

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL



DISERTACION PREVIA A LA OBTENCION DEL TITULO

INGENIERO CIVIL

**“EVALUACION DE LA INTERACCION SUELO-PILOTE
PREBARRENADO BAJO CARGA LATERAL EN SUELOS LICUABLES.**

CASO REAL. PUENTE PEATONAL DE MUISNE”

AUTORES:

FERNANDO MARCELO CHIRIBOGA ZAPATA

MAURO ALEJANDRO MORENO ÁLVAREZ

DIRECTOR

ING. WILSON CANDO

QUITO, ENERO 2018

DEDICATORIA

A mis madre y hermana por haber confiado en mí y haber sido un ejemplo a seguir, este objetivo alcanzado también es de ustedes.

Fernando Chiriboga Zapata.

DEDICATORIA

A mis padres por confiar en mí,
siendo mi guía y mi inspiración para
seguir siempre adelante inculcando en
mí el deseo de siempre ser mejor.

A mi abuelito, por ser ejemplo de
vida.

Mauro Moreno Álvarez.

AGRADECIMIENTO

A mis padres María y Daniel, por creer en mí y brindarme siempre su comprensión, cariño y amor, sus consejos y palabras de aliento me dan la fuerza para seguir adelante.

A mis hermanos, Flor y Daniel, por ser fuente de inspiración y motivación para superarme cada día, les doy las gracias por su preocupación y porque siempre estuvieron ahí cuando los necesite.

A Catherine mi enamorada, quien siempre ha sido un apoyo y mi fuente de felicidad, siempre estuviste apoyándome y nunca dejaste que me rindiera.

Al ingeniero Wilson Cando quien supo brindarnos no solo los conocimientos en las aulas de clases sino también su amistad.

A Mauro, que junto a él nos propusimos una meta y la cumplimos.

A mis compañeros de universidad con
quienes compartí gratos momentos y que
siempre atesorare en mis recuerdos.

AGRADECIMIENTO

A Ana y Mauro, mis padres que con su esfuerzo y sacrificio han hecho posible que hoy me encuentre aquí, por su paciencia y por siempre estar conmigo en los momentos más difíciles.

A mis hermanas, Julieta y Camila que siempre han estado pendientes de mí a lo largo de toda mi carrera universitaria, a Benjamín que con sus ocurrencias llena mi vida de felicidad y a mi tío Hannival por su preocupación y porque siempre me ayudo en lo que estaba a su alcance.

Daniela, mi enamorada, que con su amor y su ayuda ha hecho mucho más fácil el vivir en una ciudad diferente, además que siempre ha estado junto a mí apoyándome.

A Fernando, que juntos hemos formado un gran equipo de trabajo.

Quiero agradecer a mi tutor, Wilson Cando, por brindarnos su apoyo y experiencia no solo en el desarrollo de

este tema, sino también en todas las clases impartidas.

A la facultad de ingeniería de la PUCE, por la mejor facultad del país, dando a la sociedad profesionales con valore y siempre motivados para ayudar.

Finalmente a mis amigos por los momentos compartidos y por todos los recuerdos y experiencias que me llevo de la Universidad.

Contenido

CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN.....	17
1.1 GENERALIDADES.....	17
1.2 OBJETIVOS.....	19
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	19
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
1.3 ALCANCE DEL PROYECTO	19
1.4 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	20
1.5 METODOLOGIA	20
CAPITULO 2 ANÁLISIS DE LA LICUEFACCIÓN.....	21
2.1 NORMATIVAS TÉCNICAS.....	23
2.1.1 Californian Department of Transportation Geotechnical Manual	23
2.1.2 Asociación Japonesa de Carreteras (JRA 2002).....	26
2.1.3 AASHTO (2014).....	27
2.1.4 Norma Ecuatoriana de la Construcción.	29
2.2 ARTICULOS CIENTIFICOS Y TÉCNICOS	29
2.2.1 Madabhushi, Knappett y Haigh (2010).....	29
2.2.2 Seed <i>et al.</i> (2003)	30
2.2.3 Bray y Sancio (2006)	30
2.2.4 Boulanger and Idriss (2004,2006)	31
2.2.5 Youd <i>et al.</i> (2001).....	31

2.3	CONCLUSIÓN DEL ANALISIS DE INFORMACIÓN	40
CAPITULO 3 PILOTES		42
3.1	CARACTERÍSTICAS DE PILOTES	42
3.1.1	Refuerzo de Acero	46
3.1.2	Requerimientos Sísmicos.....	46
3.2	DISEÑO DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL.	47
3.2.1	Capacidad de resistencia por punta (Q_p).	48
3.2.2	Capacidad de resistencia por fricción (Q_s).	51
3.2.3	Pilotes en grupo	58
3.3	RESPUESTA LATERAL DE PILOTES MEDIANTE CURVAS P-Y.	61
3.3.1	Comportamiento de la interacción lateral suelo - pilote en suelos licuables durante un sismo.....	62
3.3.2	Construcción de Curvas P-Y en Suelo No Licuable.....	64
3.3.3	Construcción de Curvas P-Y en suelo Licuable.	80
CAPITULO 4 BALASTO HORIZONTAL.....		84
CAPITULO 5 SOLUCION DE LA ESTRUCTURA.....		90
5.1	Manual de usuario	90
5.1.1	Hoja de cálculo	¡Error! Marcador no definido.
5.1.2	Robot Structural.....	113
CAPITULO 6 RESULTADOS		120
CAPITULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		135
BIBLIOGRAFIA		137

