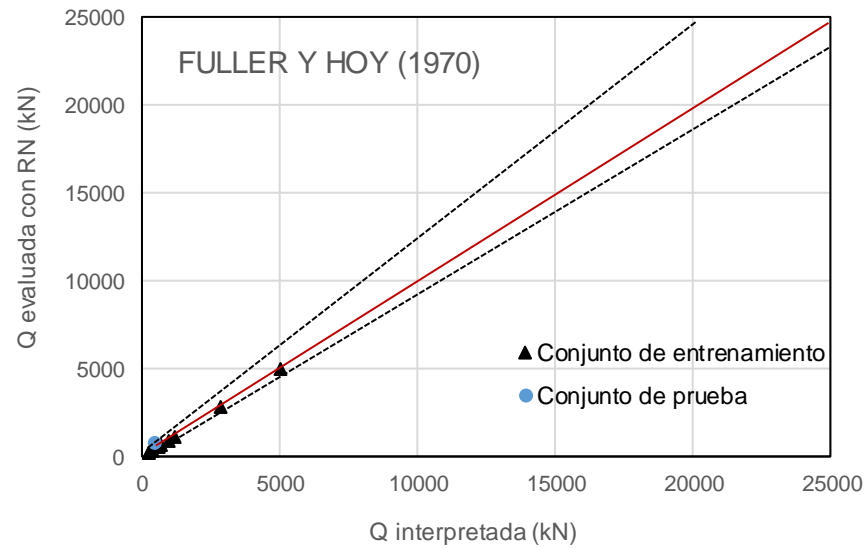


Figura 5.16. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Fuller y Hoy (1970)

d) Módulo VDV, método van Der Veen (1953)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento se califica como *bueno* en términos de error; las diferencias no evitan que pueda ser usado o que se publique como operacional. En todo el rango dinámico de la variable de salida las diferencias entre lo esperado y lo evaluado son mínimas. Al igual que con el módulo anterior el conjunto de entrenamiento y el de prueba es muy pequeño y esto impide compararlo en justicia con los otros módulos. (Figura 5.17).

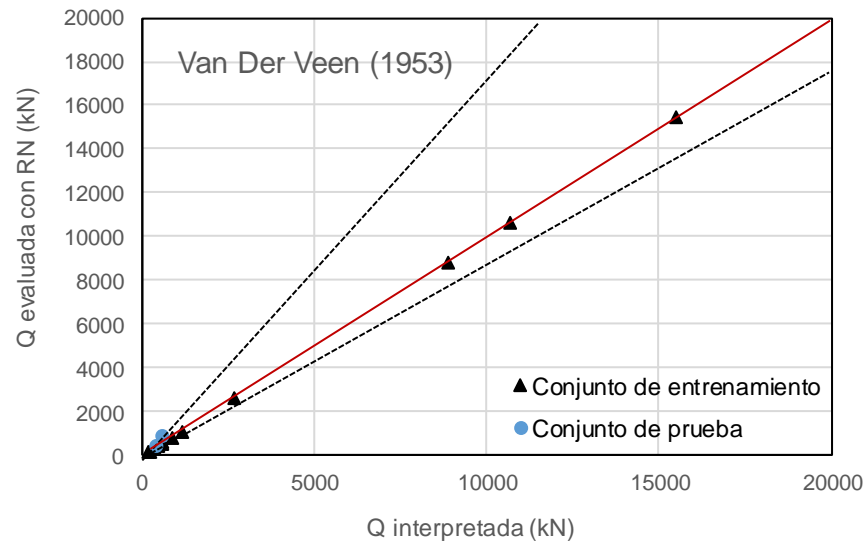


Figura 5.17. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de van Der Veen (1953)

e) Módulo CHIN, método Chin (1990)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es *bueno*, no se reconocen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado) en ninguna de las regiones de las capacidades evaluadas. Se estimaron los casos prueba y entrenamiento de manera exitosa y la única diferencia importante fue en un caso, sin embargo el nivel de error permite considerar a este módulo como consistente. (Figura 5.18).

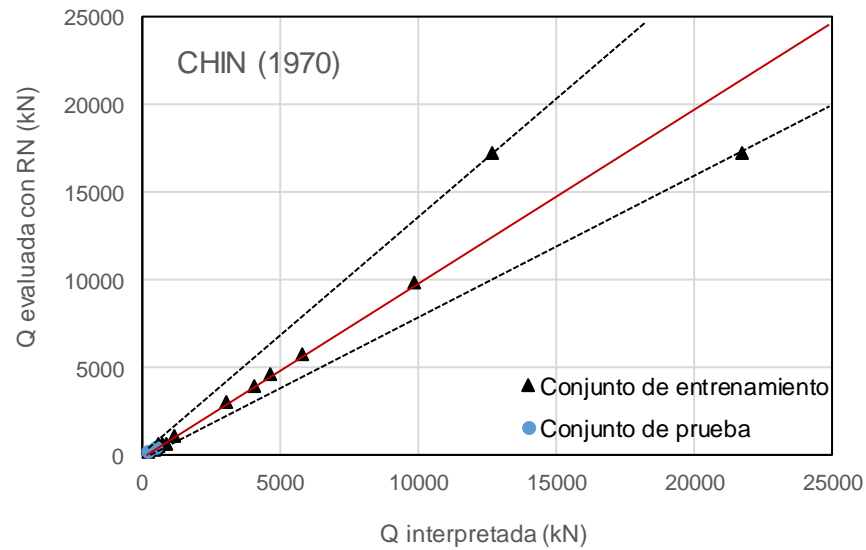


Figura 5.18. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Chin (1990)

En Extensión: *suelos no-cohesivos*

a) Módulo STU, método Slope tangent de O'Rourke y Kulhawy (1985)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es *apenas bueno*, existen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado por arriba del 20%) en prueba. La calificación en prueba no es tan buena como en el entrenamiento lo que no permite que la calificación de actuación sea alta. Este módulo no tiene problemas operacionales, pero la sensibilidad a las entradas es desequilibrada. (Figura 5.19).

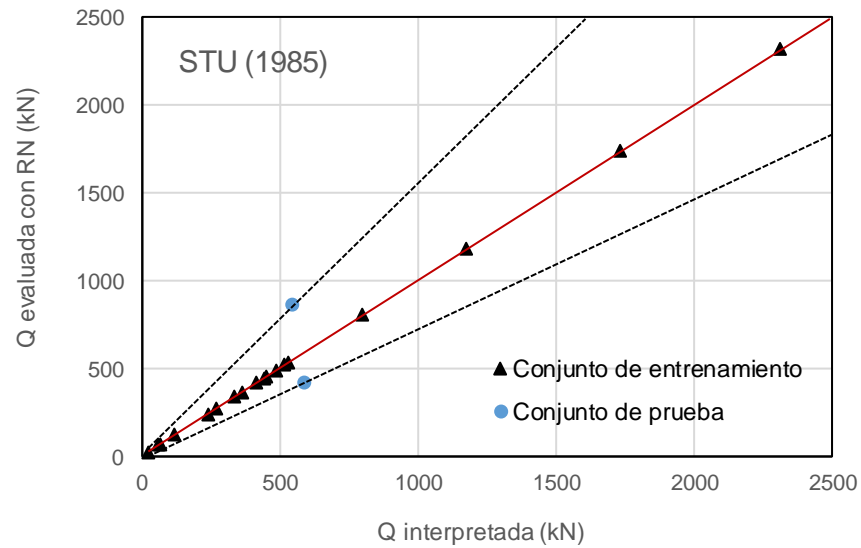


Figura 5.19. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Slope tangent de O'Rourke y Kulhawy (1985)

b) Módulo DBEER, método DeBeer (1970)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es *deficiente*, existen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado por arriba del 40%) en la prueba. La calificación en prueba como *mala* comparada con la buena actuación en entrenamiento deja ver que este módulo pudo tener problemas de memorización no identificados en las iteraciones de trabajo. No es posible etiquetarlo como operacional por la sensibilidad a las entradas desequilibrada. (Figura 5.20).

