

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE QUITO**

**CARRERA:  
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:  
INGENIEROS CIVILES**

**TEMA:  
MODELACIÓN NUMÉRICA DE PILOTES SOMETIDOS A CARGA LATERAL PSEUDO-  
ESTÁTICA UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX**

**AUTORES:  
COLCHA NUQUEZ HENRY VINICIO  
MUÑOZ CORREA JUAN CARLOS**

**TUTOR:  
ALVIAR MALABET JOSÉ DOMINGO**

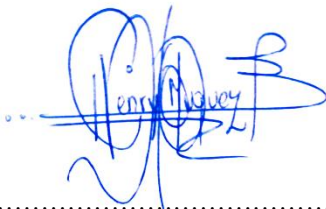
**Quito, agosto del 2021**

## CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Yo, Henry Vinicio Colcha Nuñez, con documento de identificación N° 1720147386, y Juan Carlos Muñoz Correa con C.I 1726245531 manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: MODELACIÓN NUMÉRICA DE PILOTES SOMETIDOS A CARGA LATERAL PSEUDO-ESTÁTICA UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX , mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

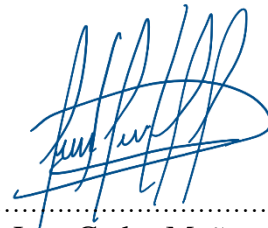
En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autor me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, agosto del 2021



.....  
Nombre: Henry Vinicio Colcha Nuñez

Cédula: 1720147386



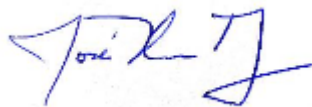
.....  
Nombre: Juan Carlos Muñoz Correa

Cédula: 1726245531

## DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo, José Domingo Alviar Malabet declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el Artículo académico: MODELACIÓN NUMÉRICA DE PILOTES SOMETIDOS A CARGA LATERAL PSEUDO-ESTÁTICA UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX, realizado por Henry Vinicio Colcha Nuñez y Juan Carlos Muñoz Correa, obteniendo un artículo que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, agosto del 2021



.....  
Atentamente  
José Domingo Alviar Malabet  
C.I: 1757837602

# MODELACIÓN NUMÉRICA DE PILOTES SOMETIDOS A CARGA LATERAL PSEUDO-ESTÁTICA UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX

## NUMERICAL MODELING OF PILES UNDER PSEUDO-STATIC LATERAL LOAD USING THE MIDAS GTS NX PROGRAM

Juan-Muñoz Correa<sup>1</sup>, Henry-Colcha Nuñez<sup>2</sup>, José-Alviar Malabet<sup>3</sup>

### Resumen

En el presente artículo académico se realizó la modelación numérica de pilotes que se encuentran sometidos a carga lateral pseudo-estática utilizando el paquete informático MIDAS GTS NX. Para el respectivo modelaje se consideró una serie de pruebas de carga obtenidas de diferentes bibliografías, donde se ocupan las propiedades de los suelos, las cuales influyen en la respuesta del pilote en términos de las curvas carga vs deformación las cuales se comparan con las obtenidos en el programa computacional.

Para el análisis se tomó en cuenta 3 tipos de suelos los cuales son: a) suelos cohesivos b) suelos no cohesivos y c) suelos mixtos (cohesivos y sin cohesión).

Para determinar las deformaciones de los pilotes en el programa se aplicó los siguientes modelos constitutivos:

- 1.) Modelo constitutivo Mohr-Coulomb
- 2.) Modelo Cam-Clay Modificado.
- 3.) Modelo Hardening Soil (small strain stiffness).

Se aplicó correlaciones para determinar los valores del módulo de elasticidad en aquellos suelos que no registran esta información, los cuales son necesarios para ingresar en cada modelo constitutivo.

**Palabras Clave:** Pilotes, Carga lateral, Modelo constitutivo Mohr Coulomb, Modelo Cam-Clay Modificado, Modelo Hardening Soil (small strain stiffness), Módulo de elasticidad.

### Abstract

In this academic paper, the numerical modeling of piles that are subjected to pseudo-static lateral load was carried out using the MIDAS GTS NX software package. For the respective modeling a series of lateral load test from different bibliographies was considered, where the properties of the soils which influence the response of the pile in terms of the load vs deformation curves, are compared with those obtained in the computer program.

For the analysis, 3 types of soils were taken into account, which are: a.) Cohesive soils, b.) Cohesionless soils, and c.) Mixed soils (cohesive and without cohesion).

To determine the deformations of the piles in the program, the following constitutive models were applied:

- 1.) Mohr-Coulomb constitutive model
- 2.) Modified Cam-Clay Model.
- 3.) Hardening Soil Model (small strain stiffness).

Correlations were applied to determine the values of the modulus of elasticity in those soils that do not register this information and which are necessary to enter in each constitutive model.

**Keywords:** Piles, Lateral Load, Mohr Coulomb constitutive model, Modified Cam-Clay Model, Hardening Soil Model (small strain stiffness), Modulus of elasticity.

<sup>1</sup> Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador

<sup>2</sup> Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador

<sup>3</sup> Docente de la carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador

Autor para correspondencia: jmunozcor@est.ups.edu.ec, hcolcha@est.ups.edu.ec

## **1. Introducción**

La cimentación profunda en base a pilotes trata de buscar estratos con mayores prestaciones en sus propiedades que puedan satisfactoriamente distribuir las cargas ocasionadas por las estructuras de gran envergadura, por tal motivo se debe predecir la capacidad de carga de la cimentación, además de evaluar asentamientos inducidos en la masa del suelo producto de la sobrecarga aplicada por la edificación. Los pilotes se emplean para resistir cargas tanto axiales como laterales aplicadas a la integridad de la cimentación. Para un adecuado desempeño de la cimentación se deben cumplir dos criterios:

- El pilote debe ser seguro para evitar la falla de la cimentación.
- La deflexión bajo cargas de trabajo debe estar dentro del límite permitido.

Para el diseño de tales pilotes, también se requiere proveer la resistencia del pilote ante acciones laterales. El comportamiento de los pilotes frente a sollicitaciones laterales se rige por la interacción entre el pilote y el suelo, propiedades del pilote, incluida la rigidez y la geometría; comportamiento de tensión-deformación del suelo, incluida la resistencia al corte, la rigidez, la densidad y la interfaz pilote-suelo juegan un papel importante en la respuesta de los pilotes sometidos a cargas tanto axiales como laterales [1].

El método para estimar la capacidad del pilote es a través de la prueba de carga lateral in situ, producto del ensayo se obtiene la curva de carga vs desplazamiento, ésta curva proporciona la deformación del suelo cuando se origine una carga lateral en el pilote.

Los parámetros necesarios para la construcción de la curva carga vs deformación son obtenidos de las pruebas de pilotes instrumentados en campo de los cuales se han implementado metodologías como: las curvas p-y, métodos de Reese, método Broms, método de ORE, método de elementos finitos, este último es el que será implementado en el presente trabajo de investigación (aplicando diferentes modelos

constitutivos elastoplástico proporcionados por el software MIDAS GTS NX).

En la tabla 1 se muestra un resumen de las 6 pruebas de carga modeladas en este estudio, indicándose la ubicación, tipo de suelo, dimensiones del pilote, material del pilote y la referencia.

Con respecto al software Midas GTS-NX es un programa de cálculo por elementos finitos orientado al análisis de diversos problemas en geotecnia mediante la realización de modelos 2D y 3D: Túneles, Muros, Cimentaciones, etc. [2]

GTS-NX posee modelos constitutivos eficaces que facilitan las tareas necesarias para la elaboración y análisis de suelos cohesivos y no cohesivos, siendo de especial interés aquellas que permiten la inclusión de elementos particulares de la geotecnia, como anclajes, interfaces, condiciones hidráulicas, etc. Su facilidad de uso y la complejidad de los modelos de estudio actuales, que requieren un alto nivel de definición en 3D y opciones de cálculo avanzados, hace de GTS NX una herramienta útil para hacer la modelación numérica [2].

## **2. Materiales y Métodos**

La investigación se centra en la modelación numérica de pilotes los cuales se encuentran sometidos a carga lateral, en base a dichas pruebas usando como principal herramienta el paquete informático Midas GTS NX se procede a realizar una comparación de los resultados obtenidos de la curva carga vs deformación del software con los derivados de pruebas de carga de pilotes cargados lateralmente realizados por diversos autores.

### **2.1. Información Recopilada**

Se recopiló información de ensayos hechos en campo y laboratorio como base para obtener las curvas carga lateral vs desplazamiento, estos contienen información de propiedades geotécnicas del suelo, ensayos de resistencia y estudios de SPT, las cuales servirán para obtener los parámetros necesarios para poder modelar el pilote en el programa Midas GTS NX.

La lista de los modelos de prueba y la descripción de cada uno se encuentran especificados en la Tabla 1 [3].

## 2.2. Información de la Exploración geotécnica

- Pruebas de carga lateral estática sobre pilotes
- Curva de carga lateral vs desplazamiento
- Ensayo SPT in situ
- Parámetros de suelos como pesos específicos, ángulo de fricción, cohesión, módulo de elasticidad, nivel freático

Se procedió a utilizar estudios de ensayos obtenidos para suelos cohesivos, no cohesivos y suelos mixtos (cohesivos y no cohesivos). Dentro de las condiciones para escoger la información se tomó en cuenta los siguientes puntos:

	Tipo de Suelo	Material del pilote	Diámetro del pilote (mm)	Longitud del pilote (m)	Referencia
Lake Austin, USA (1)	Arcilla	Acero	319	12.8	Matlock (1970)
Manor, USA (2)	Arcilla	Acero	642	15.2	Reese et al. (1975)
Salt Lake, USA (3)	Limo arenoso	Concreto	1220	17.43	Walsh (2005)
	Arcilla blanda				
	Limo arenoso				
Salt Lake, USA (4)	Limo arenoso	Acero	324	12.8	Walsh (2005)
	Arcilla blanda				
Mustang Island, USA (5)	Arena fina	Acero	610	21	Cox et al. (1974)
Arkansas River, USA (6)	Arena con Grava y limos arenosos	Acero	480.3	15	Mansur & Hunter (1970)

Tabla 1.- Ensayos de modelos de pilotes con carga lateral. Elaborado por: Los autores

Tabla 2.- Propiedades de pilotes de los estudios utilizados. Elaborado por: Los autores.

Ubicación	Material	Coefficiente de Poisson	Módulo de Young (MPa)	Espesor (mm)
Lake Austin, USA (1)	Acero	0.30	199950	12.70
Manor, USA (2)	Acero	0.30	210000	35.00
Salt Lake, USA (3)	Concreto	0.20	21000	Relleno concreto
Salt Lake, USA (4)	Acero	0.25	210000	9.25
Mustang Island, USA (5)	Acero	0.25	239830	12.70
Arkansas River, USA (6)	Acero	0.28	210000	14.79

## 2.3. Materiales del pilote

El material de los pilotes utilizados para el análisis en su mayoría es hincado de acero y uno excavado y fundido in situ de hormigón. En la Tabla 2. Se observa que varía el espesor del material para cada estudio, así como las propiedades mecánicas que posee.