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2-1</i>	<i>Número de golpes SPT y porcentaje de finos</i>	<i>24</i>
<i>Tabla 2-2</i>	<i>Suelos licuables según Seed et al (2003) OK</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 2-3</i>	<i>Suelos licuables según Bray y Sancio (2003)</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 2-4</i>	<i>coeficiente de ajuste para contenido de finos</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 2-5</i>	<i>Factores de corrección SPT modificado Skempton (1986)</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 2-6</i>	<i>Límites del tipo de comportamiento del suelo (según Robertson 1990).</i>	<i>38</i>
<i>Tabla 2-7</i>	<i>aproximaciones de CRR (Robertson y Wride, 1998)</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 2-8</i>	<i>Factor de reducción Kc (Robertson and Wride 1998)</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 3-1</i>	<i>Tipos de pilotes según condición del terreno</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 3-2</i>	<i>Resistencia común a la compresión simple de rocas</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 3-3</i>	<i>Valores comunes del ángulo de fricción ϕ' de rocas.</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 3-4</i>	<i>Variación de α</i>	<i>53</i>
<i>Tabla 3-5</i>	<i>Estimación de αE (O'Neill y Reese, 1999)</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 3-6</i>	<i>Factores de resisitencia para pilotes hincados</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 3-7</i>	<i>Factores de resistencia para pilotes pre barrenados</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 3-8</i>	<i>valores referenciales de E50</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 3-9</i>	<i>Valores Referenciales de e50</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 3-10</i>	<i>Promedio de corte no drenado</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 3-11</i>	<i>Modelos de curvas p-y para suelos licuables</i>	<i>81</i>
<i>Tabla 4-1</i>	<i>valores típicos de nh para arenas.</i>	<i>86</i>
<i>Tabla 4-2</i>	<i>valores de k de Bowles</i>	<i>88</i>
<i>Tabla 4-3</i>	<i>valores referenciales en base al tipo de suelo según SUCS</i>	<i>89</i>

INDICE DE ECUACIONES

<i>Ec. (2-1)</i>	32
<i>Ec. (2-2)</i>	32
<i>Ec. (2-3)</i>	32
<i>Ec. (2-4)</i>	32
<i>Ec. (2-5)</i>	33
<i>Ec. (2-6)</i>	33
<i>Ec. (2-7)</i>	33
<i>Ec. (2-8)</i>	34
<i>Ec. (2-9)</i>	34
<i>Ec. (2-10)</i>	34
<i>Ec. (2-11)</i>	36
<i>Ec. (2-12)</i>	36
<i>Ec. (2-13)</i>	37
<i>Ec. (2-14)</i>	37
<i>Ec. (2-15)</i>	37
<i>Ec. (2-16)</i>	40
<i>Ec. (2-17)</i>	40
<i>Ec. (2-18)</i>	40
<i>Ec. (2-19)</i>	40
<i>Ec. (3-1)</i>	47
<i>Ec. (3-2)</i>	47
<i>Ec. (3-3)</i>	47
<i>Ec. (3-4)</i>	48
<i>Ec. (3-5)</i>	48

<i>Ec. (3-6)</i>	49
<i>Ec. (3-7)</i>	49
<i>Ec. (3-8)</i>	49
<i>Ec. (3-9)</i>	50
<i>Ec. (3-10)</i>	50
<i>Ec. (3-11)</i>	50
<i>Ec. (3-12)</i>	51
<i>Ec. (3-13)</i>	51
<i>Ec. (3-14)</i>	51
<i>Ec. (3-15)</i>	52
<i>Ec. (3-16)</i>	52
<i>Ec. (3-17)</i>	52
<i>Ec. (3-18)</i>	52
<i>Ec. (3-19)</i>	52
<i>Ec. (3-20)</i>	52
<i>Ec. (3-21)</i>	52
<i>Ec. (3-22)</i>	53
<i>Ec. (3-23)</i>	53
<i>Ec. (3-24)</i>	54
<i>Ec. (3-25)</i>	54
<i>Ec. (3-26)</i>	54
<i>Ec. (3-27)</i>	54
<i>Ec. (3-28)</i>	54
<i>Ec. (3-29)</i>	54
<i>Ec. (3-30)</i>	55
<i>Ec. (3-31)</i>	55
<i>Ec. (3-32)</i>	55
<i>Ec. (3-33)</i>	56
<i>Ec. (3-34)</i>	56

<i>Ec. (3-35)</i>	58
<i>Ec. (3-36)</i>	58
<i>Ec. (3-37)</i>	59
<i>Ec. (3-38)</i>	59
<i>Ec. (3-39)</i>	59
<i>Ec. (3-40)</i>	59
<i>Ec. (3-41)</i>	62
<i>Ec. (3-42)</i>	65
<i>Ec. (3-43)</i>	65
<i>Ec. (3-44)</i>	65
<i>Ec. (3-45)</i>	66
<i>Ec. (3-46)</i>	66
<i>Ec. (3-47)</i>	67
<i>Ec. (3-48)</i>	67
<i>Ec. (3-49)</i>	68
<i>Ec. (3-50)</i>	68
<i>Ec. (3-51)</i>	69
<i>Ec. (3-52)</i>	69
<i>Ec. (3-53)</i>	69
<i>Ec. (3-54)</i>	70
<i>Ec. (3-55)</i>	70
<i>Ec. (3-56)</i>	70
<i>Ec. (3-57)</i>	71
<i>Ec. (3-58)</i>	71
<i>Ec. (3-59)</i>	71
<i>Ec. (3-60)</i>	71
<i>Ec. (3-61)</i>	72
<i>Ec. (3-62)</i>	72
<i>Ec. (3-63)</i>	72

<i>Ec. (3-64)</i>	73
<i>Ec. (3-65)</i>	73
<i>Ec. (3-66)</i>	73
<i>Ec. (3-67)</i>	73
<i>Ec. (3-68)</i>	73
<i>Ec. (3-69)</i>	73
<i>Ec. (3-70)</i>	73
<i>Ec. (3-71)</i>	74
<i>Ec. (3-72)</i>	74
<i>Ec. (3-73)</i>	74
<i>Ec. (3-74)</i>	75
<i>Ec. (3-75)</i>	75
<i>Ec. (3-76)</i>	75
<i>Ec. (3-77)</i>	76
<i>Ec. (3-78)</i>	76
<i>Ec. (3-79)</i>	76
<i>Ec. (3-80)</i>	76
<i>Ec. (3-81)</i>	77
<i>Ec. (3-82)</i>	77
<i>Ec. (3-83)</i>	77
<i>Ec. (3-84)</i>	83
<i>Ec. (3-85)</i>	83
<i>Ec. (3-86)</i>	83
<i>Ec. (4-1)</i>	84
<i>Ec. (4-2)</i>	85
<i>Ec. (4-3)</i>	85
<i>Ec. (4-4)</i>	86
<i>Ec. (4-5)</i>	87
<i>Ec. (4-6)</i>	87

CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

El cantón Muisne, ubicado en la Provincia de Esmeraldas, con hermosas playas y manglares protegidos, cuenta con 30.000 habitantes y con necesidades cada vez mayores, es así que el Gobierno ha dado un paso muy importante al construir el puente peatonal que une a Muisne con la parte continental del país mejorando la calidad de vida de sus habitantes.