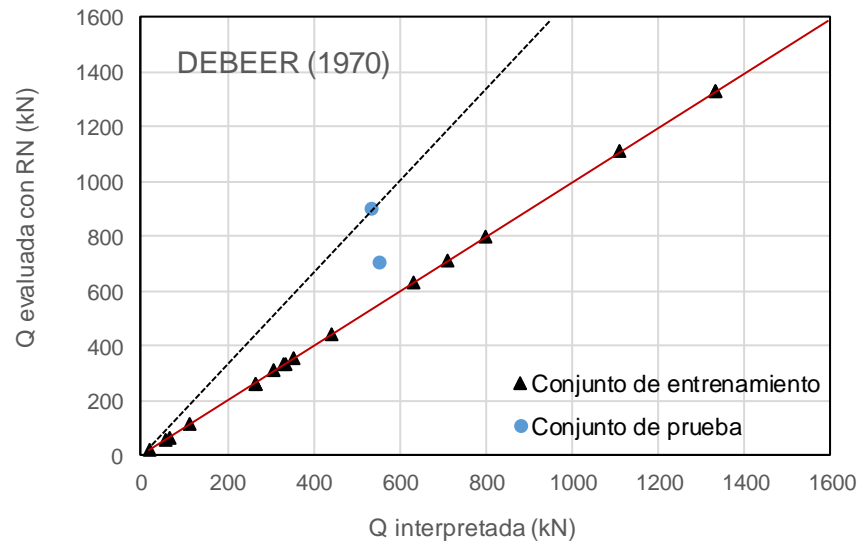


Figura 5.20. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de DeBeer (1970)

c) Módulo F&H, método de Fuller y Hoy (1970)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento y en prueba fue *bueno*. En términos prácticos los niveles de error son aceptables y bastante mejores que los módulos analizados anteriormente. Los errores son mínimos en ambas etapas, entrenamiento y prueba. Las diferencias entre lo esperado y lo evaluado son menores en todo el rango de capacidades, desde las fronteras mínimas y máximas hasta la zona de mayor interés práctico. Este módulo no tuvo problemas de memorización y la importancia relativa de las variables de entrada (sensibilidad) es suficientemente equilibrada. (Figura 5.21).

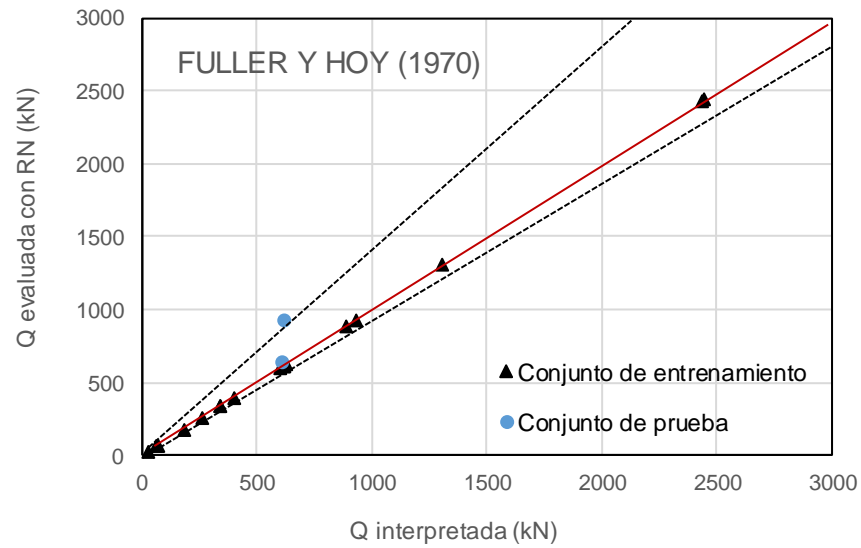


Figura 5.21. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Fuller y Hoy (1970)

d) Módulo VDV, método van Der Veen (1953)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento se califica como *apenas bueno* en términos de error; las diferencias sin ser mayúsculas evitan que pueda ser etiquetado como muy exitoso en modo de prueba. En todo el rango dinámico de la variable de salida las diferencias entre lo esperado y lo evaluado son mínimas y pueden asimilarse en la práctica sin embargo, las pruebas fueron pobremente ajustadas. El comportamiento se separa de los modelos que son calificados positivamente; no hay sensibilidad equilibrada en las entradas (Figura 5.22).

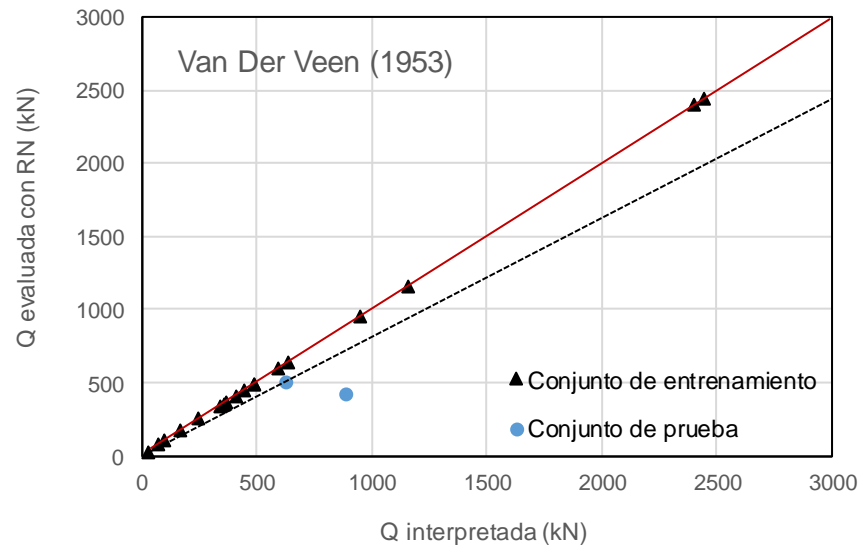


Figura 5.22. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de van Der Veen (1953)

e) Módulo CHIN, método Chin (1990)

El comportamiento de este módulo en entrenamiento es apenas *bueno*, no se reconocen limitantes importantes (errores entre lo esperado y lo evaluado) en ninguna de las regiones de las capacidades evaluadas en entrenamiento pero la prueba es deficiente. Las pruebas no siguen la tendencia de los casos en entrenamiento por lo que se considera que el módulo no es consistente. Existe una gran probabilidad de que este módulo tenga problemas de memorización. (Figura 5.23).