## 2.4. Modelación Numérica

### 2.4.1 Modelo Mohr-Coulomb

Es un modelo elasto-plástico perfecto, que sirve para representar con una buena aproximación la mayoría de los análisis.

El comportamiento esfuerzo vs deformación es lineal en el rango elástico y se define con dos parámetros de la ley de Hook ( $E$ ,  $\nu$ ).

Existen 2 parámetros que define el criterio de falla ( $c$ ,  $\phi$ ) y un parámetro que define la ley de flujo

( $\psi$ ) que sirve para modelar el cambio de volumen debido al corte [3].

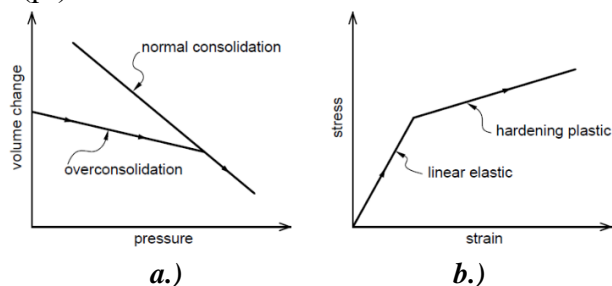
**Tabla 3.-** Parámetros del modelo Mohr-Coulomb. Elaborado por: Los Autores

Parámetro	Descripción
<b>Eu</b>	Módulo de Young no drenado (Suelos cohesivos)
<b>E'</b>	Módulo de Young drenado (Suelos no cohesivos)
<b>Cu</b>	Cohesión no drenada
<b><math>\psi</math></b>	Angulo de dilatancia
<b><math>\Phi'</math></b>	Angulo de fricción efectiva

### 2.4.2 Modelo Cam-Clay Modificado

Este es un modelo elastoplástico con endurecimiento con la deformación. El modelo emplea la teoría del estado crítico y asume que existe una relación logarítmica entre el esfuerzo efectivo principal  $p'$  (octaédrico) y la relación de vacíos.

Las curvas de compresión primaria y re-compresión son líneas rectas en el espacio  $e-\ln(p')$ .



**Figura 1.** a.) Relación de Volumen- Presión. b.) Relación esfuerzo-deformación. [4]

El modelo involucra el concepto de esfuerzo de pre-consolidación, el cual define el punto donde el comportamiento se puede simular como elástico y pasa a ser elastoplástico [4].

Los parámetros que exigen el modelo son los indicados en la Tabla 4.

Para la modelación numérica en MIDAS GTS NX este exige siete parámetros básicos de entrada, Tabla 3.

**Tabla 4.-** Parámetros del modelo Cam Clay. Elaborado por: Los autores.

Parámetro	Descripción
<b>Eu</b>	Módulo de Young drenado
<b>vu</b>	Coefficiente de Poisson efectiva
<b><math>\gamma</math></b>	Peso específico del suelo
<b>Ko</b>	Coefficiente de presión lateral en reposo
<b><math>\psi</math></b>	Angulo de dilatancia
<b><math>\kappa</math></b>	Pendiente de la curva de re-compresión
<b><math>\lambda</math></b>	Pendiente de la curva de compresión primaria (virgen)
<b>M</b>	Pendiente de la línea de estado crítico

Los parámetros principales para definir el modelo Cam-Clay se obtienen de pruebas de consolidación y triaxiales tipo CU o CD.

### 2.4.3 Modelo Hardening Soil (small strain stiffness)

El modelo Hardening Soil o de suelo con endurecimiento isotrópico por deformación es un modelo avanzado capaz de simular el comportamiento de varios tipos de suelos tanto cohesivos como granulares. [5]

A diferencia del modelo elastoplástico perfecto, la superficie de fluencia del modelo no es fija en el espacio de los esfuerzos principales, sino que puede expandirse debido a deformaciones plásticas y en función del esfuerzo de pre-consolidación. [5]

La capacidad del modelo para simular el comportamiento del suelo en situaciones de carga y descarga mediante la definición del módulo de rigidez en carga ( $E$ ) y en descarga-recarga ( $E_{ur}$ ), la incorporación de la representación del estado de deformación del suelo en situaciones de compresión unidimensional (módulo Edométrico  $E_{oed}$ ) y la consideración de la dependencia de la rigidez del suelo en función de un estado de esfuerzos específico (parámetro  $m$ ) constituyen los desarrollos más importantes del modelo de endurecimiento por deformación. [5]

De esta forma, el modelo Hardening Soil incluye dos elementos primordiales referentes a los cambios de rigidez experimentados en el suelo: el endurecimiento por fricción que presenta los suelos en estado plástico (friction hardening); y la compactación irreversible ocasionada por la aplicación de una compresión primaria (cap hardening) [5].

En estos modelos son necesarios los parámetros especificados en la Tabla 5.

Tabla 5.- Parámetros del modelo Hardening Soil.  
Elaborado por: Los autores.

Parámetro	Descripción
<b>C'</b>	Cohesión efectiva
<b><math>\Phi'</math></b>	Angulo de fricción interna drenada
<b><math>\psi</math></b>	Angulo de dilatancia
<b><math>\nu'</math></b>	Coefficiente de poisson drenado
<b>E50ref</b>	Rigidez secante referencial
<b>Eoedref</b>	Rigidez tangente para carga primaria Edométrica referencial
<b>Eurref</b>	Rigidez en descarga-recarga referencial
<b>Pref</b>	Esfuerzo de referencia
<b>Ko</b>	Coefficiente de presión lateral de tierras en reposo
<b>Konc</b>	Coefficiente de presión lateral de tierras en reposo en suelos normalmente consolidados
<b>m</b>	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos
<b>Rf</b>	Relación de falla

## 2.5. Proceso informativo para correlaciones

Se desea obtener las estimaciones de los diferentes parámetros de ensayos de laboratorio del suelo a través del ensayo SPT de las 6 pruebas de carga lateral estática sobre pilotes, y para el cálculo de los parámetros necesarios se empleó el libro 'Correlations of Soil and Rock properties in Geotechnical Engineering', de Braja M. Das.

A continuación, se describe el proceso de obtención de los parámetros para todos los modelos estudiados en el artículo.

## 2.6. Obtención de parámetros

### 2.6.1 Obtención de parámetros del Modelo de Mohr-Coulomb

#### 2.5.1.1 Parámetros de resistencia

##### A.) Angulo de fricción $\phi$

El valor de ángulo de fricción se refiere a la resistencia cortante debida a la fricción mecánica entre las partículas de suelo [6].

Los valores se pueden obtener a partir de ensayos de laboratorio o campo o utilizando correlaciones disponibles en la literatura.

##### A1.) Suelos cohesivos saturados

En el caso de los suelos cohesivos para el modelo de Mohr-Coulomb se ocupa el ángulo de fricción no drenado por lo que el valor de este en suelos cohesivos es igual a 0.

##### A2.) Suelos no cohesivos

Para el caso de suelos no cohesivos los datos del ángulo de fricción fueron suministrados en cada una de las pruebas de carga lateral analizadas.

##### B.) Cohesión (C)

Se define como la medida de fuerzas que cementan las partículas del suelo [7], la información obtenida de la cohesión se la determina mediante ensayos triaxiales o de compresión simple y del trazado de la envolvente de falla.

##### B1.) Suelos cohesivos

En el caso de los suelos cohesivos, en el modelo Mohr-Coulomb, la resistencia al corte es modelada en términos de la cohesión no drenada ( $C_u$ ).

En la Tabla 7 se presentan los valores de la cohesión no drenada suministrada en cada una de las pruebas de carga analizadas.

##### B2.) Suelos no cohesivos.

En el caso de los suelos granulares normalmente consolidados o no cohesivos el valor de cohesión asignado es igual a 0.

##### C.) Angulo de dilatancia.

El ángulo de dilatancia puede tener una influencia significativa en la modelación del comportamiento del suelo, especialmente en arenas densas y arcillas altamente sobre consolidadas. [7]



Para determinar este valor se ocupa la ecuación:

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (1)$$

Los resultados se presentan en la Tabla 7.

Cuando se tiene un valor menor a  $30^\circ$  de ángulo de fricción el valor del ángulo de dilatación es igual a 0.

### 2.5.1.2 Parámetros elásticos.

#### A.) Módulo de Young E

Para el modelo de Mohr-Coulomb en el caso de suelos no cohesivos se ocupa el valor de Módulo de Young en condiciones drenadas ( $E'$ ) y para el caso de suelos cohesivos se ocupa el valor de módulo de Young en condiciones no drenadas ( $E_u$ )

Midas GTS NX utiliza el módulo de Young como un módulo de rigidez, y debido al comportamiento no lineal que tienen los suelos, se recomienda utilizar el módulo de rigidez correspondiente a la pendiente de la recta entre el origen y el punto correspondiente a la pendiente al 50% de la resistencia máxima en lugar de usar el módulo de rigidez tangente en la parte inicial de la curva esfuerzo deformación (zona elástica). [5]

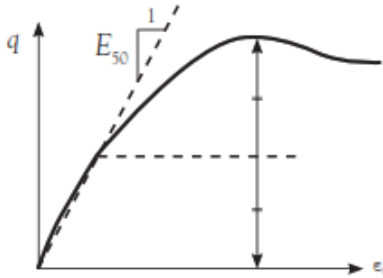


Figura 2.- Definición del módulo de rigidez secante  $E_{50}$ . [5].

En los casos en los que no se contó con los valores de módulo de Young, se procedió a obtener dichos valores mediante correlaciones con los datos procedentes del estudio de suelos realizados en cada una de las pruebas y su obtención se detalla individualmente a continuación:

#### A1) Lake Austin, USA

En esta prueba se tiene arcillas sobreconsolidadas con valores obtenidos en laboratorio de cohesión

no drenada y el de deformación al 50% ( $\epsilon_{50\%}$ ) con lo que se obtiene el valor de módulo de Young no drenada  $E_{50} = E_u$  con la siguiente ecuación [7]:

$$E_{50} = \frac{C_u}{\epsilon_{50\%}} \quad (2).$$

#### A2) Manor, USA

De la misma forma que en el enunciado A1 para estas arcillas sobreconsolidadas se obtiene el valor de módulo de Young no drenado con la ecuación (2) al tener igualmente datos de  $C_u$  y  $\epsilon_{50\%}$ .