Según el mapa de zonificación sísmica del Ecuador las intensidades sísmicas esperadas en la provincia de Esmeraldas son de grado IX (las mayores del país), por lo que la zona en estudio presenta una alta vulnerabilidad a los eventos sísmicos.

De acuerdo a la zonificación de la NEC-14, el cantón Muisne, donde se encuentra ubicado el puente peatonal Muisne, está localizado en la zona VI que tiene una amenaza sísmica MUY ALTA, con un valor de factor de zona $Z \geq 0.50$.

Ubicación del puente peatonal de Muisne:

- Provincia: Esmeraldas
- Cantón: Muisne
- Coordenadas UTM WGS84: 17 N E 609556/ N 67769

Geográficamente, el Ecuador se encuentra ubicado en una de las regiones de alta sismicidad por lo que está expuesto a sufrir terremotos, que producen otros tipos de riesgos geológicos como son: deslizamientos, licuefacción, tsunamis, entre otros, haremos un análisis más profundo sobre la licuefacción, ya que es uno de los temas principales dentro de esta investigación.

El fenómeno de licuefacción se define como la drástica disminución de la resistencia al corte y a la rigidez de los suelos finos, arenas y gravas finas (saturadas y sueltas) los cuales sometidos a efectos sísmicos (cargas cíclicas) producen un incremento en la presión de poros, que a su vez generan un reacomodo de las partículas (Bray & Sancio, 2006, págs. 1165-1177).

La licuefacción es común en arenas, limos y quick clays (comunes en América del norte) cuando se encuentran saturadas, este fenómeno también puede ocurrir en arenas y limos en estado seco y suelto los cuales al producirse un cambio brusco de carga impide la salida del aire generando un efecto similar a la presión del agua (Poulos *et al.*, 1985); los suelos arcillosos de alta plasticidad tienen una alta resistencia a la licuefacción por lo que muchas veces no se toma en cuenta para valorar el potencial licuable.

El terremoto de Muisne ocurrido el 16 de abril del 2016 condujo a cientos de muertes, heridos y desaparecidos, además de un impacto en la infraestructura de la región que llegó a ser aproximadamente igual al terremoto de Haití del 2010 puesto que las estructuras esenciales como hospitales, centros de salud, puertos, puentes y vías de acceso quedaron inhabilitados debido a problemas estructurales los cuales en gran medida tuvieron relación con los efectos de amplificación de onda que se produce en zonas donde existe suelos de grano fino o arenas y por ende desencadena en la licuefacción en el sitio (Vera *et al.*, 2016, págs. 59-65)

La principal falla que se produce en puentes y puertos después de un sismo es la licuefacción, por tal motivo en el diseño de los pilotes de nuestra investigación, se tomará en cuenta los suelos cuyo potencial de licuable es alto como son los suelos arenosos ya que es en estas condiciones donde el pilote perderá una gran parte de su resistencia axial por efecto de fricción negativa, lateral por incremento en desplazamiento los cuales

generan un aumento importante en los momentos que actúan sobre el elemento y pérdida de rigidez por el incremento de deformaciones.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar y comprobar si la construcción de los pilotes pre-barrenados en el puente peatonal de Muisne, consideraron todos los factores que intervienen en la licuefacción y lo los efectos en la estabilidad del puente de llegar a ocurrir un sismo.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Evaluar como los diferentes estratos de arenas y turbas se comportan ante la licuefacción.

Comprobar si la construcción y diseño de los pilotes cumplen o no con la normativa ASSHTO LRFD, 2014, mediante la elaboración de un modelo matemático basado en las curvas p-y.

Comprobar que los pilotes trabajen adecuadamente ante la acción de fuerzas laterales.

Realizar una comprobación del coeficiente de balasto mediante métodos lineales o tradicionales, versus coeficiente de balasto mediante curvas P-y.

1.3 ALCANCE DEL PROYECTO

Realizar el análisis del comportamiento suelo-estructura mediante la creación y manejo de una hoja de cálculo para entender el comportamiento de los pilotes en estas condiciones que aun en la actualidad se siguen estudiando, debido a la complejo del comportamiento. Determinar si las deformaciones que se producen en los pilotes están en el rango permitido, además de chequear la pérdida de carga por fricción para realizar un modelo adecuado de la cimentación profunda que nos servirá para confirmar si

efectivamente el diseño y construcción de los pilotes en el puente peatonal de Muisne es óptimo o si es necesario aportar con recomendaciones de mejora o mantenimiento oportuno.

1.4 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

La siguiente disertación se realiza con el afán de comprobar que las obras de cimentación que se realizaron para el puente peatonal de Muisne estén cumpliendo todos los parámetros y especificaciones técnicas consideradas en el estudio previo a su construcción, en cuanto a cargas y condiciones geológicas se refiere, para que al ser expuestas a cargas laterales no colapse y cumpla la función para la cual fue construida, permitiendo a sus habitantes salir al continente y defenderse de cualquier tipo de desastre natural, basándose en el criterio fundamental del diseño sismo resistente que es el de precautelar vidas humanas.