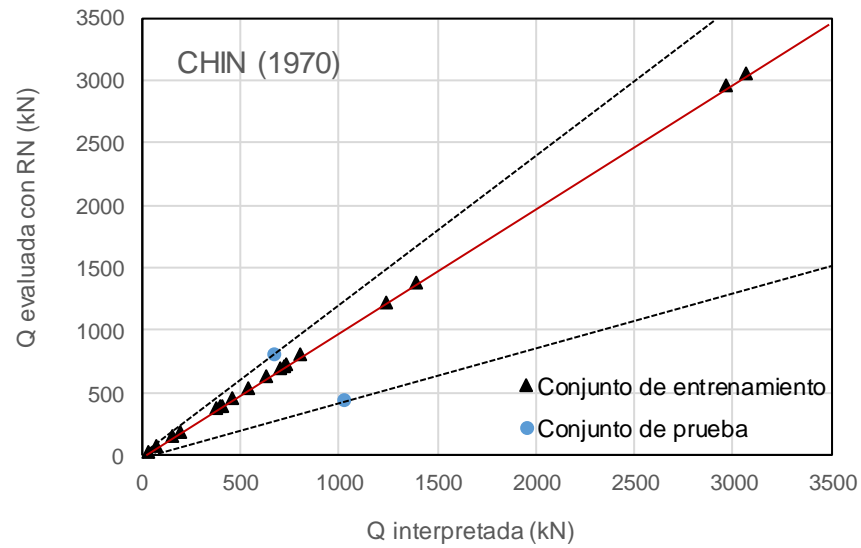


Figura 5.23. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales método de Chin (1990)

De acuerdo con las características mencionadas anteriormente los métodos de determinación de la carga última que son más adecuados para modelos de inteligencia artificial son:

- **Compresión:**

Cohesivos - T&P

No-Cohesivos – DAVISSON

- **Extensión:**

Cohesivos – F&H, DEBEER

No-Cohesivos – F&H, CHIN

Estos métodos serán usados para la compilación de una base de datos consistente, es decir, ejemplos que muestran un criterio sólido para decidir sobre el valor de la carga última.

5.2 MODELO NEURONAL PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMIENTOS PROFUNDOS

La base de datos compilada a partir de los métodos más adecuados para el objeto de esta investigación parte de los trabajos de Lin et al. (2012) y Chen y Kulhawy (1994). El conjunto para los análisis de carga no drenada se compone de 125 pruebas efectuadas en sitios con perfiles de suelos cohesivos (calificado el suelo con S_u). De estos ejemplos, 43 registros corresponden a pruebas ejecutadas 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 con suelos granulares (calificado el suelo con ϕ'), siendo 40 pruebas en extensión y 87 pruebas en compresión. Del total de las líneas (o ejemplos) se separaron el 80% de éstos para la fase de entrenamiento y el 20% restante para la prueba.

La resistencia fue interpretada a partir de curvas carga – desplazamiento usando los criterios para localizar la carga última de acuerdo con los análisis de la sección anterior. Los valores fueron ratificados con un método gráfico (L1 –L2 de Hirany y Kulhawy 1988, 1989, 2002). Los ejemplos no fueron usados si no se contaba con información geotécnica completa.

Las pilas seleccionadas fueron construidas con sección transversal circular por la condición de distribución regular de esfuerzos en el suelo alrededor del fuste y a lo largo de la cimentación (Jaime et al., 1992).

5.2.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

En la Tabla 5.4 se muestran los rangos dinámicos de las variables de entrada y salida que intervienen en el modelo neuronal motivo de esta investigación. Como se puede observar, los intervalos son amplios y permiten que las RNs desarrollen capacidades para la descripción, análisis y solución de esta tarea ingenieril.

Tabla 5.4 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	Registro de pruebas de carga empleados	51	48	96	87
	Longitud	de 1.4 a 43	de 1.6 a 57	de 4.7 a 68.5	de 1.8 a 60
	Diámetro	de 0.14 a 1.31	de 0.20 a 1.62	de 0.35 a 2.0	de 0.46 a 1.80
	Peso volumétrico del suelo	de 15.7 a 19.8	de 14.4 a 27	de 15.5 a 21	de 14.7 a 24.9
	Número de impactos de la prueba SPT	de 11 a 65	de 5 a 52	de 10 a 98	de 6 a 43
	Esfuerzo vertical efectivo promedio en fuste	de 12.2 a 206.6	de 10.6 a 560	de 21.2 a 383.3	de 17.6 a 370.2
	Resistencia al corte no drenada	-	de 21 a 307	-	de 21.7 a 370.2
	Ángulo de fricción efectiva del suelo	de 30 a 51	-	de 32 a 44	-
Salida	Capacidad de carga última	de 21 a 2870	de 69 a 12098	de 230 a 35821	de 20 a 23587

Existen variables adicionales al conjunto de entradas que están contenidas en las publicaciones de los autores citados y que se considera aportan a la definición del medio suelo: el valor del peso volumétrico promedio, γ , y el valor del número de golpes en la prueba SPT en el sitio de hincado, N_{SPT} (valor promedio a lo largo del fuste). A continuación se describe cómo fueron integrados al modelo.

a) Esfuerzo vertical efectivo

Sin duda un aspecto fundamental en la estimación de la resistencia de un cimiento profundo es la consideración del estado de esfuerzos. 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 ($\gamma \cdot Z$) y la presión de poro del agua:

$$\sigma'v = \sigma v - u \quad (5.4)$$

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 el suelo habrá disminuido σ y aumentado σ' . Con la inclusión del valor promedio de γ y la posición del NAF, se estima el valor de esfuerzo efectivo a lo largo de la Z (profundidad de interés) y se calcula es esfuerzo vertical efectivo promedio a lo largo del fuste.

b) Número de golpes de la prueba de penetración estándar

La prueba SPT es el método de reconocimiento *in situ* más popular y económico para obtener información geotécnica del subsuelo. Esta prueba, bajo correctas interpretaciones, puede convertirse en una buena expresión de la resistencia de los suelos. 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 la Figura 5.23 se muestra la relación entre los valores de N_{SPT} y la compacidad y ángulo de fricción de algunas muestras de arena.

N (SPT)	Compacidad	ϕ'
0-4	Muy suelta	28
4-10	Suelta	28-30
10-30	Medianamente densa	30-36
30-50	Densa	36-41
>50	Muy densa	>41

Figura 5.24. Correlación entre el SPT y el ángulo de rozamiento interno de suelos granulares (modificada de Santoyo, 1962)

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.

5.2.2 TOPOLOGÍA DEL MODELO

Al igual que con los ensayos para determinar el método de selección de carga última, esta RN se divide en dos módulos de acuerdo con la dirección de la carga axial aplicada.

Los módulos comparten todos los nodos excepto el que etiqueta al tipo de suelo y califica su nivel de resistencia, es decir, S_u y $D_r\%$. Los parámetros que completan la descripción del medio son el esfuerzo vertical efectivo promedio y el N_{SPT} . Con esta representación se constituye un modelo global sobre la capacidad de carga en pilotes (Figura 5.24).