#### A3) Salt Lake, USA

En Salt Lake se cuenta con dos pruebas de carga lateral en pilotes, una conformada de un pilote de concreto con diámetro 1200 mm y la otra con un pilote de acero de diámetro 324 mm con un espesor de 9.5 mm. El perfil geotécnico es común para ambas pruebas, se tiene un suelo combinado conformado de una capa de arena limosa (suelo no cohesivo), y capas de arcilla blanda (suelo cohesivo) y para obtener los módulos de Young se utilizó las siguientes correlaciones [8]:

##### A3.1.) Suelos no cohesivos

$$E = 300 * (N_{55} + 6) [Kpa] \quad (3)$$

En los datos que se obtuvo en este lugar tenemos los valores de NSPT y para obtener los valores de  $N_{55}$  que nos pide la ecuación (3) se obtiene con la expresión [7]:

$$N_{55} = E_r * \frac{N_{SPT}}{55} \quad (4)$$

Donde:

$E_r$ : Energía del martillo al 60%

##### A3.2.) Suelos cohesivos

Se ocupa la ecuación (2) ya que se tiene como datos valores de  $C_u$  y  $\epsilon_{50\%}$ .

#### A4) Mustang Island, USA

Se tiene como dato el valor de  $N_{60}$  y se puede aplicar la correlación expresada por Bowless (1996) para arenas [8].

$$E' = [5 * (N_{55} + 6)] * 98.1 [Kpa] \quad (5)$$

#### A5) Arkansas River, USA

Para esta prueba que está conformado de suelos no cohesivos se dispone de los valores del módulo de Young drenado.

## B.) Coeficiente de Presión lateral de tierras Ko en reposo

Se ocupa un valor del coeficiente Ko tomando en cuenta si este se encuentra en estado normalmente consolidado o sobreconsolidado.

### B1.) Suelos normalmente consolidados:

Jaky (1948) simplificó la siguiente expresión para el caso de suelos normalmente consolidados [7].

$$K_{onc} = 1 - \text{sen}(\Phi') \quad (5)$$

### B2.) Suelos sobreconsolidados:

Mayne y Kulhawy (1982) sugirieron para el caso de suelos con sobre consolidación la siguiente expresión: [6].

$$K_{oc} = [1 - \text{sin}(\Phi')] * OCR^{\text{sin}\Phi'} \quad (7)$$

## C.) Relación de Poisson v

Es un parámetro que puede ser evaluado mediante la realización de ensayos triaxiales, midiendo la deformación axial y lateral del suelo.

### C1.) Suelos cohesivos

#### Relación de Poisson no drenada $v_u$ .

Este valor nos da como dato en todas las pruebas en condiciones no drenadas.

#### Relación de Poisson drenada $v'$ .

Se tomó un valor referencial entre 0.30-0.32 que es el valor de poisson drenado en suelos cohesivos [7].

### C2.) Suelos no cohesivos

#### Relación de Poisson drenada $v'$ .

En todos los suelos no cohesivos se ocupa el valor de poisson en condiciones drenadas.

Estos valores fueron obtenidos mediante correlaciones donde se procedió primeramente a obtener el valor de Ko con la ecuación (5) ya que se dispone de los valores de ángulo de fricción. Posteriormente se calcula el coeficiente de poisson mediante la siguiente ecuación [6]:

$$v' = \frac{k_0}{1+k_0} \quad (8)$$

## 2.6.2 Obtención de parámetros del Modelo Cam-Clay Modificado.

Este modelo es aplicado únicamente para suelos cohesivos por lo que las pruebas que son

aplicables directamente a este modelo son las de Lake Austin y Manor. En el caso de las pruebas de Salt Lake que contienen suelos mixtos se procede a realizar una combinación entre el modelo de Mohr Coulomb para suelos no cohesivos y Cam Clay para los cohesivos al realizar la modelación numérica en Midas GTS NX.

La obtención de los parámetros de este modelo se detalla a continuación.

### 2.6.2.2 Parámetros elásticos.

#### A.) Modulo de Young $E'$

Para este modelo es necesario tener los valores de módulo de Young en condiciones drenadas por lo que para convertir de drenado a no drenado se aplica la siguiente expresión [6]:

$$E' = \frac{Eu*(1+v')}{1+vu} \quad (9)$$

### 2.6.1.1 Parámetros de resistencia

#### A.) Pendiente de la curva de compresión primaria (virgen) $\lambda$ .

Este parámetro se puede determinar con la ecuación (10) y sus términos se pueden obtener de la curva de compresibilidad de un ensayo de consolidación unidimensional de ciclos carga-descarga [7]. Los valores de los estudios se presentan en la Tabla 8. y el valor se obtiene de la siguiente expresión [8]:

$$\lambda = \frac{c_c}{2.303} \quad (10)$$

Donde:

$C_c$  = Índice de compresión primaria.

En el caso de no contar con el ensayo de consolidación de las pruebas de carga se utilizó la ecuación sugerida por Koppula (1986) [8]

$$c_c = 0.0093 * W_N \quad (11)$$

Donde:

$W_N$ : Humedad Natural.

La expresión de Koppula (1986) necesita del contenido de humedad, el cual contamos en todas las pruebas donde se aplica el modelo de Cam Clay.

#### B.) Pendiente de la curva de re-compresión $\kappa$

Este parámetro se puede determinar con la ecuación (12) y sus términos se pueden obtener de la curva de compresibilidad de un ensayo de

consolidación unidimensional de ciclos carga-descarga [9]. Los valores de los estudios se presentan en la Tabla 8. y el valor se obtiene de la siguiente expresión:

$$\kappa = \frac{C_s}{2.303} \quad (12)$$

Donde:

$C_s$  = Índice de re-compresión.

El valor de  $C_s$  se obtiene de la expresión de Nakase (1988) [8].

$$C_s = 0.00194 * (IP - 4.6) \quad (13)$$

En ninguna de las pruebas de los modelos estudiados se cuenta con el valor de índice de plasticidad, el cual es necesario para obtener el valor del índice de re-compresión, pero es factible obtenerlo mediante la ecuación de Nakase (1988) en el que involucra el índice de compresión primaria y el índice de plasticidad (13) [8].

$$IP = \frac{Cc - 0.046}{0.0104} \quad (14)$$

### C.) Pendiente de la línea del estado crítico M

Consiste en utilizar la ecuación (15) para la obtención del parámetro M [8]. Los valores asignados a los distintos estudios se presentan en la Tabla 8. y se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (15)$$

Donde:

$\phi'$ : Angulo de fricción efectiva.

Para los suelos no cohesivos ya teníamos como datos los valores de ángulo de fricción.

En el caso de los suelos cohesivos se obtuvieron a través de la siguiente ecuación [5]:

$$\Phi' = 45 - (14 * \log(IP)) \quad (16)$$

Considerando la limitante según la referencia [6] de que el IP debe estar en el rango de  $4 < IP < 50$  para poder aplicar la ecuación (16).

Los valores del ángulo de fricción efectivos de los casos estudiados se presentan en la Tabla 7.

### D.) Relación de vacíos inicial $e_0$

#### D1.) Suelos cohesivos

Se puede determinar el valor de  $e_0$  con la relación expresada por Al-Khafaji y Andersland (1992)

donde involucra el índice de compresión primaria y el límite líquido [6].

$$e_0 = \frac{Cc + 0.156 - 0.00058LL}{0.411} \quad (17)$$

Donde:

Cc: Índice de compresión primaria.

LL: Límite líquido.

El Límite líquido es un valor que se puede obtener mediante la correlación propuesta por Terzagui & Peck que involucra el valor de Cc. [8]

$$LL = \frac{Cc + 0.09}{0.009} \quad (18)$$

#### D2.) Suelos no cohesivos.

Se toma como la relación de vacíos en condición inicial de la probeta de ensayo. En este estudio se obtuvo mediante correlaciones, y los valores se identifican en la Tabla 7.

$$e_0 = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \quad (19)$$

Donde:

$\gamma_s$ : Peso unitario natural del suelo.

$\gamma_d$ : Peso unitario seco.

$\gamma_w$ : Peso unitario del agua.

### 2.6.3 Obtención de parámetros del Modelo de Hardening Soil.

#### 2.6.3.1 Parámetros de resistencia

Los parámetros de endurecimiento que se toman en cuenta son los mismo que se exponen en el apartado 2.5.1.1.

El único cambio es que al tratarse de suelos cohesivos se estimó la cohesión efectiva a través de la siguiente ecuación (Braja Das) la cual será ocupada en el modelo de Hardening Soil y es la siguiente [6]:

$C' = 0$  (20) Arcillas Normalmente consolidadas.

$C' = 0.1 * C_u$  (21) Arcillas Sobre consolidadas.

Cu: cohesión no drenada.

C': cohesión drenada.

El valor de cohesión no drenada se encontraba disponible en cada una de las pruebas de carga lateral estudiadas.

#### 2.6.3.2 Parámetros de rigidez

##### A.) Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos (m)

La dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos es una característica básica del modelo

de Hardening Soil [5]. En Midas GTS NX este parámetro adimensional se toma como un valor de 0.5 para suelos duros y 1.0 para suelos blandos [12].

### B.) Módulo Edométrico de referencia (Eodref)

Este valor por lo general se lo obtiene del ensayo de consolidación unidimensional. En caso de no contar con el ensayo de consolidación se puede calcular de la siguiente manera:

Primero se determina el valor de Eod mediante la siguiente ecuación [6]:

$$Eod = \frac{(1-\nu')*E'}{(1-(2*\nu'))*(1+\nu')} \quad (20)$$

Donde:

$\nu'$ : Coeficiente de poisson.

$E'$ : Modulo de Young efectivo

Eod: Modulo Edométrico inicial.

Segundo se calcula el esfuerzo promedio  $\bar{\sigma}$ . Para este esfuerzo vertical efectivo se debe incluir el nivel freático de la prueba de carga en caso de existir [13].

$$\bar{\sigma}' = \frac{\sigma'*(1+2K_0)}{3} \quad (21)$$

Donde:

$\sigma'$ : Esfuerzo vertical efectivo.

Para poder calcular el Eodref se usó la siguiente ecuación [13]:

$$E_{ode}^{ref} = \frac{E_{ode}}{\sqrt{\frac{\sigma'}{p^{ref}}}} \quad (22)$$

Donde:

$\bar{\sigma}'$ : Esfuerzo efectivo promedio.

$p^{ref}$ : Presión atmosférica referencial (100 KPa).

### C.) Módulo de Young (E50edref).

E50ref es un módulo de rigidez de referencia correspondiente a la tensión de referencia la cual puede ser determinada con la siguiente expresión [13]:

$$E_{oedref} = E50ref \quad (23)$$

### D.) Rigidez en descarga-recarga

Por lo general este parámetro hace referencia a la rigidez que tiene un suelo cuando este es sometido a carga y descarga [5], este en general corresponde a tres veces el modelo secante de referencia [13].

$$E50ref = 3 * E50ref \quad (24)$$

Todos los parámetros del modelo de Hardening Soil de las pruebas analizadas están indicados en la Tabla 11.

## 2.7. Parámetros estadísticos

Para determinar cuál es el modelo que arroja mejores resultados se lo realiza mediante la comparación de parámetros estadísticos entre los distintos modelos constitutivos utilizados en el presente estudio:

- **Relación entre el desplazamiento lateral del pilote normalizado por el diámetro del pilote ( $d/D*100\%$ )**, que indica la desviación del desplazamiento lateral en la cabeza del pilote con respecto a su diámetro entre las pruebas de carga y el programa en términos porcentuales.