Cabe recalcar la importancia del proyecto ya que el puente unirá a la isla de Muisne con la parte continental del país; para que los moradores de la misma dejen de depender solo de las lanchas y las gabarras para ir a la parte continental y viceversa; obra que ha sido una necesidad desde hace muchos años y que se vio maximizada por acción del terremoto que vivimos el 16 de abril del 2016, cuando todas las personas de la isla quedaron atrapadas en la misma.

1.5 METODOLOGIA

El plan de disertación abarca varios temas importantes para el diseño de pilotes en suelos licuables. Cabe recalcar que se ha creado una hoja de cálculo para la obtención de todos los parámetros necesarios para llegar a las conclusiones.

Podemos separar la investigación en tres grandes temas. El primero que se enfoca a definir que estratos son licuables mediante dos métodos recomendados por la norma NEC

de Geotecnia y Diseño de cimentaciones (NEC-SE-GM) y AASHTO, 2014, estos métodos son: Bray y Sancio (2006) y Youd et al (2001).

El segundo punto importante es un diseño previo de pilotes, con información real de suelos (estratos licuables) y cargas axial y lateral

Comprobamos si el pilote diseñado para carga axial resiste las deformaciones a las que puede estar sometido en eventos extremos, esto se lo hace ingresando los datos obtenidos de curvas p-y de la hoja de cálculo, al programa ROBOT STRUCTURAL, el cual nos dirá si las dimensiones adoptadas son las adecuadas o si se deben realizar ajustes, finalmente comprobamos esta metodología de la curvas p-y con las formas tradicionales de diseño (balasto horizontal).

Cabe recalcar que los datos de perforación de suelos fueron proporcionados por el Ing. Wilson Cando, como diseñador geotécnico.

CAPITULO 2 ANÁLISIS DE LA LICUEFACCIÓN

La licuefacción del suelo es un factor de gran importancia que debe ser tomado para el diseño de cimentaciones de estructuras puesto que, puede aumentar considerablemente el costo del proyecto si el potencial de licuefacción se desprecia, poniendo un ejemplo, si la suposición es correcta los pilotes deberán tener mayor diámetro, profundidad adecuada y tomar en cuenta acciones para mitigar los riesgos. Por el contrario, si se asume erróneamente entonces el proyecto puede incrementar los gastos para poder dar solución a la problemática del suelo, demorando significativamente los trabajos. Es importante caracterizar completamente el sitio donde se desea erigir una estructura, demostrando que los suelos licuables son suficientemente extensos, tanto laterales como verticales, y poder determinar si realmente constituye un peligro.

Cabe destacar que este fenómeno ha sido estudiado en suelos arenosos, ya que de estos existe información suficiente. Sin embargo, los suelos en estado natural son una mezcla de varios tipos de arenas, arcillas y limos y la susceptibilidad a la licuefacción varía dependiendo de la cantidad de cada componente y las investigaciones realizadas hasta la fecha no cuentan con suficiente información con la cual se pueda realizar un estudio más profundo en suelos mixtos.

Actualmente en el Ecuador es tratado muy superficialmente el tema de la licuefacción al no existir una normativa clara que ayude con el diseño de cimentaciones profundas en suelos con características licuables, por tal motivo esta investigación inicia revisando normativas internacionales que tratan el tema de licuefacción con más detalle en sus diseños definitivos, así mismo se analizan varios artículos científicos y libros dedicados a tratar el tema, permitiendo establecer cual metodología es posible aplicar según la capacidad técnica del medio.

2.1 NORMATIVAS TÉCNICAS

2.1.1 Californian Department of Transportation Geotechnical Manual

La normativa californiana recomienda que se evalúe el potencial licuable analizando la Información existente, tales como cartografía, información sobre aguas subterráneas, información detallada del sitio, información de estructuras ya construidas, para obtener un criterio preliminar del potencial licuable (CALTRANS Geotechnical Manual, 2014).

Dentro de la normativa se emplean seis criterios para una evaluación preliminar, los cuales se detallan a continuación

2.1.1.1 Aguas Subterráneas

Basados en la existencia de agua subterránea se define a los suelos con mayor potencial de licuefacción cuya capa freática se encuentre dentro de los primeros 50ft (menor a 15m) respecto a la superficie, por el contrario, si el nivel de agua está por debajo de los 50ft (mayor a 15m) el suelo debe considerarse como no licuable para fines preliminares (CALTRANS Geotechnical Manual, 2014).

2.1.1.2 Mapas de Peligro de Licuefacción

Los Mapas de Zona de Riesgo Sísmico y los Mapas de Riesgo de Licuefacción identifican áreas que son propensas a licuarse. Los sitios que se consideren como licuables en estos mapas deben ser asumidos de esta manera hasta que se demuestre lo contrario en una investigación de campo y, si es apropiado, en un análisis cuantitativo (CALTRANS Geotechnical Manual, 2014).

2.1.1.3 Edad del Suelo

Se considera como susceptible a licuefacción, los depósitos de suelos correspondientes al Holoceno menores a 11.000 años y rellenos artificiales, los depósitos mayores a 11.000 años se consideran de baja susceptibilidad. El origen del depósito de suelo puede ser

tomado de los mapas geológicos de acuerdo a la zona de estudio (CALTRANS Geotechnical Manual, 2014).

2.1.1.4 Tipo de Suelo

“Los suelos que deben considerarse potencialmente licuables son las arenas, los sedimentos de baja plasticidad ($PI < 7$) y, en casos excepcionales, la grava. La roca y la mayoría del suelo arcilloso no son licuables” (CALTRANS Geotechnical Manual, 2014).

2.1.1.5 Densidad del Suelo

Los suelos granulares con SPT $(N_1)_{60} < 30$, o un CPT $(qc1N) < 160$ son potencialmente licuables. Sin embargo, el aumento del contenido de finos reduce el potencial de licuefacción de tal forma que los suelos granulares con las siguientes combinaciones de $(N_1)_{60}$ y el porcentaje de finos no son licuables:

Tabla 2-1 Número de golpes SPT y porcentaje de finos

$(N_1)_{60}$	Porcentaje de Finos
>30	≥ 5
>25	≥ 15
>21	≥ 35

Fuente: Soil Density (CALTRANS Geotechnical Manual, 2014, pág. 3)

2.1.1.6 Aceleración del Pico de Tierra

El potencial de licuefacción aumenta con la sacudida del suelo. La Aceleración de Pico del suelo se obtiene calculando la velocidad de onda de corte (V_s) y posteriormente la aceleración (S_a) espectral y el periodo (T).