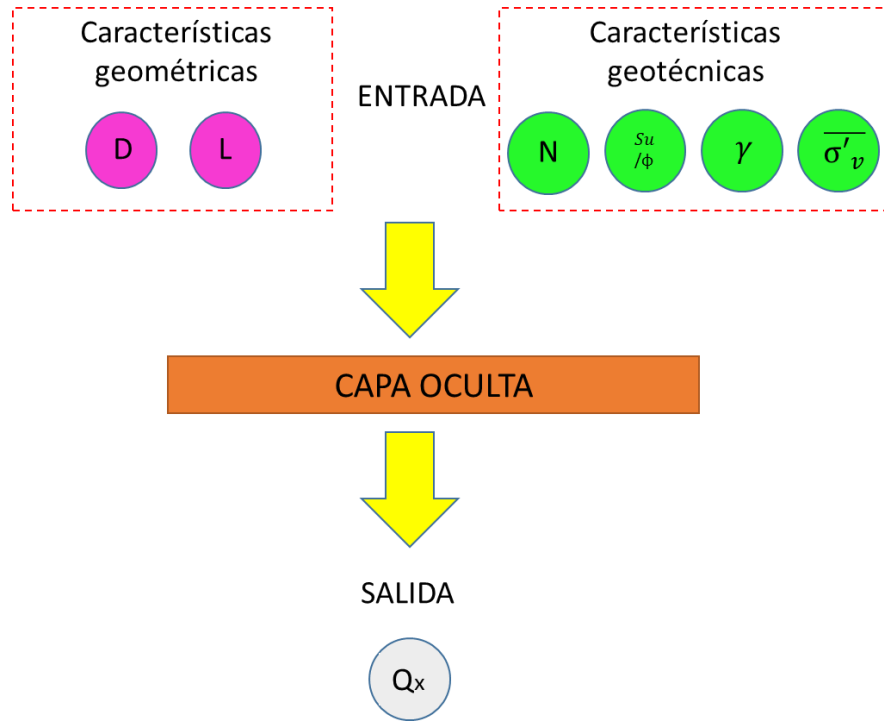


Figura 5.25. Estructura del modelo neuronal

La estructura nodal queda como sigue:

- Un módulo que calcula la capacidad de carga última de pilas sujetas a extensión axial. Sus nodos entrada son geométricos (diámetro D , longitud L y relación de esbeltez L/D), de suelo (densidad relativa $D_r\%$ y resistencia al corte no-drenada S_u para suelos no-cohesivos y cohesivos respectivamente) y del medio (posición del NAF, esfuerzo vertical efectivo promedio y N_{SPT}).
- Un módulo que calcula la capacidad de carga última de pilas sujetas a compresión axial. Sus nodos entrada son geométricos (diámetro D , longitud L y relación de esbeltez L/D), de suelo (densidad relativa $D_r\%$ y resistencia al corte no-drenada S_u para suelos no-cohesivos y cohesivos respectivamente) y del medio (posición del NAF, esfuerzo vertical efectivo promedio y N_{SPT}).

a) Arquitectura

La arquitectura utilizada en las redes es del tipo Multicapa de Alimentación al Frente (Multilayer Normal Feed Forward).

b) Tipo de error

La función de error elegida es el error cuadrado promedio.

c) Capa oculta

En esta investigación, los módulos fueron entrenados comenzando con una capa oculta de 50 nodos, se verificó su desempeño en prueba y entrenamiento y bajo el criterio de término (error cuadrático medio) y se determinó si era necesario añadir más nodos o se califica como módulo exitoso.

Regla de aprendizaje

El método de aprendizaje adoptado es el algoritmo *Back Propagation*.

Función de activación

La función de activación en la capa oculta fue producto punto (*Dot product*).

Función de transferencia

Se empleó la función de transferencia *sigmoide*.

e) Capa de salida

Para los módulos elaborados se optó por utilizar una variable de salida, siendo la capacidad de carga última por extensión Q_e o por compresión Q_c . Se añade un subíndice si se trata de un elemento hincado en suelos cohesivo (c) o no cohesivo (nc).

Función de activación

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

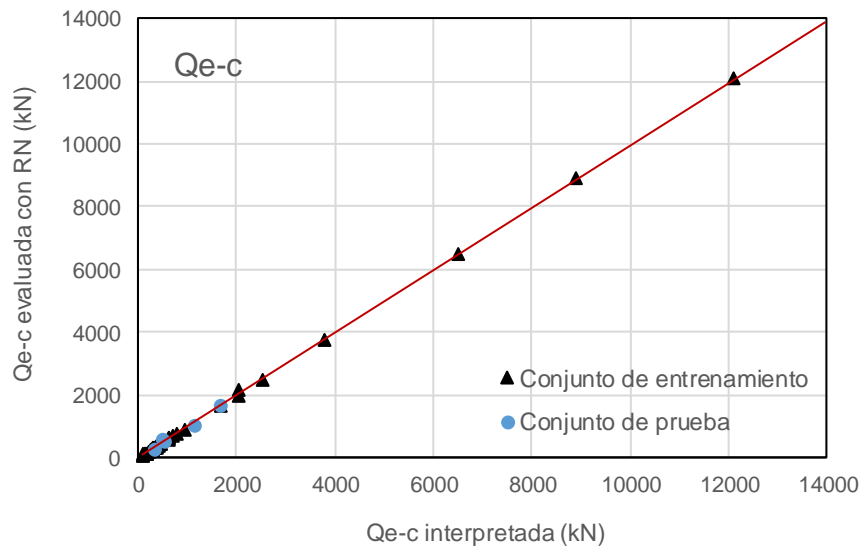
Función de transferencia

Para la capa de salida se empleó la función de transferencia *lineal* para conseguir que la salida sea proporcional a las entradas.

5.2.3 ESTIMACIONES NEURONALES EN FASE DE ENTRENAMIENTO Y PRUEBA

Los módulos evaluados son una RN para estimar Q_{e-c} y Q_{e-nc} y una RN para estimar Q_{c-c} y Q_{c-nc} . En general estos cuatro módulos se comportan bastante asertivos en la fase de entrenamiento y en la de prueba. Los valores neuronales siguen cercanamente las cargas últimas determinadas en campo. A continuación calificaciones particulares para cada módulo.

- Pilas en Extensión, capacidad en Suelos Cohesivos y No Cohesivos



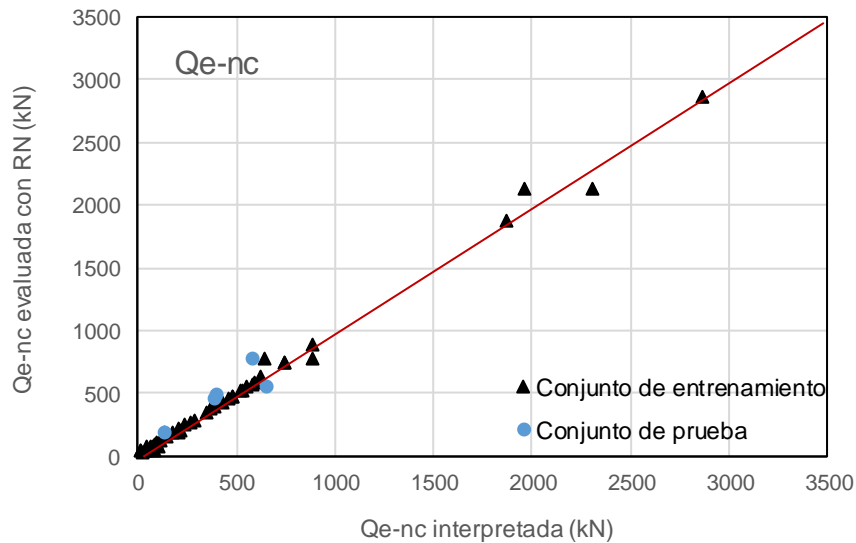


Figura 5.26. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales Qe-c y Qe-nc

Para calificar el modelo de inteligencia artificial en carga axial en extensión se usarán las teorías de Kulhawy et al. (1983) y Reese y O' Neill (1988), desarrolladas específicamente para este tipo de pruebas. Se usan sus formulaciones para comparar sus predicciones con las estimaciones neuronales.

Un balance de valores medidos contra estimados para cada método y un comparativo entre los 3 modelos se presenta en la Figura 5.27. El mejor desempeño es aquel que proporciona menos dispersión en torno a la línea 1:1. 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 la RN es evidente la cercanía del valor medido al valor evaluado en todos los patrones de los casos presentados al modelo. Importante es señalar que los métodos tienen frontera de operación en 1000 kN mientras que las RN el rango es total (respecto al entrenamiento).