- **Diferencia promedio de desplazamientos ( $\Delta$ )**, En este se toma un promedio de los valores absolutos de la deformación generada en la cabeza del pilote en cada incremento de carga de las pruebas con respecto a las del software.

- **Desviación estándar  $\sigma$  de desplazamientos laterales**, se utiliza este parámetro para establecer un valor de referencia y estimar la variación general de los datos obtenidos entre las pruebas de carga y el Midas GTS NX en términos de desplazamientos. En el artículo el valor de referencia sería el de la diferencia de deformaciones en valores absolutos entre pruebas de carga y el software. Una desviación estándar baja indica que la mayor parte de los datos obtenidos tienden a estar agrupados cerca de su media (también denominada el valor esperado), mientras que una desviación estándar alta indica que los datos se extienden sobre un rango de valores más amplio. [14]

Los resultados experimentales de cada prueba se compararon con las modelaciones numéricas realizada en el software Midas GTS NX.

- **Regresión lineal ( $R^2$ )**, se obtiene al comparar los desplazamientos obtenidos de las pruebas de carga y el derivado de la simulación numérica haciendo un ajuste por mínimos cuadrados. [14]

## 2.8. Simulación Numérica

Para la simulación numérica se usó el software Midas GTS NX 2019 (v1.2), que es un programa computacional de elementos finitos que simula problemas geotécnicos tales como deformación y estabilidad.

### 2.8.1 Configuración del modelo

Para la modelación de la geometría de los estratos del suelo y del pilote se impuso ciertas condiciones a fin de producir un mallado fino en los alrededores del pilote el cual iba creciendo en la medida en que se alcanzaban las fronteras del modelo, Figura 3.

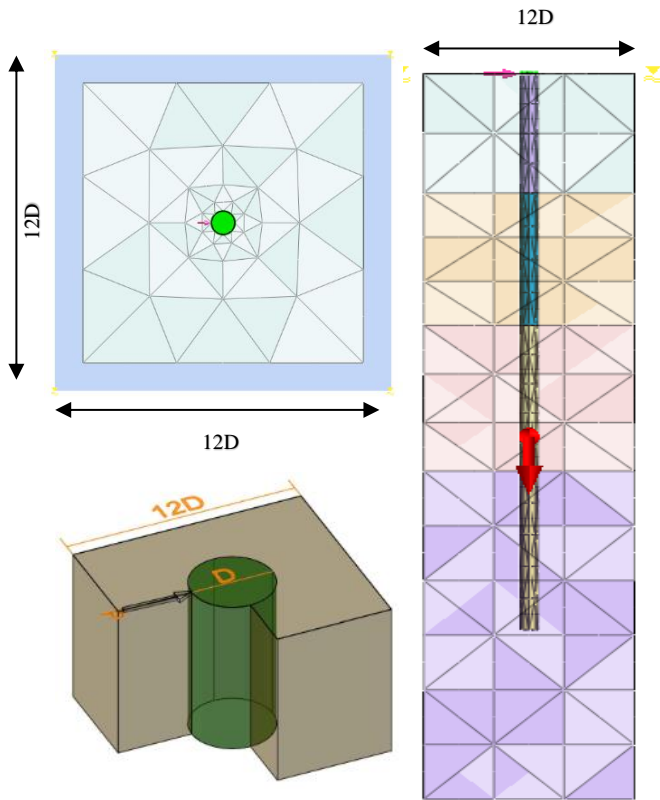


Figura 3.- Dimensionamiento geométrico de los pilotes de las pruebas de carga lateral. Elaborado por: Los autores.

### 2.8.2.-Mallado del modelo

Se genera el mallado 3D del modelo en el software Midas GTS NX en base a la geometría generada y con ayuda de la herramienta Auto-Solid, se selecciona el elemento y se procede a escoger tamaño del mallado, se escogió el valor sugerido que genera automáticamente el software indicado en la Figura 4.

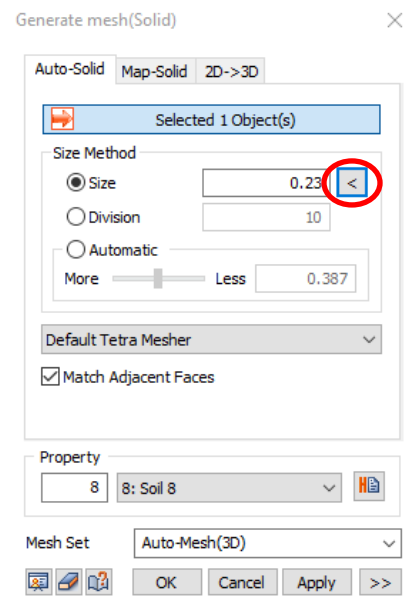


Figura 4.- Selección del tamaño de mallado para la simulación numérica. Elaborado por: Los autores.

### 2.8.3.- Interfaz Pilote-Suelo

#### 2.8.2.1 Factor de Reducción R

##### 2.8.2.1.1 Factor de reducción en suelos cohesivos.

Para calcular el factor de reducción por adherencia entre suelos cohesivos y el pilote se utilizó la ecuación propuesta por la API [15]:

$$R = 0.5\psi^{-0.5} \quad \text{cuando } \psi \leq 1.0 \quad (25)$$

$$R = 0.5\psi^{-0.25} \quad \text{cuando } \psi > 1.0 \quad (26)$$

Con la restricción que,  $R \leq 1.0$

$$\psi = Cu / \sigma' \quad (27)$$

$Cu$  = Cohesión no drenada

$\sigma'$  = Esfuerzo efectivo (Kpa).

Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 10.

### 2.8.2.1.2 Factor de reducción en suelos no cohesivos.

En el caso de los suelos granulares se ha considerado en pilotes tubulares hincados que el factor de reducción es de 1 atendiendo a la recomendación indicada en la referencia [15] y en los pilotes excavados y fundido in situ se asignó un valor de 0.5.

Los valores se verán reflejados en la Tabla 9. [15] y en la figura 5 refleja donde se ingresa este parámetro estructural de la interfase suelo-pilote.

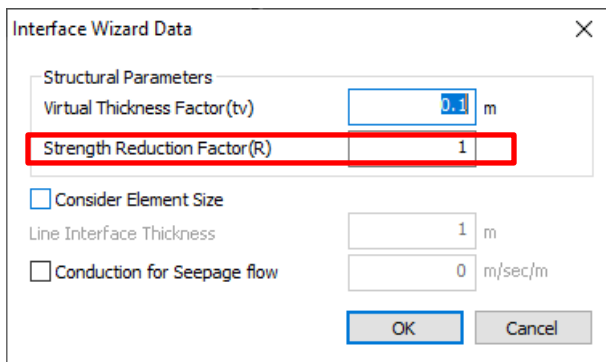


Figura 5.-Asignación del valor de factor de reducción (R) para la interfase suelo-pilote. Elaborado por: Los autores.

### 2.8.4.- Condiciones de borde

En las condiciones de borde se producen restricciones laterales horizontales y restricciones totales en la parte inferior del modelo de suelo las cuales se generan automáticamente con la herramienta Constraint en la pestaña Auto como indica la figura 6.

### 2.8.5.- Aplicación de Cargas

En este estudio se simula la aplicación de la carga de forma horizontal en la cabeza del pilote, como indica en la figura 7 y los valores de la fuerza aplicada en la cabeza del pilote van indicadas en la tabla 7. Con la herramienta Force se ingresa el valor en la componente X

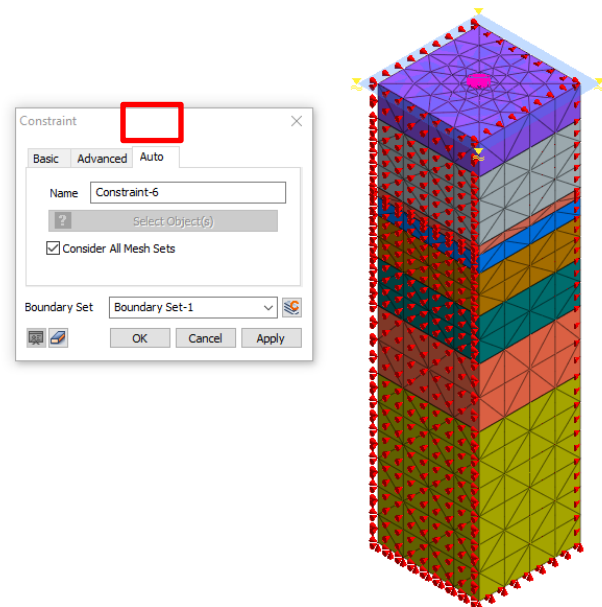


Figura 6.-Asignación de las condiciones de borde del modelo. Elaborado por: Los autores.

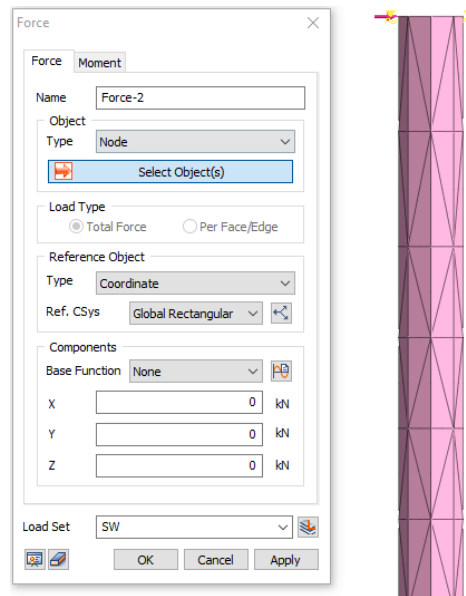


Figura 7.-Asignación de fuerza lateral en el pilote. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 8.-** Parámetros del Modelo de Mohr- Coulomb de los estudios analizados. Elaborado por: Los autores.