Estos seis criterios deben ser tomados en cuenta previa a realizar las labores de investigación del suelo ya que de esta forma se determinará si es necesario probar y

justificar en laboratorio si el suelo tiene una tendencia a la licuefacción (CALTRANS Geotechnical Manual, 2014)

2.1.1.7 Perforaciones SPT

Se debe tener un muestreo SPT 50ft (15m) debajo del nivel freático o 20ft (6m) debajo de la profundidad esperada de la punta del pilote, la que sea más profunda. Muchas de las veces la capa licuable es más delgada de lo que se cree por lo que un criterio profesional es necesario puesto que el muestreo SPT debe ser menos espaciado, requiriendo muestras menores a 5ft (1.50m), por lo que el log de perforación es necesario y debe ser tomado con extremo cuidado para identificar las capas licuables de suelo (CALTRANS Geotechnical Manual, 2014).

2.1.1.8 CPT

El CPT es particularmente útil en la identificación de capas de suelo delgadas que pueden haberse despreciado al perforar y usar el SPT. Si el CPT es el único método utilizado para la investigación de campo debe tomarse en cuenta que la resistencia CPT normalizada (q_{c1N}) debe ser menor a 160 (CALTRANS Geotechnical Manual, 2014) (JRA, 2002).

2.1.1.9 Análisis Cuantitativo de la Licuefacción

El análisis cuantitativo de licuefacción utiliza datos específicos de campo y de laboratorio, para lo cual se utiliza el procedimiento de Youd, *et al* (2001): Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils October, 2001 El procedimiento consiste en determinar un factor de seguridad mediante una serie de pasos generales descritos a continuación.

- 1) Determinar el nivel de agua subterránea. No es conveniente analizar la licuefacción con eventos extremos como niveles anormalmente altos ya que la combinación de estos eventos resulta en un sobredimensionamiento lo cual repercute en costoso innecesarios.
- 2) Determinar qué capas de suelo deben evaluarse para el análisis cuantitativo de licuefacción.
- 3) Corregir el N del SPT
- 4) Determinar la razón de esfuerzo cíclico (CSR)
- 5) Determinar la corrección del contenido de finos
- 6) Calcular la razón de resistencia cíclica (CRR)
- 7) Calcular escalamiento de magnitudes (MSF)
- 8) Calcular el factor de seguridad contra la licuefacción

2.1.2 Asociación Japonesa de Carreteras (JRA 2002).

La asociación japonesa de carreteras (JRA 2002), determina a un suelo como extremadamente blando dentro del diseño sísmico a las capas arcillosas o limosas que estén localizadas a una profundidad de tres metros a quince metros desde la superficie del terreno y que además tengan una resistencia a la compresión de 2 Ton/m² o menos. Por otro lado, si se encuentran suelos arenosos se deberá evaluar su potencial de licuefacción, sobre todo cuando este estrato esté mezclado con aluviales, y cumpla todas las siguientes condiciones (JRA, 2002).

- 1) Que exista una capa de suelo saturado con un nivel de agua subterránea mayor a 10 m por debajo de la superficie y que se encuentre a no más de 20 m de profundidad bajo la cota del terreno.

- 2) Un estrato con contenido de finos (FC) de 35% o menos, o un estrato con un (FC) mayor, pero con un índice plástico (IP) menor a 15.
- 3) Una capa de suelo que basados en la curva granulométrica sus partículas de diámetro medio (D50) sean menores a 10 mm, y los granos que pasan el 10% (en la curva acumulada) sean menores a 1mm.

2.1.2.1 Evaluación de la licuefacción.

En el apartado 8.2.3 del capítulo ocho de las especificaciones de diseño para puentes y autopistas de la Asociación Japonesa de Carreteras, 2002 se resume una serie de pasos y fórmulas para determinar el potencial licuable de un suelo, donde se calcula el factor de la resistencia a la licuefacción (FL), y si el resultado es menor a uno se considerará al estrato como potencialmente licuable.

2.1.3 AASHTO (2014)

Existen muchos métodos para evaluar el potencial licuable de un suelo que van desde los ensayos empíricos hasta métodos numéricos muy complejos, siendo los empíricos los más comunes para determinar esta condición (Youd et al., 2001), estos métodos se basan en los ensayos del SPT, CPT y en la velocidad de onda de corte para dar un estimado del potencial de licuefacción de un lugar en específico, cabe recalcar que estos análisis son el punto de partida hacia un estudio más profundo, incluso si se llegara a utilizar métodos más rigurosos para establecer la línea base (AASHTO, 2014).

En el año 2000 se estableció un consenso para establecer al método de Youd, *et al* (2001), como el normativo para la verificación del potencial licuable de un suelo; sin embargo, se han realizado nuevos aportes como los realizados por Cetin et al. (2004), Moss et al. (2006), y Boulanger e Idriss (2006), los cuales hacen más exacto al método, mejorando los resultados de estimación del potencial de licuefacción.

Estudios recientes (Bray Sancio, 2006; Boulanger e Idriss, 2006) han determinado que el método chino (Kramer, 1996), resulta ser no conservativo, por tal motivo presentan dos criterios que reemplazan a este:

- 1) Boulanger e Idriss (2006) recomiendan considerar a un suelo como no susceptible a licuefacción si tiene un índice plástico (PI) ≥ 7 .
- 2) Bray y Sancio (2006) sugieren que se debe considerar a un suelo como susceptible a licuefacción si tiene un (PI) < 12 y si la relación entre contenido de agua y límite líquido (Wc/LL) > 0.85 .