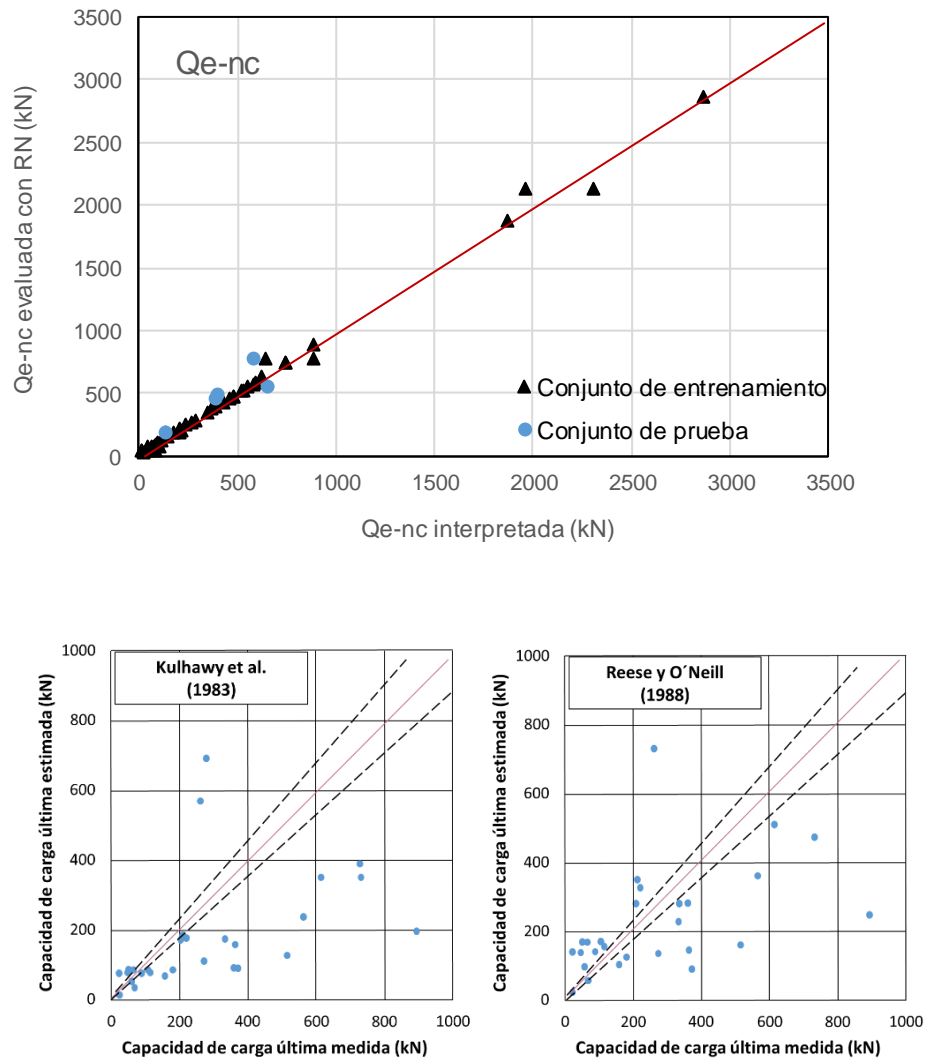


Figura 5.27. Comparación de resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales Qe-nc con Reese y O'Neill

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 la RN será comparada con las conocidas teorías de Tomlinson (1957) y Schmertmann (1975). La definición de los parámetros necesarios en estas dos formulaciones están en (García y Peraza, 2013).

El balance de valores medidos versus predichos para cada método se muestra en la Figura 5.28. Se observa que las predicciones neuronales exhiben menos dispersión alrededor de la línea de igualdad que los obtenidos con los otros métodos, sobre todo en capacidades altas. La ecuación de Tomlinson muestra buen comportamiento en valores menores a 400 kN, mientras que el método de Schmertmann sobrestima en todo el rango de capacidad evaluado. El caso de los valores neuronales es sobresaliente con evidentes capacidades, en términos prácticos, en todo el rango probado.

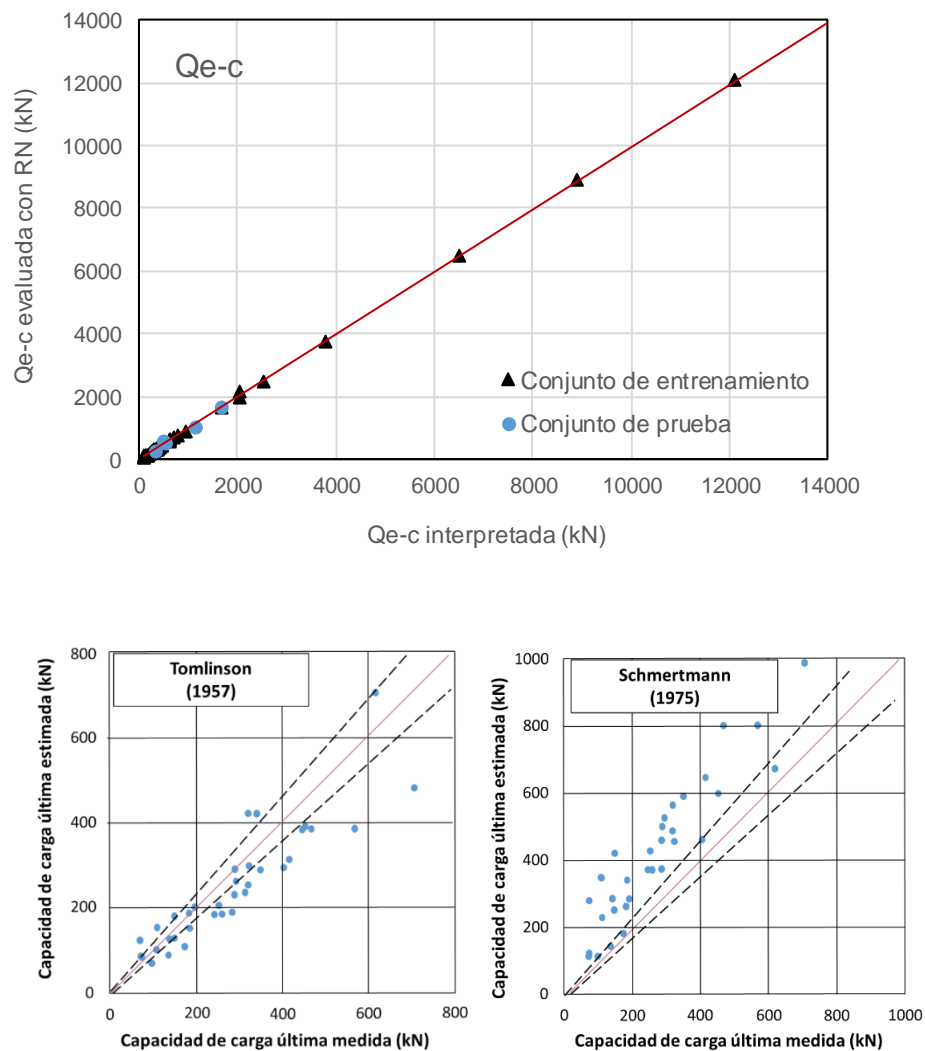


Figura 5.28. Comparación de resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales Qe-c con Tomlinson y Schmertmann