Ubicación	Tipo de Suelo	Espesor (m)	Eu (Kpa)	vu	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	Cu (Kpa)	Ko	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
<b>Lake Austin, USA</b>	Arcilla	1.14	2683	0.47	19.81	32.20	1.76	0	0
	Arcilla	2.25	3525		19.81	42.30	1.10	0	0
	Arcilla	0.31	1458		19.81	17.50	0.87	0	0
	Arcilla	0.6	2508		19.81	30.10	0.82	0	0
	Arcilla	1.39	1950		19.81	23.40	0.75	0	0
	Arcilla	1.56	4317		19.81	51.80	0.69	0	0
	Arcilla	2.22	2483		19.81	29.80	0.60	0	0
<b>Manor, USA</b>	Arcilla	5.53	2717	19.81	32.60	0.50	0	0	
	Arcilla	0.9	10000	0.49	18.1	70.00	1.23	0	0
	Arcilla	0.62	32600		19.4	163.00	1.23	0	0
	Arcilla	2.59	83250		20.3	333.00	1.23	0	0
	Arcilla	2.44	83250		20.3	333.00	1.23	0	0
	Arcilla	2.59	275000		20.8	1100.00	1.23	0	0
Arcilla	10.86	275000	20.8		1100.00	1.23	0	0	
<b>Salt Lake, USA</b>	Limo Arenoso	2.74	8345*	0.26	20.8	0.00	0.36	40	10
	Arcilla Blanda	3.04	4100	0.49	19.0	41.00	1.00	0	0
	Arcilla Blanda	3.35	5000	0.49	19.0	50.00	1.00	0	0
	Arcilla Blanda	3.65	4000	0.49	19.0	40.00	1.00	0	0
	Limo Arenoso	4.72	7102*	0.28	18.2	0	0.38	38	8
<b>Mustang Island, USA</b>	Arena Fina	21.00	28439*	0.27	20.2	0.00	0.37	39	9
<b>Arkansas River</b>	Arena con grava	0.61	15000*	0.15	20.0	0	0.29	45	15
	Arena con grava	1.79	15000*	0.17	20.0	0	0.33	42	12
	Arena con grava	1.6	22500*	0.17	20.0	0	0.33	42	12
	Arena con grava	0.6	19500*	0.17	20.0	0	0.34	41	11
	Arena con grava	0.9	27000*	0.17	20.0	0	0.33	42	12
	Limo Arenoso	1.5	28500*	0.17	20.0	0	0.33	42	12
	Limo Arenoso	1.5	19500*	0.18	20.0	0	0.36	40	10
	Limo Arenoso	1.5	30000*	0.17	20.0	0	0.34	41	11
	Limo Arenoso	1.6	30000*	0.18	20.0	0	0.36	40	10
	Limo Arenoso	8.4	30000*	0.21	20.0	0	0.41	36	6

\* Valores de E son valores efectivos, condiciones drenadas

**Tabla 7.-** Valores de Fuerza en la cabeza del pilote Elaborado por: Los autores.

Ubicación	Fuerza (KN)
<b>Lake Austin, USA</b>	106.76
<b>Manor, USA</b>	600.00
<b>Salt Lake, USA (Pilote de concreto)</b>	1150.00
<b>Salt Lake, USA (Pilote hincados de acero)</b>	200.00
<b>Mustang Island, USA</b>	396.00
<b>Arkansas River, USA</b>	250.00

**Tabla 9.-** Parámetros del Modelo de Cam-Clay Modificado de los estudios analizados. Elaborado por: Los autores.

Ubicación	E'(Kpa)	v'	ysat (KN/m <sup>3</sup> )	C' (Kpa)	Konc	φ' (°)	ψ (°)	eo	λ	κ	M
<b>Lake Austin, USA</b>	2373	0.30	19.81	0	0.57	25	0	1.07	0.135	0.020	1.00
	3117	0.30	19.81	0	0.57	25	0	1.07	0.135	0.020	1.00
	1290	0.30	19.81	0	0.62	23	0	1.43	0.202	0.033	0.88
	2218	0.30	19.81	0	0.62	23	0	1.42	0.200	0.033	0.88
	1724	0.30	19.81	0	0.61	23	0	1.39	0.195	0.032	0.89
	3817	0.30	19.81	0	0.61	23	0	1.34	0.186	0.030	0.90
	2196	0.30	19.81	0	0.63	22	0	1.52	0.220	0.037	0.85
	2402	0.30	19.81	0	0.63	22	0	1.54	0.224	0.037	0.85
<b>Manor, USA</b>	8859	0.32	18.1	7.00	0.58	25	0	1.15	0.149	0.020	0.97
	28881	0.32	19.4	16.30	0.55	27	0	0.94	0.109	0.013	1.06
	73752	0.32	20.3	33.30	0.52	28	0	0.83	0.089	0.009	1.13
	73752	0.32	20.3	33.30	0.52	28	0	0.83	0.089	0.009	1.13
	243624	0.32	20.8	110.00	0.51	30	0	0.77	0.077	0.007	1.18
	243624	0.32	20.8	110.00	0.51	30	0	0.77	0.077	0.007	1.18
<b>Salt Lake, USA</b>	8345	0.26	20.8	0	0.36	40	10	1.17	X		
	3577	0.30	19.0	4.10	0.56	26	0	0.99	0.115	0.022	1.000
	4362	0.30	19.0	5.00	0.57	25	0	1.03	0.121	0.023	1.000
	3490	0.30	19.0	4.00	0.56	26	0	1.00	0.117	0.023	1.000
	7102	0.28	18.2	0	0.38	38	8	1.00	X		

X: Es un suelo sin cohesión que al aplicar en el software se utilizó el modelo de Mohr-Coulomb en ese estrato.

**Nota:** Las pruebas de Mustang y Arkansas no entran en el Modelo de Cam-Clay ya que este usa parámetros que únicamente tienen los suelos cohesivos.

**Tabla 10.-** Valores de factor de reducción para la interfaz suelo-pilote. Elaborado por: Los autores.

Ubicación	R
<b>Lake Austin, USA</b>	0.7
<b>Manor, USA</b>	0.4
<b>Salt Lake, USA (Pilote de concreto)</b>	1.0
<b>Salt Lake, USA (Pilote hincados de acero)</b>	0.8
<b>Mustang Island, USA</b>	1.0
<b>Arkansas River, USA</b>	1.0



Tabla 11.- Parámetros del Modelo Hardening Soil de los estudios analizados. Elaborado por: Los autores.

Ubicación	E50ref (Kpa)	Eoedref (Kpa)	Eurref (Kpa)	C' (Kpa)	v'	Pref (Kpa)	$\phi'$ (°)	$\psi$ (°)	Konc	Rf	m
Lake Austin, USA	11188	11188	33565	3.22	0.3		25	0	0.57		
	8523	8523	25569	4.23	0.3		25	0	0.57		
	3307	3307	9922	1.75	0.3		23	0	0.62		
	5279	5279	15838	3.01	0.3	100.00	23	0	0.62	0.90	1.00
	3573	3573	10718	2.34	0.3		23	0	0.61		
	7022	7022	21067	5.18	0.3		23	0	0.61		
	3506	3506	10518	2.98	0.3		22	0	0.63		
	3045	3045	9135	3.26	0.3		22	0	0.63		
Manor, USA	54601	54601	163803	7.00	0.32		25	0	0.58		1.00
	88992	88992	266977	16.30	0.32		27	0	0.55		0.50
	135488	135488	406464	33.30	0.32	100.00	28	0	0.52	0.900	0.50
	90800	90800	272400	33.30	0.32		28	0	0.52		0.50
	223559	223559	670678	110.00	0.32		30	0	0.51		0.50
	164213	164213	492640	110.00	0.32		30	0	0.51		0.50
Salt Lake, USA	23783	23783	71348	0	0.26		40	10	0.36		1.00
	7357	7357	22071	4.1	0.30	100.00	26	0	0.56	0.90	0.50
	7269	7269	21808	5.00	0.30		25	0	0.57		0.50
	4999	4999	14998	4.00	0.30		26	0	0.56		0.50
	6373	6373	19118	0			38	8	0.38		1.00
Mustang Island, USA	31620	31620	94860	0	0.27	100.00	39	9	0.37	0.90	0.50
Arkansas River	68106	68106	204317	0	0.15		45	15	0.29		0.50
	34812	34812	104436	0	0.17		42	12	0.33		0.50
	40447	40447	121341	0	0.17		42	12	0.33		0.50
	32888	32888	98663	0	0.17		41	11	0.34		0.50
	41392	41392	124175	0	0.17	100.00	42	12	0.33	0.90	0.50
	38728	38728	116183	0	0.17		42	12	0.33		0.50
	24360	24360	73079	0	0.18		40	10	0.36		0.50
	34315	34315	102946	0	0.17		41	11	0.34		0.50
	32080	32080	96241	0	0.18		40	10	0.36		0.50
	25324	25324	75973	0	0.21		36	6	0.41		0.50

### 3. Resultados y discusión

#### 3.1. Suelos cohesivos

Se logró identificar que para la prueba P1 (ver Figura 5) que el modelo Cam Clay fue la que mejor se ajustó al estudio, obteniendo que la relación promedio de la deflexión y el diámetro ( $d/D*100\%$ ) alcanzó un valor de 1.59 %, una diferencia promedio de los valores de desplazamiento lateral en la cabeza del pilote del estudio con el programa de  $\Delta = 5.22$  mm y una desviación estándar de  $\sigma = 2.14$  mm.

En la prueba P2 (ver Figura 6) el modelo que mejor se ajustó fue el de Hardening Soil al arrojar una diferencia en relación a la deflexión y el

diámetro ( $d/D*100\%$ ) de 0.49%, una diferencia promedio de desplazamiento del estudio con el programa de  $\Delta = 3.13$  mm y una desviación estándar de  $\sigma = 2.63$  mm. En este caso se ajustó mejor la prueba de Hardening Soil al tener datos más precisos de los parámetros requeridos en este modelo ya que para el E50ref, Eoedref y Eurref se utilizaron mediciones cuyos valores ingresados son obtenidos en laboratorio lo que lo hace más preciso, mientras que para obtener los parámetros que se necesitan en el modelo de Cam Clay como son  $\lambda, \kappa$  se las obtiene por correlaciones donde son necesarios los límites de Atterberg cuyos valores no disponemos y por lo

que se procedió a obtenerlos igualmente por correlaciones haciendo tener menos exactitud en los resultados a diferencia del modelo de Hardening Soil.

En la tabla 12 y tabla 13 se observa el resumen de resultados obtenidos para el caso de suelos cohesivos.

**Tabla 12.-** Resumen de deformaciones (d) en la cabeza del pilote de las pruebas con Midas GTS NX en suelos cohesivos. Elaborado por: Los autores.

Prueba	Prueba in situ (mm)	MC- (mm)	CC* (mm)	HS+ (mm)
P1	55.45	24.96	<b>59.05</b>	67.79
P2	22.6	9.75	65.86	<b>14.80</b>

\*Modelo Cam Clay + Modelo Hardening Soil – Mohr Coulomb, P1 (Lake Austin), P2 (Manor)

**Tabla 13.-** Resumen de parámetros estadísticos de las pruebas con Midas GTS NX en suelos cohesivos. Elaborado por: Los autores.

Prueba	Parámetro estadístico	MC-	CC*	HS+
P1	d/D*100%	3.21	<b>1.59</b>	2.43
	$\Delta$ (mm)	10.24	<b>5.22</b>	7.76
	$\sigma$ (mm)	10.88	<b>2.14</b>	3.81
P2	d/D*100%	0.71	3.53	<b>0.49</b>
	$\Delta$ (mm)	3.29	18.31	<b>3.13</b>
	$\sigma$ (mm)	4.43	13.85	<b>2.63</b>

\*Modelo Cam Clay + Modelo Hardening Soil – Mohr Coulomb, P1 (Lake Austin), P2 (Manor)

### 3.2. Suelos mixtos

Para el caso de suelos conformados por suelos cohesivos y no cohesivos para la prueba P3 (ver Figura 7) el modelo de Hardening Soil fue la que mejor se ajustó al estudio, obteniendo la relación promedio de la deflexión al diámetro del pilote (d/D\*100%) de 0.26 %, una diferencia promedio de desplazamiento lateral en la cabeza del pilote del estudio con el programa de  $\Delta=3.20$  mm y una desviación estándar de  $\sigma=3.64$  mm.