La norma (AASHTO, 2014) establece cuatro condiciones generales para que ocurra la licuefacción:

- Aceleración sostenida que sea lo suficientemente grande y que actúe en un periodo lo suficientemente largo para desarrollar una excesiva presión en los poros, reduciendo el esfuerzo efectivo y la resistencia del suelo.
- La licuefacción se produce en suelos que van desde limos de baja plasticidad hasta gravas, siendo las arenas, arenas limosas y los limos de baja plasticidad los más vulnerables a sufrir este efecto.
- Cuando un suelo tiene una densidad demasiado baja.
- La presencia de agua subterránea, que satura al suelo o que presenta una condición cercana a la saturación.

La norma (AASHTO, 2014) también establece que se debe evaluar la licuefacción en sitios donde existe vulnerabilidad sísmica y en lugares donde ya hubo presencia de licuefacción ante cargas cíclicas, además que presenten algunas de las siguientes características:

- Nivel de las aguas subterráneas: si el nivel de aguas subterráneas del lugar tenga una profundidad de 50 ft (15 m), medido desde la superficie.
- Características del suelo: si son arenas o limos de baja plasticidad dentro de 75 pies (23 metros) desde la superficie del suelo hacia abajo y además sean caracterizados por una de las siguientes condiciones: 1) Si el $(N_1)_{60}$ del SPT es menor o igual a 25 golpes/pie, 2) si la resistencia obtenida en el ensayo de CPT es menor o igual a 150, o si se ha observado licuefacción en sismos pasados.

2.1.4 Norma Ecuatoriana de la Construcción.

La norma ecuatoriana de la construcción para peligro sísmico y diseño sismo resistente (NEC-SE-DS), trata el tema de la licuefacción en su numeral 10.5.4 sin tener un enfoque claro en torno al diseño de pilotes, únicamente se limita a proporcionar recomendaciones para obtener el potencial de licuefacción y la respuesta dinámica del sitio para el caso de perfiles de suelo tipo F. La norma ecuatoriana menciona el trabajo de varios autores, poniendo énfasis en las investigaciones de Bray y Sancio (2006), Seed *et al.* (2003), Boulanger e Idriss (2006) las cuales permiten estimar el potencial de licuefacción y el efecto que tendrá dicho fenómeno en el diseño de cimentaciones profundas o superficiales.

2.2 ARTICULOS CIENTIFICOS Y TÉCNICOS

2.2.1 Madabhushi, Knappett y Haigh (2010).

Según Madabhushi, Knappett y Haigh (2010), para definir a un suelo como licuable se basaron en el proceso simplificado de Seed e Idriss (1971), en el cual se calcula los esfuerzos inducidos por las sollicitaciones cíclicas (CSR) y lo compara con la razón de resistencia cíclica (CRR) obtenida mediante correlaciones empíricas provenientes de

ensayos como el SPT y CPT. Definieron que efectivamente se puede definir a un suelo como licuable si se determina que $CSR > CRR$.

2.2.2 Seed *et al.* (2003)

Basándose en sus estudios, Seed *et al.* (2003), considera que un suelo es licuable si cumple las siguientes condiciones (límites de Atterberg) : a) $PI < 12$, b) $LL < 37$ y c) $Wc/LL > 0.80$; es necesario realizar otros tipos de ensayos para determinar si los suelos son licuables cuando los valores de limite líquido, índice plástico y el porcentaje de agua se encuentran entre los siguientes rangos: a) $12 < PI < 20$, b) $37 < LL < 47$ y c) $Wc/LL > 0.85$; por otra parte si los suelos no cumplen ninguna de estas condiciones, se considera como suelos no licuables según este criterio.

Tabla 2-2 Suelos licuables según Seed et al (2003)

Suelo	Índice plástico	Límite líquido	Porcentaje de agua
Licuable	Menor a 12	Menor a 37	Mayor a 0.80
Susceptible a licuefacción	Entre 12 y 20	Entre 37 y 47	Mayor a 0.85

Los suelos que no cumplen ninguna de estas condiciones, se considera como suelos no licuables.

2.2.3 Bray y Sancio (2006)

Bray y Sancio (2006) se enfocan en realizar pruebas de carga cíclica en laboratorio sobre muestras obtenidas en sitios con potencial licuable en la ciudad de Adazapari, Turquía, llegaron a la conclusión de que los suelos de granos finos con $PI < 12$ y $Wc/LL > 0.85$ son susceptibles a la licuefacción, mientras que los suelos de granos finos con $12 < PI < 18$ y $Wc/LL > 0.80$ necesitan un estudio más exhaustivo para determinar su potencial licuable. Los suelos de grano fino que no satisfagan ninguno de estos criterios pueden ser considerados como suelos no licuables.

Tabla 2-3 Suelos licuables según Bray y Sancio (2003)

Suelos de granos finos	Índice plástico	Porcentaje de agua
Licuable	Menor a 12	Mayor a 0.85
Susceptible a licuefacción	Entre 12 y 18	Mayor a 0.80

Los suelos que no cumplen ninguna de estas condiciones, se considera como suelos no licuables.

2.2.4 Boulanger and Idriss (2004,2006)

El índice plástico fue el parámetro en el que se basaron Boulanger e Idriss (2004,2006) para definir a un suelo como licuable, los autores definieron como “sand-like” a los suelos finos con $PI \leq 3$, lo cuales van a tener un comportamiento cíclico de licuefacción, que según Robertson (1994) es un comportamiento en donde los suelos se dilatan y acumulan suficiente presión en los poros para alcanzar una condición de esfuerzo efectivo igual a cero y producir deformaciones considerables, aunque estas se estabilizan cuando los ciclos de carga.

El comportamiento cíclico se distingue de la licuefacción por el hecho de que un suelo licuable no presenta un aumento apreciable de la resistencia al corte, independientemente de la magnitud de la deformación (Seed, 1979).

Según pruebas realizadas por Menzer Pehlivan (2009), se determinó que este último método es el de menor desempeño y mayor error, ya que utiliza una sola variable (PI) para evaluar el potencial licuable de los estratos, lo cual indica la necesidad de basarse en otros parámetros para evaluar la susceptibilidad de los suelos de granos finos ante la licuefacción.