- Pilas en Compresión, capacidad en Suelos Cohesivos y No Cohesivos

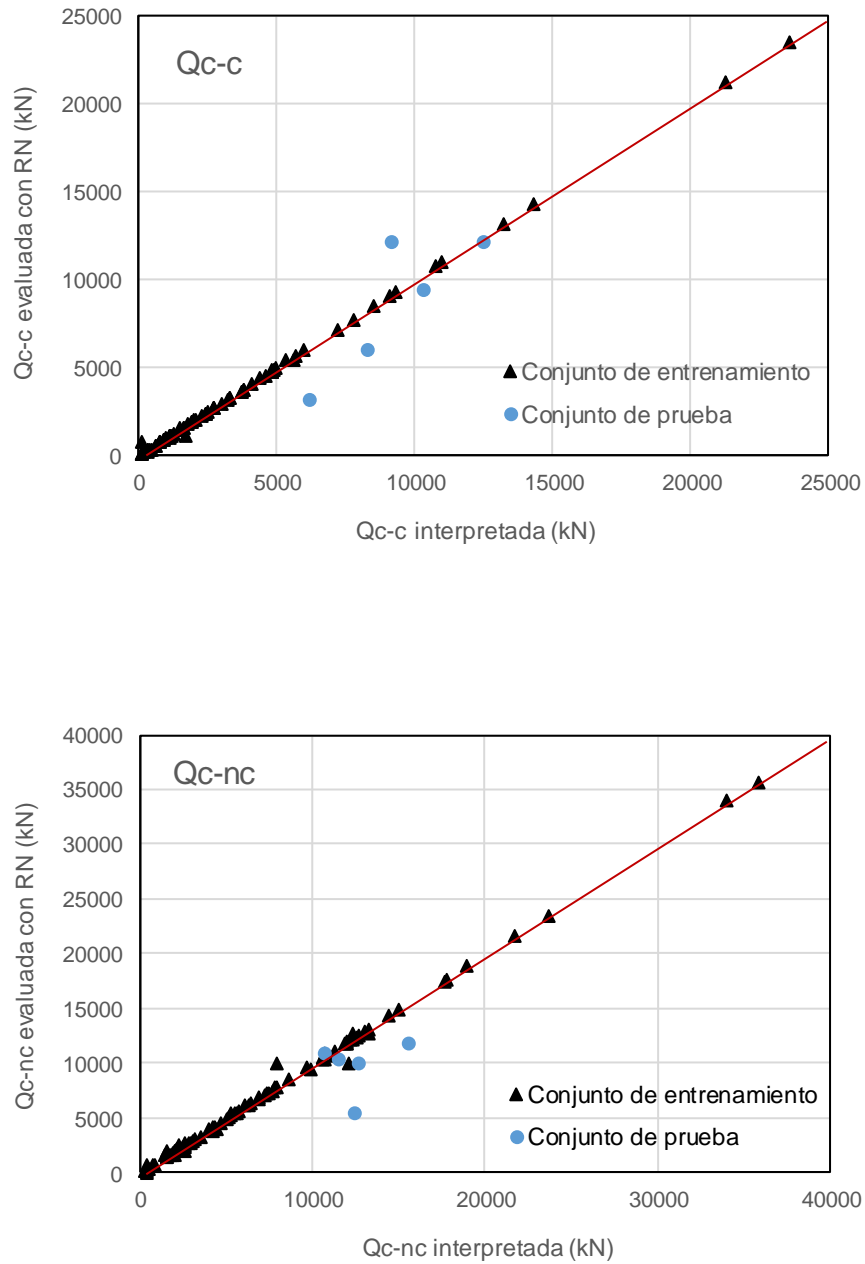


Figura 5.29. Resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales Qc-c y Qc-nc

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 neuronal será comparado con las fórmulas de Kulhawy et al. (1983) y Vesic (1975) (Figura 5.30) que evalúan la resistencia en el fuste y punta, respectivamente. La definición de los parámetros necesarios en estas dos formulaciones están en (García y Peraza, 2013).

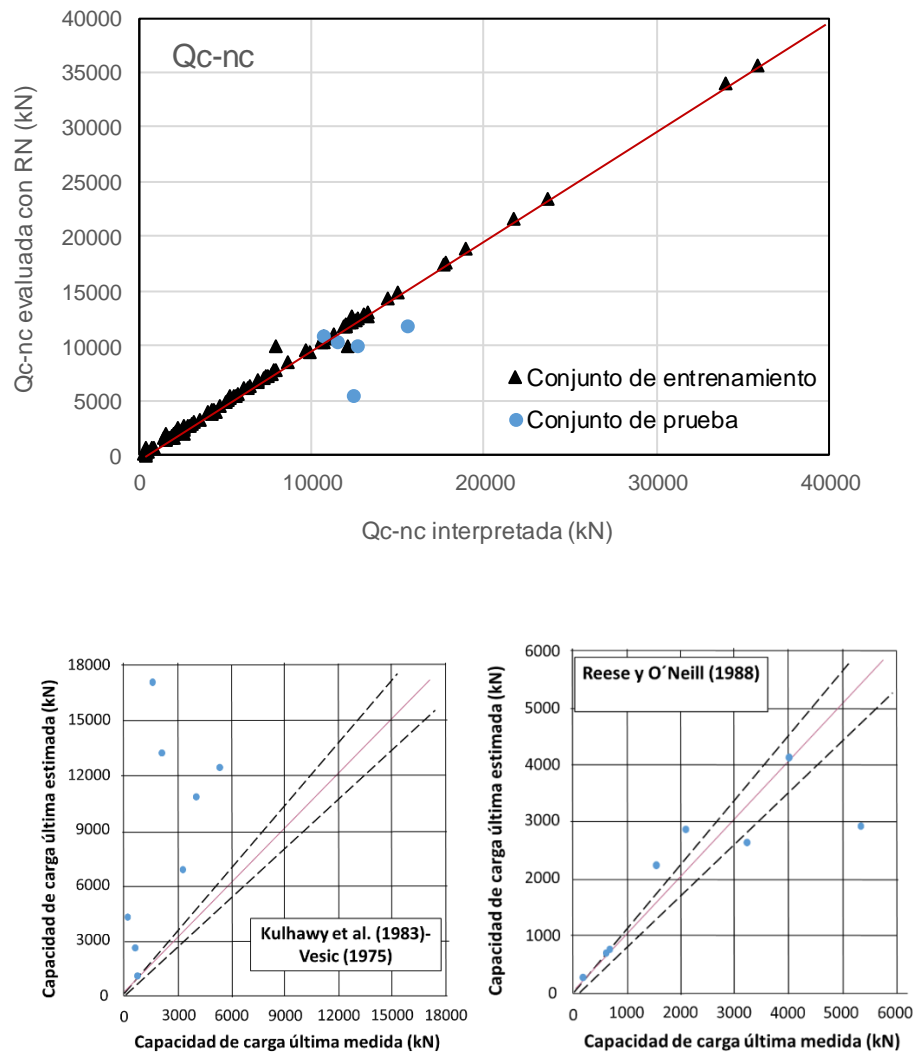


Figura 5.30. Comparación de resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales Qc-nc con Kulhawy y Reese y O'Neill

Comparando valores medidos versus predichos para cada método, Kulhawy et al. y Vesic no consiguen acercarse a los valores medidos mientras que la RN se comporta bastante bien en todo el intervalo evaluado (dispersión mínima alrededor de la línea 1:1). Este es el caso en el que las pruebas tienen menor correlación, útil en términos prácticos.