En la prueba P4 (ver Figura 8) el modelo que mejor se ajustó fue el de Hardening Soil al arrojar una diferencia en relación a la deflexión y el diámetro (d/D\*100%) de 0.49 %, una diferencia promedio de desplazamiento del estudio con el

programa de  $\Delta=6.82$  mm y una desviación estándar de  $\sigma=3.28$  mm.

En la tabla 14 y tabla 15 se observa el resumen de resultados obtenidos para el caso de suelos mixtos

**Tabla 14.-** Resumen de deformaciones (d) en la cabeza del pilote de las pruebas con Midas GTS NX en suelos mixtos. Elaborado por: Los autores.

Prueba	Prueba in situ (mm)	MC- (mm)	CC* (mm)	HS+ (mm)
P3	44.00	45.48	<b>35.07</b>	30.72
P4	88.5	87.26	87.42	<b>79.75</b>

\*Modelo Cam Clay + Modelo Hardening Soil – Mohr Coulomb, P3 (Salt Lake), P4 (Salt Lake)

**Tabla 15.-** Resumen de parámetros estadísticos de las pruebas con en el Midas GTS NX de suelos mixtos. Elaborado por: Los autores.

Prueba	Parámetro estadístico	MC-	CC*	HS+
P3	d/D*100%	0.61	0.35	<b>0.26</b>
	$\Delta$ (mm)	7.49	3.78	<b>3.20</b>
	$\sigma$ (mm)	4.10	<b>2.64</b>	3.64
P4	d/D*100%	0.71	3.53	<b>0.49</b>
	$\Delta$ (mm)	7.68	7.52	<b>6.82</b>
	$\sigma$ (mm)	4.83	4.76	<b>3.28</b>

\*Modelo Cam Clay + Modelo Hardening Soil – Mohr Coulomb, P3 (Salt Lake), P4 (Salt Lake)

### 3.3. Suelos no cohesivos

Para el caso de suelos conformados por suelos no cohesivos para la prueba P5 (ver Figura 9) el modelo de Hardening Soil fue la que mejor se ajustó al estudio, obteniendo la relación promedio de la deflexión al diámetro del pilote (d/D\*100%) de 0.51%, una diferencia promedio de desplazamiento lateral en la cabeza del pilote del estudio con el programa de  $\Delta=3.14$  mm y una desviación estándar de  $\sigma=1.40$  mm.

En la prueba P6 (ver Figura 10) el modelo que mejor se ajustó fue el de Mohr Coulomb al arrojar una diferencia en relación a la deflexión y el diámetro (d/D\*100%) de 2.28 %, una diferencia promedio de desplazamiento del estudio con el programa de  $\Delta=9.27$  mm y una desviación estándar de  $\sigma=6.01$  mm.

En la tabla 16 y tabla 17 se observa el resumen de resultados obtenidos para suelos no cohesivos.

**Tabla 16.-** Resumen de deformaciones (d) en la cabeza del pilote de las pruebas con Midas GTS NX en suelos no cohesivos. Elaborado por: Los autores.

Prueba	Prueba in situ (mm)	MC- (mm)	HS+ (mm)
<b>P5</b>	55.30	40.52	<b>56.84</b>
<b>P6</b>	20.40	<b>38.16</b>	39.60

+ Modelo Hardening Soil – Mohr Coulomb, P5 (Mustang Island), P6 (Arkansas River)

**Tabla 17.-** Resumen de parámetros estadísticos de las pruebas con en el Midas GTS NX de suelos no cohesivos. Elaborado por: Los autores.

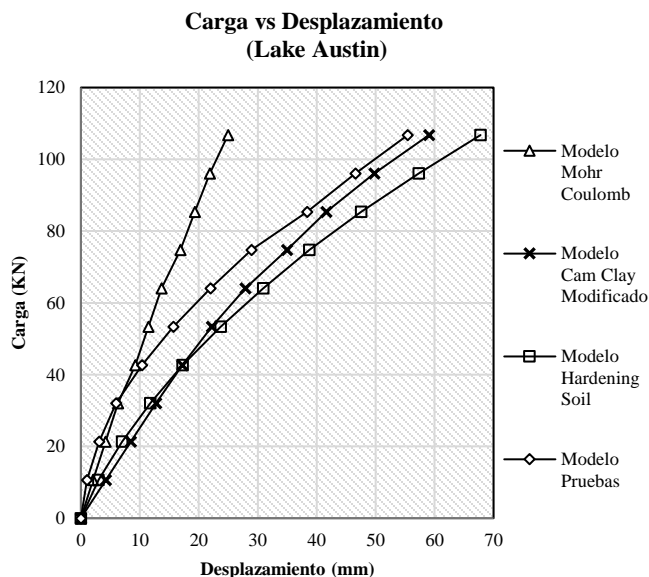
Prueba	Parámetro estadístico	MC-	HS+
<b>P5</b>	d/D*100%	0.96	<b>0.51</b>
	$\Delta$ (mm)	5.90	<b>3.14</b>
	$\bar{\sigma}$ (mm)	5.37	<b>1.40</b>
<b>P6</b>	d/D*100%	<b>2.28</b>	2.28
	$\Delta$ (mm)	<b>9.27</b>	10.36
	$\bar{\sigma}$ (mm)	<b>6.01</b>	6.56

+ Modelo Hardening Soil – Mohr Coulomb, P5 (Mustang Island), P6 (Arkansas River)

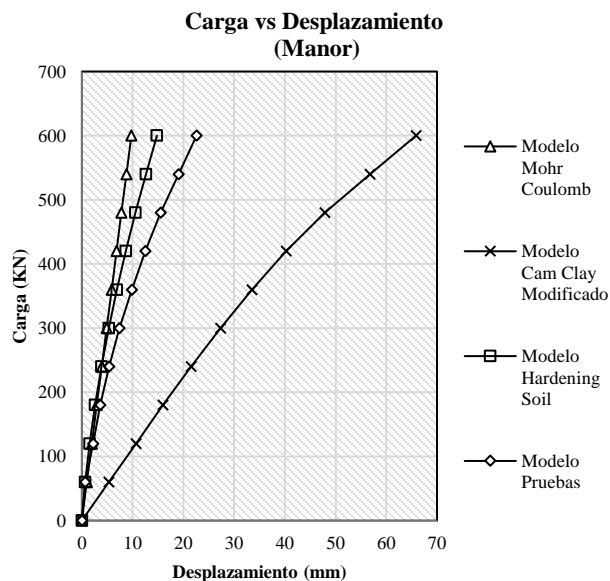
En el modelo de la prueba P6 se destaca que el perfil geotécnico es un suelo granular y se contaba con valores de ángulo de fricción y módulo de Young, sin embargo, las curvas de carga vs. desplazamiento derivados de los modelos Mohr Coulomb y Hardening Soil se alejan de la data obtenida de la prueba de carga.

Dicha diferencia se atribuye a que los valores de módulo de elasticidad asignado a los suelos granulares presentan valores relativamente bajos, si se compara con suelos que poseen un ángulo de fricción del orden de 42°.

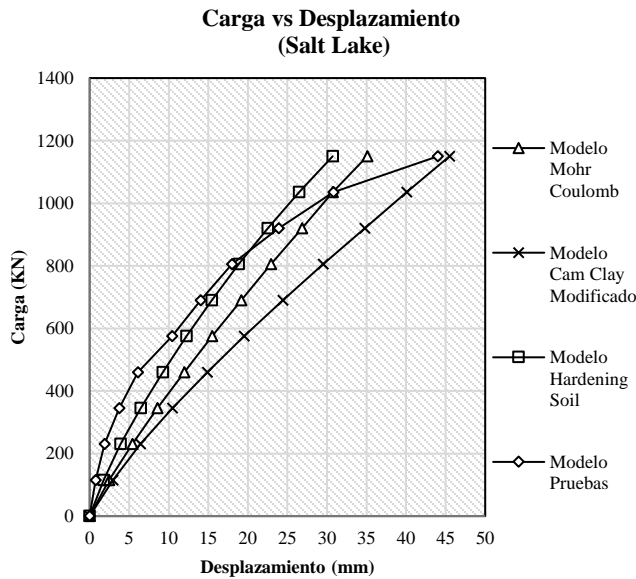
Según los valores estimados de módulo de Young deberían ser más altos por lo que la curva del modelamiento podría acercarse a la de la prueba de carga, pero como se tenía como dato se respetaron los valores indicados en la prueba de carga.



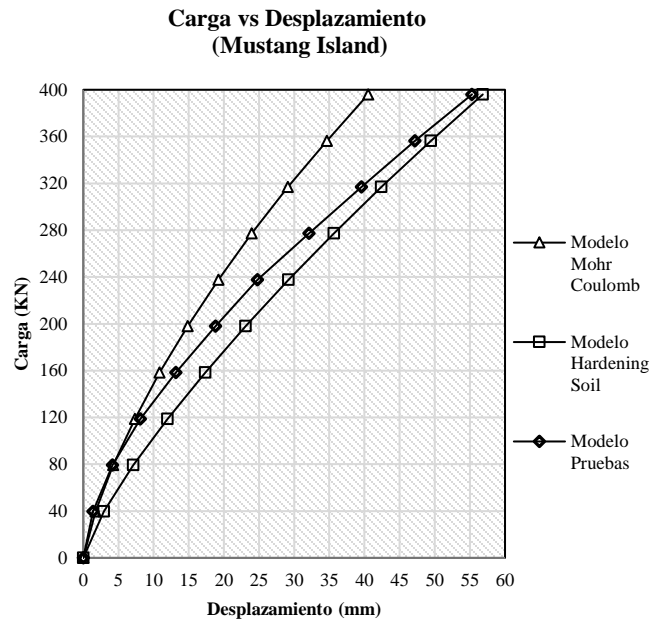
**Figura 8.-** Comparación de la gráfica Carga vs desplazamiento del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Lake Austin (P1), USA. Elaborado por: Los autores



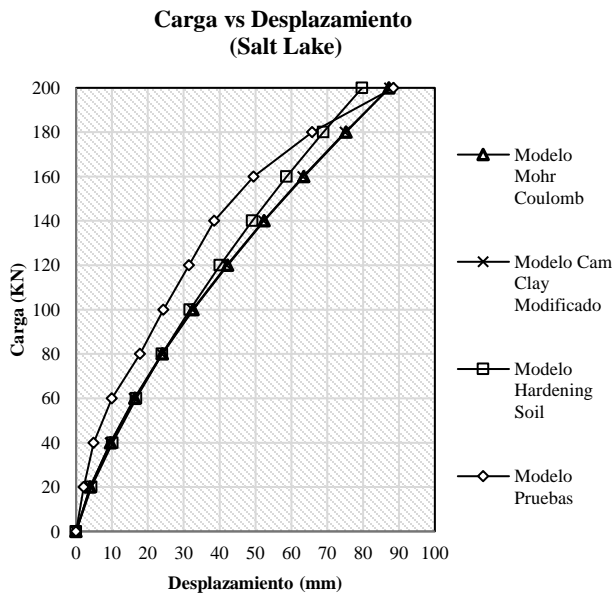
**Figura 9.-** Comparación de la gráfica Carga vs desplazamiento del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Manor (P2), USA. Elaborado por: Los autores.