2.2.5 Youd *et al.* (2001)

El alcance del estudio presentado por (Youd, y otros, 2001) se limita a presentar procedimientos para evaluar la resistencia a la licuefacción de los suelos, tomando en

cuenta que este fenómeno se produce por acción sísmica y a las grandes presiones de poros que se generan produciendo el ablandamiento de suelos granulares.

2.2.5.1 Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR).

Para definir estas variables el estudio propone una serie de ecuaciones que obedecen a ciertos parámetros que se describen a continuación:

CSR (cyclic stress ratio) es la demanda sísmica que se espera en las capas de suelo durante un sismo de diseño. Su valor se obtiene a partir de la siguiente expresión.

$$\text{CSR} = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \text{rd} \quad \text{Ec. (2-1)}$$

Donde:

g : Aceleración de la gravedad

σ_{vo} : Esfuerzo vertical total (ver Figura 2-1)

a_{max} : Aceleración máxima horizontal generada por el sismo en la superficie de terreno

$$\sigma_{vo} = q + \gamma_i d_i + \gamma_{i+1} d_{i+1} + \gamma_{i+n} (z - d_i - d_{i+n}) \quad \text{Ec. (2-2)}$$

q : Sobrecarga del terreno

γ_{i+n} : Peso específico del estrato de suelo

d_{i+n} : Altura del estrato de suelo

σ'_{vo} : Esfuerzo vertical efectivo (ver Figura 2-1)

$$u_w = \gamma_w \quad \text{Ec. (2-3)}$$

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_w \quad \text{Ec. (2-4)}$$

γ_w : Peso Específico del agua

H : Altura del nivel freático

rd : Coeficiente de reducción de esfuerzos, el cual se encuentra en función de la profundidad (z) y se lo puede calcular según las ecuaciones propuestas por Lio y Whitman (1986).

$$rd = 1 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9.15m \quad \text{Ec. (2-5)}$$

$$rd = 1.174 - 0.00267z \quad \text{para } 9.15m \leq z \leq 23m \quad \text{Ec. (2-6)}$$

Blake (1996), propuso una ecuación más aproximada para el cálculo de rd , la cual generaliza los resultados en una sola ecuación sin intervalos, por lo que es aplicada con mayor frecuencia.

$$rd = \frac{1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2} \quad \text{Ec. (2-7)}$$

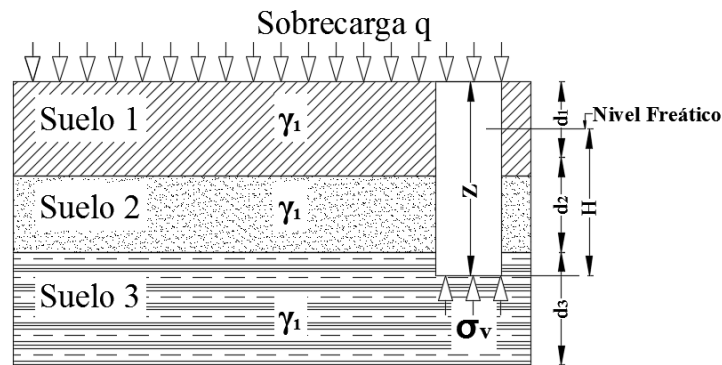


Figura 2-1 Esfuerzo Vertical.

2.2.5.2 Criterio para evaluar CRR mediante el ensayo SPT

CRR (cyclic resistance ratio) es la resistencia del suelo para oponerse a la licuación. A fin de evitar errores en el muestreo y pruebas de laboratorio, el CRR puede obtenerse en función del número de golpes (N_1)60 obtenidos del ensayo SPT el cual es el más confiable para evaluar casos de licuefacción debido a que se lleva estudiando por varias décadas.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad Ec. (2-8)$$

Donde:

$CRR_{7.5}$: Relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud 7.5

$(N_1)_{60CS}$: dato $(N_1)_{60}$ corregido basado en la cantidad de finos.

La presente ecuación para CRR está basada en sitios donde se han observado sismos de magnitud 7.5, para otras magnitudes, es necesario aplicar factores de ajuste, además es válida únicamente para $(N_1)_{60} < 30$, para $(N_1)_{60} \geq 30$ los suelos granulares tienen compacidad lo bastante alta como para no sufrir licuefacción.

“Los suelos granulares cuyo contenido de finos (FC) no supere el 5% de finos representa al criterio básico de penetración para el método simplificado y se denomina como el SPT de la curva base de arena limpia” (Youd, y otros, 2001), para los casos con contenido de finos de 5%, 15% y 35% es necesario ajustar $(N_1)_{60}$.

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad Ec. (2-9)$$

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad Ec. (2-10)$$

Donde:

$(N_1)_{60}$: El número de golpes de la prueba SPT normalizada a un esfuerzo geostático de 100 kPa y a la energía del martillo de 60%.

N_m : SPT, resistencia a la penetración medida en campo

Tabla 2-4 coeficiente de ajuste para contenido de finos

Contenido de Finos (FC)	α	β
$\leq 5\%$	0	1.0
$5\% < FC < 35\%$	$e^{\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right)}$	$\left(0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}\right)$
$\geq 35\%$	5	1.2

Fuente: (Youd, y otros, 2001, pág. 820)

Tabla 2-5 Factores de corrección SPT modificado Skempton (1986)

Factor	Variable del equipo	Término	Corrección
Presión vertical normal efectiva	-	C_N	$\left(\frac{1(atm)}{\sigma'_{vo}}\right)^{0.5}$ (1)
			$\frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma'_{vo}}{1(atm)}}$ (2)
Relación de energía	Martillo tipo dona	C_E	0.5 – 1.0
Relación de energía	Martillo de seguridad	C_E	0.7 – 1.2
Relación de energía	Martillo automático tipo dona	C_E	0.8 – 1.3
Diámetro de la perforación	65-115 mm	C_B	1.0
Diámetro de la perforación	150 mm	C_B	1.05
Diámetro de la perforación	200 mm	C_B	1.15
Longitud de Barra	< 3 m	C_R	0.75
Longitud de Barra	3 – 4 m	C_R	0.80
Longitud de Barra	4 – 6 m	C_R	0.85
Longitud de Barra	6 – 10 m	C_R	0.95
Longitud de Barra	10 m en adelante	C_R	1.0
Muestreo	Muestreador estándar	C_S	1.0