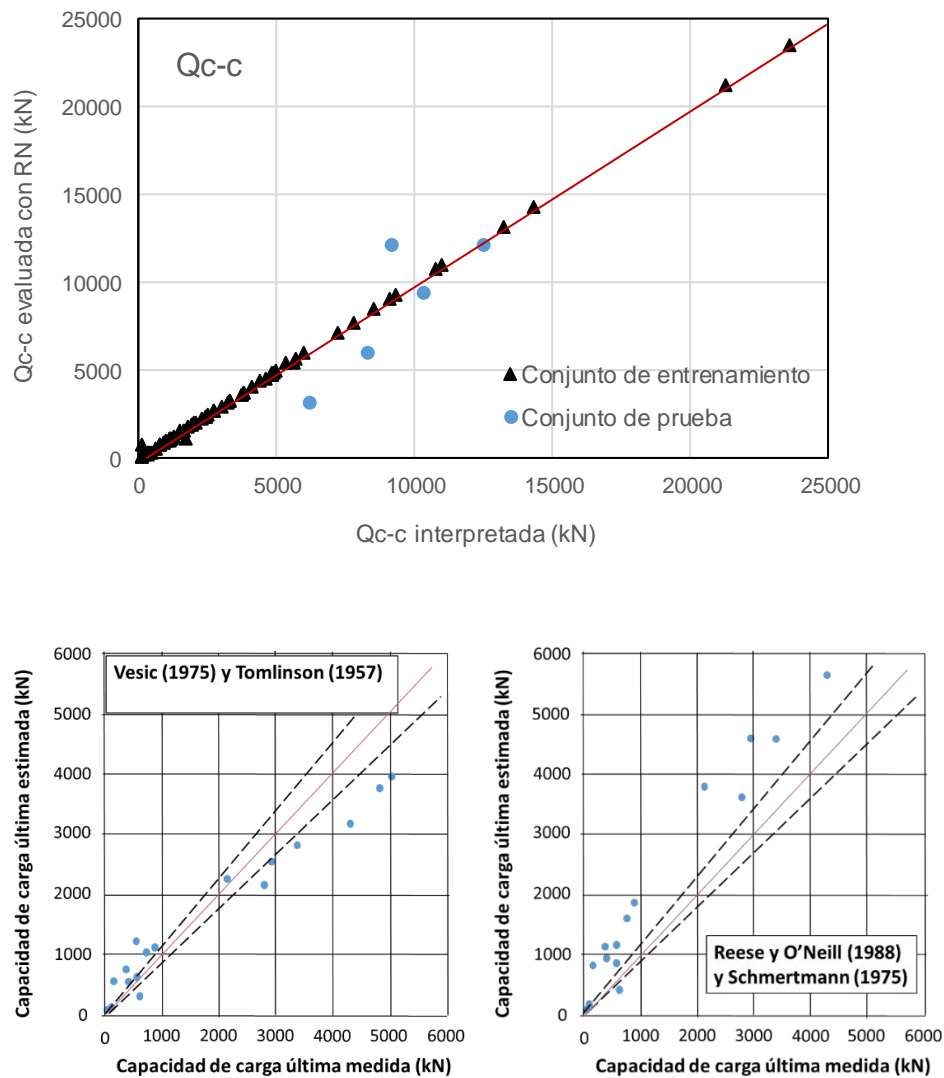


Figura 5.31. Comparación de resultados obtenidos para la fase de entrenamiento y prueba de los modelos neuronales Qc-c con Vesic y Tomlinson y Reese y O'Neill y Schmertmann

En el caso de la capacidad de carga última de pilas coladas en suelos cohesivos sujetas a compresión, asociada con las dos componentes de resistencia (en el fuste y en la punta), a la RN se le compara con los resultados de la fórmula de Tomlinson (1957) y la de Vesic (1975). La definición de los parámetros necesarios en estas dos formulaciones están en (García y Peraza, 2013).

El balance de valores medidos contra predichos para cada método se presenta en la Figura 5.31. De la figura podemos concluir que las fórmulas semi- empíricas y empíricas se separan evidentemente del valor medido, mientras que la RN sigue cercanamente la tendencia de las pruebas de campo (exhibe menos dispersión alrededor de la línea de igualdad).

CONCLUSIONES

Se cumplió el objetivo de esta tesis al mostrar el método en el que se analiza la capacidad de carga última de pilas y pilotes. Seccionada en módulos que atienden las diferentes capacidades de carga cuando se someten a extensión y compresión axial, la RN presentó ventajas sobre otras formulaciones empíricas y semi-empíricas para estimar Q .

Se presentaron alternativas de descriptores de los suelos, granulares y cohesivos, siendo evidente que es preferible utilizar los más simples y asequibles. La RN es confiable y económica. Es importante señalar que a pesar de haber mostrado diferencias mínimas entre los valores medidos en campo y los estimados, esto no significa que ante todos los nuevos casos presentados una RN se comportaría con estos niveles de correlación, la dependencia de su eficiencia está sobre el conjunto de entrenamiento. Por esta situación se decidió utilizar bancos de información suficientemente plurales, se enriquece su capacidad de generalización.

Definida la capacidad de la RN y su ventajosa actuación con respecto a otros métodos, resulta *natural* pensar que la inclusión de variables como el aspecto constructivo y/o el coeficiente de empuje de tierras en reposo podrían generar una herramienta más útil en términos del estado del Arte y de la Práctica.

Dentro de las conclusiones derivadas directamente de la corrida neuronal se encuentra la importancia que tiene la correcta definición geométrica. Al ser D y L variables con gran peso en el Q resultado, se recomienda que un proceso constructivo correcto sea garantizado.

Con base en los resultados presentados se verifica la capacidad de aprendizaje adaptativo de las RNs. El modelo desarrollado mostró suficiencia para aprender de las relaciones paramétricas entre las características de un cimiento profundo, el suelo en el que se construye o hinca, y su capacidad para resistir carga axial en compresión y en extensión, a partir del entrenamiento o experiencias iniciales. A diferencia de los modelos convencionales, la RN, vía su característica de auto-organización, desarrolló su propia representación de la información en la etapa de aprendizaje evitando la subjetividad.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Alvarado, M. (2017). Pronóstico del tipo de cambio USD/MXN con redes neuronales de retropropagación, Ciudad de México.

ASTM, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, D698-12e2

ASTM. (2017). Standard practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International. D2487- 17

ASTMa (1994). Guide for the properties of a universal Health Care Identifier. Philadelphia. American Society for Testing and Materials.

ASTMb. (1995). Standard Test Method for Water Vapor Transmission Rate Through Plastic Film and Sheeting Using a Modulated Infrared Sensor. Philadelphia, Pa.: American Society for Testing and Materials.

ASTMc, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, D1557-12

ASTMd, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, D698-12e2

ASTMe. (2006). Standard test method for piles under static axial compressive load. American Standards for Testing and Materials D-1143.

ASTMf. (2006). Standard test method of testing individual piles under axial tensile load. American Standards for Testing and Materials, D-3689.

ASTMg (1994). Piles under static axial compressive load, standard test method for. United States: American Society for Testing and Materials. D1143

ASTMh, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, D1557-12e1

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

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

Bowles, & Joseph E. (1988). Foundation analysis and design. Estados Unidos: McGraw Hill.

Bowles, J. (1981). Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. México: McGraw-Hill.

Bowles, J. (1988). Foundation Analysis and Design McGraw- Hill.