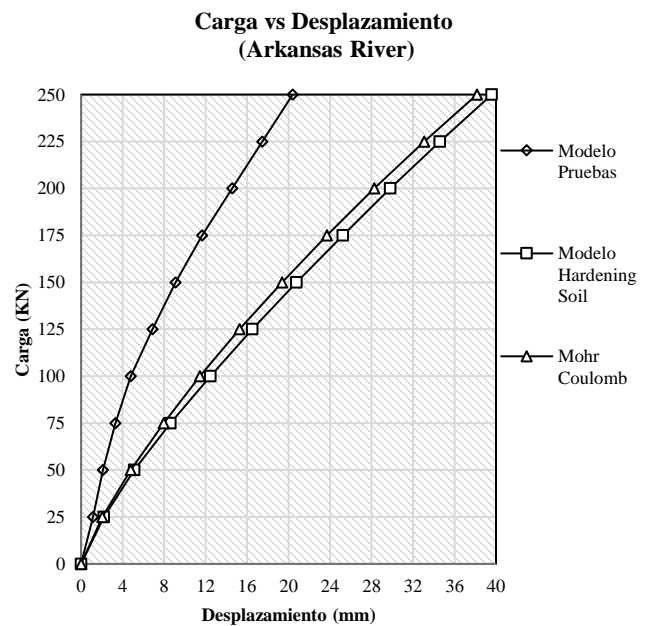
**Figura 10.-** Comparación de la gráfica Carga vs desplazamiento del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Salt Lake, USA (P3). (Pilote de concreto). Elaborado por: Los autores.



**Figura 12.-** Comparación de la gráfica Carga vs desplazamiento del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Mustang Island (P5), USA. Elaborado por: Los autores.



**Figura 11.-** Comparación de la gráfica Carga vs desplazamiento del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Salt Lake (P4), USA. (Pilote de Acero). Elaborado por: Los autores.



**Figura 13.-** Comparación de la gráfica Carga vs desplazamiento del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Arkansas River (P6), USA. Elaborado por: Los autores.

Regresión Lineal (Lake Austin)

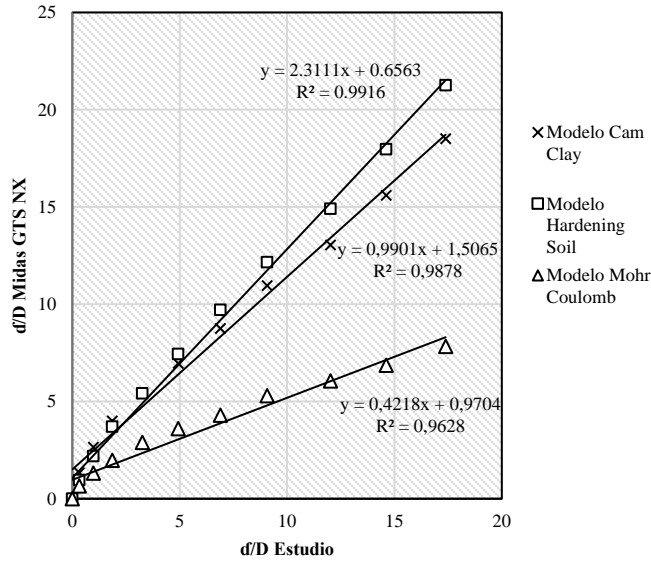


Figura 14.- Regresión lineal del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Lake Austin (P1), USA. Elaborado por: Los autores.

Regresión Lineal (Salt Lake)

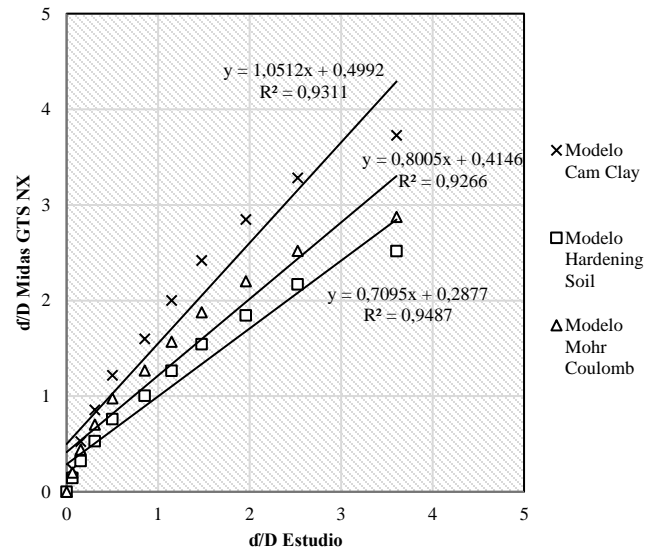


Figura 16.- Regresión lineal del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Salt Lake (P3), USA. (Pilote de Acero). Elaborado por: Los autores.

Regresión Lineal (Manor)

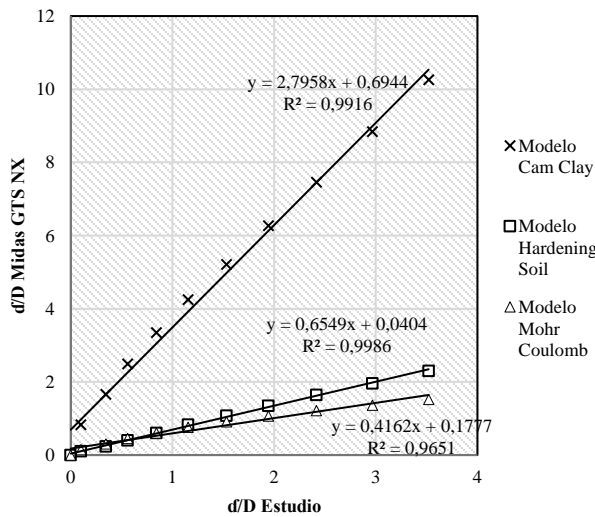


Figura 15.- Regresión lineal del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Manor (P2), USA. Elaborado por: Los autores.

Regresión Lineal (Salt Lake)

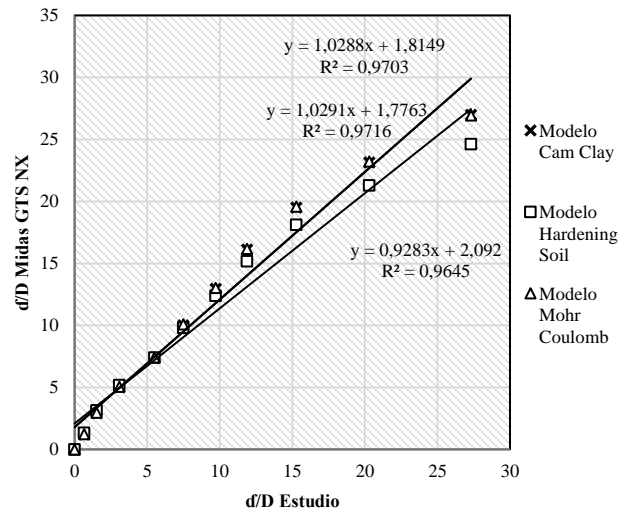
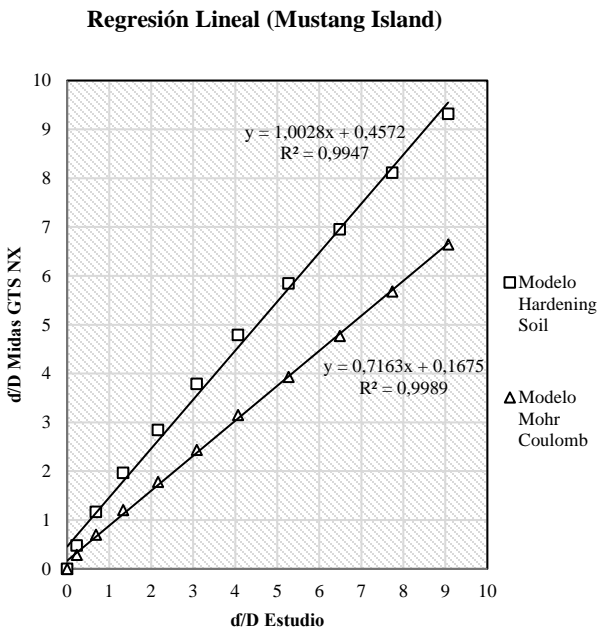
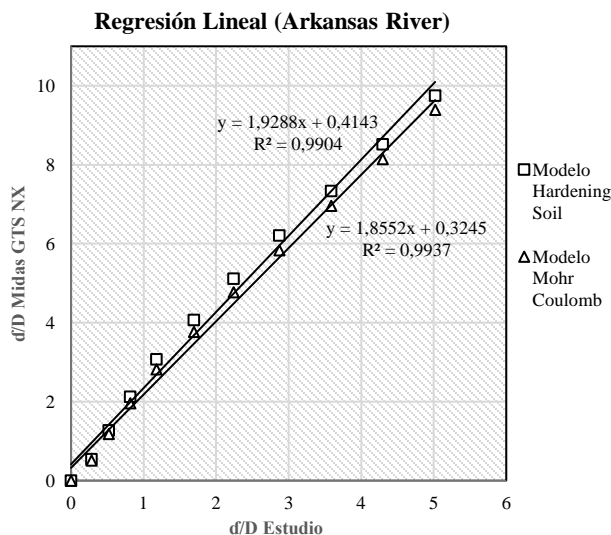


Figura 17.- Regresión lineal del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Salt Lake (P4), USA. (Pilote de concreto). Elaborado por: Los autores.



**Figura 18.-** Regresión lineal del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Mustang Island (P5), USA. Elaborado por: Los autores.



**Figura 19.-** Regresión lineal del modelo experimental con el de los modelos del artículo realizado en Midas GTS NX de Arkansas River, (P6) USA. Elaborado por: Los autores.

En las Figuras 11 a 16 se presentan los análisis de regresión lineal por mínimos cuadrados al comparar los valores de desplazamientos normalizados por el diámetro obtenidos de las distintas simulaciones numéricas y las pruebas de carga.

En general todos los ajustes muestran coeficientes de correlación  $R^2$  que superan el valor de 0.93, la selección del mejor modelo atenderá al que presente menores valores en los parámetros estadísticos previamente descritos y reportados en las Tablas 10, 11 y 12.

Un  $R^2 > 0.93$  indica que existe una buena correlación entre los valores de deformación de cada prueba de carga y la simulación numérica, sin embargo, no necesariamente representan un buen ajuste, solo representan una relación lineal entre los resultados observados y medidos en las pruebas. El modelo que presenta un valor de intercepto próximo a cero, pendiente muy cercana a 1 corresponde al mejor modelo ya que eso indica que los valores observados son muy cercanos o iguales a los de los modelos numéricos.

## 4. Conclusiones

El modelo de Hardening Soil arroja resultados más precisos en simulación de suelos, esto se debe a la gran cantidad de datos que se proporcionaron en la mayoría de las pruebas, involucrando de tal manera una mayor aproximación de las condiciones propias del suelo, además mejora la precisión de las gráficas carga vs. desplazamiento de cada prueba de carga lateral. Sin embargo, para representar de mejor manera las propiedades del suelo debe contarse con parámetros de resistencia al corte efectivos y de consolidación obtenidos de ensayos de laboratorio.

El modelo de Cam Clay arroja resultados más precisos en simulación de suelos cohesivos, pero esto solo puede ser posible cuando se tiene datos proporcionados de los ensayos edométricos, a fin de generar una mayor aproximación de las condiciones propias del suelo y obtener una mejor representación de la curva carga vs. desplazamiento lateral, en el caso del pilote P2

no dio buenos resultados debido a que se aplicó correlaciones sobre datos ya obtenidos con otras correlaciones.

El Modelo Mohr Coulomb cuando maneja menor cantidad de parámetros para el modelamiento del suelo, en algunos casos la curva de carga-desplazamiento determinada del modelamiento se alejó bastante de la experimental.

Las correlaciones realizadas para los diferentes suelos fueron interpretadas de acuerdo a las referencias [4] y [5], en donde mediante ecuaciones citadas se establecieron comparaciones para poder estimar algunos parámetros debido a las variaciones que presentaban, por tal razón se aplicó promedios para evitar variaciones de los valores con cada ecuación y obtener la información mayormente aproximadas a la reales, estas alteraciones modifican las propiedades tanto mecánicas ( $E$ ,  $C_u$ ,  $\phi$ ) del suelo como alteraciones contundentes en los resultados de cada modelación.

Desde el punto de vista técnico y evidenciando los resultados las regresiones lineales con  $R^2$  de 0.9 a 0.95 en los modelos y las diferentes gráficas en la investigación se considera que para suelos con arcillas y mezclados (arcillas-arenas) el modelo constitutivo Hardening Soil es el más aplicable, así como en las arenas tomando en cuenta las variaciones de resultados en pruebas de campo y sus respectivos resultados con las correlaciones del suelo, cabe mencionar que no depende solamente de esta variable y como evidencia tenemos los resultados presentados anteriormente.

Se concluye para el modelo de Mohr Coulomb la prueba P6 es la que generó mejor resultado, para el modelo de Cam Clay la prueba P1 fue la que generó mejor resultado y para el Modelo Hardening Soil las pruebas de mejor resultado fueron las pruebas P2, P3, P4 y P5.

Es necesario contar con más estudios investigativos con datos fidedignos de ensayos de campo y de laboratorio, donde se presenten todos los parámetros que utilizan los modelos constitutivos, tanto en términos totales como efectivos, para elaborar el tema modelado de pilotes en MIDAS GTS NX, de esta forma se

podrá generalizar y estandarizar los resultados que permitan correlacionar la eficacia de los modelos constitutivos proporcionados por el software.

Si se desea representar de mejor manera el comportamiento de pilotes bajo cargas laterales se debe contar con la información que permita caracterizar al suelo tanto en rigidez como en resistencia utilizando resultados derivados de ensayos triaxiales bajo condición drenada y no drenada y ensayos de consolidación.

Para efectuar el análisis de los modelos constitutivos de MIDAS, se deberá recopilar la mayor información de estudios en campo como: SPT, CPT incluyendo test de laboratorio como: ensayos triaxiales, ensayo de Casagrande, ensayo de Límites de Atterberg e incluyendo el ensayo de corte y de consolidación de suelos, de esta manera los suelos a investigar reducirán el empleo de correlaciones para obtener datos faltantes y así reducir grandes diferencias en los resultados del modelo con relación a las pruebas de carga lateral.

Durante la investigación de los pilotes se deberá considerar que los módulos de Young ( $E$ ), ángulo de fricción ( $\phi$ ), ángulo de dilatación ( $\psi$ ) estén dentro de los rangos aceptables proporcionados en las referencias, debido a la gran influencia de estos parámetros en los resultados derivados de los modelos constitutivos utilizados en el programa MIDAS GTS NX.

Durante el proceso de modelado, en la etapa de mallado entre suelo-pilote se deberá considerar una malla general propuesto para el suelo y el pilote considerando una armonía geométrica en planta y altura, para mejorar la distribución de esfuerzos y la simetría geométrica desde el centro del pilote hasta llegar a los límites del modelo.

Al realizar el análisis de cada suelo ya sea arcilla, arena o mixta se deberá con antelación considerar las condiciones de cada suelo ya sea drenados o no drenados, para posteriormente ingresar parámetros efectivos o no efectivos, tomando en cuenta las especificaciones de los modelos, sea Mohr Coulomb, Cam Clay o Hardening Soil.

## Referencias

- [1] Clavellina, M. “Interpretación de pruebas de carga en pilotes mediante el principio de proporcionalidad natural”. *Tesis Doctoral*. 2005.
- [2] Ingeexpert, Curso de modelos geotécnicos con Midas GTS-NX, Recuperado de (<https://www.simulsoft-ingenieros.es/nuestras-soluciones/midas-gts-nx>) 2020.
- [3] Lymon C. Reese, & William Van Impe. “Single piles and pile groups under lateral loading”. 1917
- [4] Diego, Forero. “Materiales, modelos constitutivos y propiedades en GTS NX”. *Documento PDF*. 2019
- [5] Nieto, Andrés; Camacho, Javier; Ruiz Edwin. “Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos”. 2009
- [6] Braja, M. Das; “Correlations of Soil and Rock properties in geotechnical engineering”. *Pag 77. Eq (3-52)*. 1997
- [7] K. Georgiadis and M. Georgiadis “Undrained Lateral Pile response in Sloping Ground” *Pag. 1496*. 2010
- [8] Bowles. Joseph. “Foundation Analysis and Design”. *Pag 316. Table 5-6*. 1997
- [9] Budhu, M, “Soil mechanic and foundations, 2ed. 2007
- [10] Ayala, Edgar, “Aplicación de los modelos constitutivos para representar el comportamiento de tierra blanca joven (TBJ), Unidad G”. 2013
- [11] Universidad Técnica de Oruro, “Asentamientos de suelos cohesivos”. 2018
- [12] MIDAS, “GTSNX 2015 (v1.1) Release Note”. 2015
- [13] MIDAS, “GTSNX 2016 (v1.1) GTS NX On-Line Manual”. 2016
- [14] Universidad Nacional del Callao, “DESVIACIÓN STANDART CAPÍTULO 6”. 2019
- [15] Ronald B.J. Brinkgreve, “Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application”. *Documento PDF*. 2005
- [16] Texas A&M Transportation Institute, “Synthesis of Load-Deflection Characteristics of Laterally Loaded Large Diameter Drilled Shafts: *Technical Report 0-6956-R1*”. 2005
- [17] Bipin K. Gupta and Dipanjan Basu; “Nonlinear Solutions for Laterally Loaded Piles”. *Documento PDF*. 2019
- [18] Amy Jean Taylor McCall; “Full Scale Lateral Load Test of a 1.2 m Diameter Drilled Shaft in Sand”. *Documento PDF*. 2006
- [19] Briaud. J. Smith and Mayer B. “Laterally loaded piles and the pressuremeter comparison of existing methods.” *Laterally loaded deep foundation*. ASTM, pp 97-101. 1984
- [20] Cox, W.R., Reese, L. C., AND Grubbs. “Field Testing of laterally loaded piles in sand.” *Sixth Annual Offshore Technol. Conf. OTC Houston, Texas 459-472*. 1974
- [21] Matlock, H. “Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay.” *Second Annual Offshore Technol. Conf. OTC Houston, Texas, 577-607*. 1970.
- [22] Norris, G. M. “Theoretically based BEF laterally loaded pile analysis.” *Proc. Third Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling*. Editions Technipm Paris, France, 361-386. 1986
- [23] W. Wei Zheng, “*LARGE PILE GROUP DESIGN OPTIMIZATION WITH LATERAL RESISTANCE OF PILE CAP 2008*, pp. 4-12, 2008.
- [24] L. Jeffrey Snyder, “*FULL-SCALE LATERAL-LOAD TESTS OF A 3X5 PILE GROUP IN SOFT CLAYS AND SILTS 2004*”, pp. 18-65, 2004.
- [25] M. Pando, D. Ealy, M. Filz and E.J. Hoppe, *A Laboratory and Field Study of Composite Pile for Bridge Substructure 2004*, pp. 5-57, 2004.
- [26] R. Mokwa, J. Duncan and J. Helmes, *Development of p-y Curves for Partly Saturated Silts and Clays 2016*, pp. 1-12, 2016



- [27] J. Brian Anderson and F.C. Townsend, *A Laterally Loaded Pile Database 2012*, pp 3-12, 2012.
- [28] S.L. Kramer, *Development of Laterally Loaded Piles in Western Washington 1988*, pp. 11-27, 2016.
- [29] Y. Kim and S. Jeong, *Analysis of soil-on-soil resistance laterally loaded piles based on 3D soil-pile interaction 2010*, pp. 2-8, 2010.
- [30] S. Basack and S. Dey, *Influence of Relative Pile-Soil Stiffness and Load Eccentricity on Single Pile Response in Sand Under Lateral Cyclic Loading 2012*, pp. 1-13, 2012.
- [31] S. Kumar, L. Lalvani and O. Maher, *Nonlinear response of single piles in sand subjected to lateral loads using khmax approach 2006*, pp. 1-17, 2006.
- [32] B. Sepúlveda Ospina, “EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE PILOTES DE GRAN DIÁMETRO ANTE CARGAS LATERALES INDUCIDAS POR DESLIZAMIENTOS CASO DESLIZAMIENTO EL CUNE 2013”, pp. 34-80, 2013.
- [33] B. Sepúlveda Ospina, *Derivation of p-y Curves from Lateral Pile Load Test Instrument Data 2014*, pp. 4-14, 2014.
- [34] M. Rollins, M. ASCE and T. Ryan Cole, *Cyclic Lateral Load Behavior of a Pile Cap and Backfill*, vol. 1, no. 1, pp. 1-11, 2006, doi:10.1061/ASCE1090-0241.
- [35] McVay, M., Zhang, L., Molnit, T., and Lai, P. “Centrifuge testing of large laterally loaded pile groups in sand.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 124(10), 1016–1026. 1998.