Carter. H. 1983. Geotechnical Engineering Handbook. Pentech Press,

Casacuberta, F. (1998): "Redes Neuronales Artificiales", pp. 15-17.

Cayre. (2002). The common properties of neurogenesis in the adult brain: From invertebrates to vertebrates.

Chen, Y., & Kulhawy, F. (1994). Case history evaluation of the behavior of drilled shafts under axial and lateral loading. Palo Alto, Ca.

Chen, Y.-J., & Fang, Y.-C. (2009). Critical Evaluation of Compression Interpretation Criteria for Drilled Shafts.

Chen, Y.-J., Chang, H.-W., & Kulhawy F. H. (2008). Evaluation of Uplift Interpretation Criteria for Drilled Shaft Capacity.

Cox, E. (1993): “Adaptative Fuzzy Systems. (Advance Technology & Controls)”. IEEE Spectrum, pp.27-31

Das, B. (2001). Soil Mechanics Laboratory Manual. USA.

Das, B. M. (2001). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. México: Thomson editores.

Davisson 1972; Estimation of ultimate load from pile load test by Davisson Method

Decourt, L. (1982). Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on N Values of the SPT. Amsterdam: 2nd European Symposium of Penetration Testing .

Duque, G. (2003). Manual de geología para ingenieros. Colombia: Universidad Nacional de Colombia, Manizales.

Duque, G., & Escobar, C. (2002). Mecánica de suelos. Colombia.

Espinace, R. (2016). Revista de la construcción.

Espinace, R. (1979), Laboratorio de mecánica de suelos, Valparaiso, Chile

Fanny, B. (2001). Uso del cono inglés y la copa de casagrande para determinar el límite líquido de suelos finos: análisis comparativo.

Fratta, e. (2007). Introduction to soil mechanics laboratory testing. London: CRC Press.

Fuller & Hoy, 1970. Analysis of Load Carrying Capacity of a Single Pile in Weathered Rock. International Journal of Advanced Research in Science, Engineering and Technology

Graux, D. (1975). Fundamentos de mecánica del suelo, proyecto de muros y cimentaciones, Geotecnia Aplicada. España: editores técnicos asociados

Greer, D. M., & Gardner, W. S. (1986). Construction of drilled pier foundations. New York: John Wiley and Sons.

Hannigan et al., P. (2006). Design and Construction of Driven Pile Foundations - Volume II. US Department of Transportation. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.

Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Bulletin 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.

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.

Hetch-Nielsen, R (1988): "Neurocomputing: picking the human brain", IEEE Spectrum, March.

Hirany & Kulhawy 1989,2002). On the Interpretation of Drilled Foundation Load Test Results

Holtz, R.D. & Kovacs, W.D. (1981). An introduction to geotechnical engineering. Prentice- Hall.

Hossne, A. (2004). Límites de consistencia y sus implicaciones agrícolas en un suelo ultisol de sabana del estado Monagas, Venezuela. Venezuela.

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 field and laboratory testing of soils", Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1, pp. 57-153.

Kemp, R.A., McAulay, C. y Palcic, B. (1997). Opening the black box: the relationship between neural networks and linear discriminant functions. *Analytical Cellular Pathology*, 14, 19-30.

Kohonen, T., 1988. An introduction to neural computing. *Neural Networks*, 1(1), pp. 3-16.

Kosko, B. (1992). *Neural networks and fuzzy systems*. Englewood Cliffs, NJ: PrenticeHall.

Kulhawy, F. H. (1991). *Drilled Shafts Foundations*. H. Y. Fang.

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., Trautmann, C. H., Beech, J. F., O'Rourke, T. D., McGuire, W., Wood, W. A., & Capano, C. (1983). *Transmission line structure foundations for uplift-compression loading*. Palo Alto Calif.

Kulhawy, F., & Stas, C. (1984). *Critical evaluation of design methods for foundations under axial uplift and compression loading*. United States.

Kyfor Z. G. et al. (1992). *Static Testing of Deep Foundations*.

L. Berry, P., & Reid, D. (1993). *Mecánica de suelos*. London: McGraw- Hill.

Lambe, T., & Whitman, R. (1991). *Mecánica de Suelos*. Limusa.

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.

Manjarrez, L. (2014). Relaciones Neuronales para determinar la atenuación del valor de la aceleración máxima en superficie de sitios en roca para zonas de subducción. Arizona.

Márquez, L., Hill, T., Worthley, R., y Remus, W. (1991): "Neural Network Models as an Alternative to Regression", Proceedings of the IEEE 24th Annual Hawaii International Conference on Systems Sciences, vol. VI, pp.129-35; publicado en Neural Networks in Finance and Investing, Irwin Professional Publishing, New York, 1996.

Martín, B. y Sanz, A. (1997): Redes Neuronales y Sistemas Borrosos, Editorial Ra-Ma, Madrid.

Martín, B., & Molina, A. (2001). Redes Neuronales y Sistemas Borrosos. Madrid.

Martínez et al., A. (2007). Generalizaciones al teorema Pi de Buckingham con algunas aplicaciones. Valladolid.

Meyerhof, G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation. (ASCE, Ed.) Eleventh Terzaghi Lecture, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division.

NAVFAC, D.-7. (1982). Design Manual Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures. U. S. Navy: Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.

Norbury, D. (2010). Soil and Rock Description in Engineering Practice. Whittles Publishing.

O' Neill et. al, M. (2001). Case Histories of Pile SuBCPorted Rafts. Houston, Texas.

O'Neill, M. W. (1994). Drilled Shafts. Proc., International Conf. on Design and Construction of Deep Foundations. Washington.

O'Neill, M. W., & Reese, L. C. (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. Federal Highway Administration. Department of Transportation, Washington, DC.

O'Rourke & Kulhawy 1985. Closure to "Uplift Force-Displacement Response of Buried Pipe", ASCE

Orozco, C. (1991). Análisis granulométrico de sedimentos fluviales. México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Peck et al. (2004). Ingeniería de Cimentaciones. México, D.F: Limusa.

Poulos & Davis, 1980). Pile foundation analysis and design. The University of Sydney

Poulos, H. (2000). Pile load test methods applications and limitations. Madrid: CEDEX y Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica.

Randolph, M. F., & Murphy, B. S. (1985). Shaft capacity of driven piles in clay. Proceeding of the 17th Offshore Technical Conference. Houston, Texas.

Reese, L. C., & O'Neill, M. W. (1988). Drilled Shafts: Construction procedures and design methods. McLean.

Schmertmann, J. H. (1975). Measurement of in situ shear strength. Proceedings of the conference on in situ measurement of soil properties. USA.

Semple, R. M., & Rigden, W. J. (1986). Shaft capacity of driven pipe piles in clay. Analysis and Design of Pile Foundations. New York: J. R. Meyer ASCE.

Sigüenza et al. (1993): "Redes Neuronales, de la investigación básica a las aplicaciones industriales, pág.66.

Sivakugan, e. (2011). Laboratory testing of soils, rocks and aggregates. Softcover.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (2001). Manual de Cimentaciones Profundas. México D.F.

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

Tamez, E. (2001). Ingeniería de cimentaciones, Conceptos básicos de la práctica. Ciudad de México: tgc geotecnia.

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

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

Vesic, A. S. (1975). *Bearing capacity of shallow foundations*. *Foundation Engineering Handbook*. New York: 1st ed. Van Nostrand Reinhold.

Woodward, R., Gardner, W. S., & Greer, D. M. (1972). *Drilled Pier Foundations*. New York: McGraw-Hill.

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