C_N No debe exceder 1.7. la Presión σ'_{vo} aplicada en las ecuaciones debe ser la presión de sobrecarga en el momento de la perforación y la prueba. Para $\sigma'_{vo} < 200kPa$, (1) y (2) arrojan resultados similares, para resultados mayores, (1) arroja resultados inciertos. Para $\sigma'_{vo} < 300kPa$ se recomienda utilizar únicamente (2) y para valores mayores utilizar otros métodos para determinar C_N

2.2.5.3 Criterio para evaluar la relación de resistencia cíclica (CRR)

mediante el ensayo CPT

El ensayo CPT tiene la ventaja de desarrollar un perfil casi continuo de resistencia a la penetración con lo cual permite interpretar la disposición de las capas del suelo y una definición más detallada, siendo esta particularidad una gran ventaja para el desarrollo de perfiles de resistencia a la licuefacción. Sin embargo, todas las interpretaciones que se basen en un estudio CPT deben ser comprobadas con varios pozos colocados de manera adecuada o preferiblemente con pruebas SPT, las cuales validen el tipo de suelo y la resistencia a la licuefacción.

El procedimiento CPT requiere la normalización de la resistencia de la punta utilizando, para lo cual es necesario calcular el valor q_{c1N} .

$$CQ = \left(\frac{1atm}{\sigma'_{vo}} \right)^n < 1.7 \quad Ec. (2-11)$$

$$q_{c1N} = CQ \left(\frac{qc}{1atm} \right)^n \quad Ec. (2-12)$$

Donde:

q_{c1N} : Resistencia a la penetración de la punta de cono medida en campo

CQ : Factor de normalización de la resistencia a la penetración del cono.

n: Exponente del esfuerzo, depende tipo de suelo ($0.5 < n < 1.0$). $n = 0.5$ para arenas limpias, $n = 1.0$ para suelos arcillosos y valores intermedios para limos y arenas limosas

Para la estimación del tipo de suelo (Robertson, 1990) propone un proceso iterativo para calcular el exponente (*n*) mediante el siguiente procedimiento:

$$Q = \left(\frac{qc - \sigma_{vo}}{1atm} \right) CQ \quad Ec. (2-13)$$

$$F = 100 \left(\frac{fs}{qc - \sigma_{vo}} \right) \quad Ec. (2-14)$$

$$Ic = (3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^{0.5} \quad Ec. (2-15)$$

Donde:

fs: Resistencia del fuste de cono medido en campo

qc: Resistencia de la punta de cono medido en campo

Q: Resistencia neta de la punta.

Ic: Índice de Comportamiento del suelo

F: Coeficiente de fricción normalizado

- 1) Para determinar *Q* se empieza asumiendo $n = 1.0$ y de esta manera se podrá determinar si el suelo es o no arcilloso.
- 2) Calcular *F*, mediante el cual se pueden interpretar los resultados en la Figura 2-2 propuesta por Robertson, (1990) o continuar con el cálculo del índice *Ic* e interpretar los resultados según Tabla 2-6.

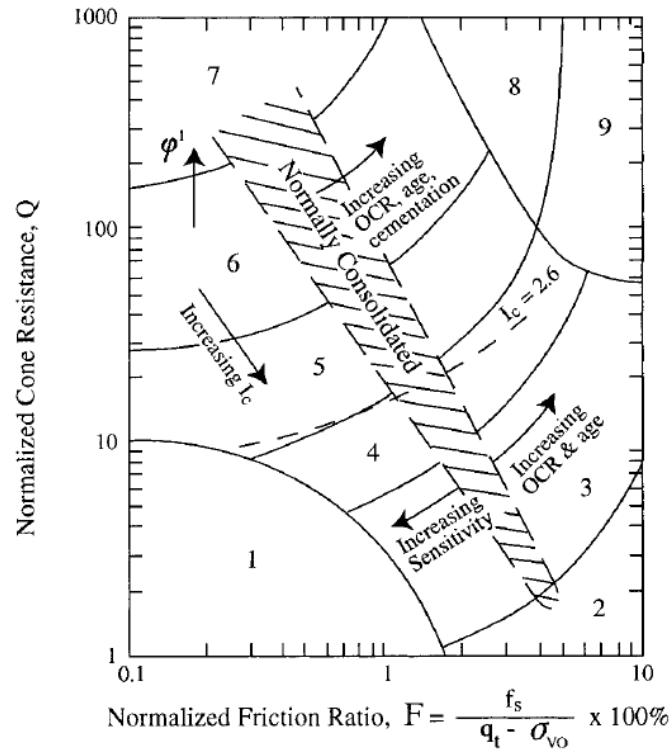


Figura 2-2 El diagrama del comportamiento de los tipos de suelo de acuerdo con la prueba de CPT (Robertson, 1990).

Tabla 2-6 Límites del tipo de comportamiento del suelo (según Robertson 1990).

Índice de tipo de comportamiento del suelo, I_c	Zona	Tipo de comportamiento del suelo (ver figura 2-2)
$I_c < 1.31$	7	Arenas con grava a gravas con arena
$1.31 < I_c < 2.05$	6	Arenas – arenas limpias a arenas limosas.
$2.05 < I_c < 2.60$	5	Mezclas arenosas – arenas limosas a limos arenosos
$2.60 < I_c < 2.95$	4	Mezcla de limos – Limos arcillosos a arcillas limosas
$2.95 < I_c < 3.60$	3	Arcillas- Arcillas limosas a arcillas
$I_c > 3.60$	2	Suelos orgánicos
	1	Suelos finos

Fuente: (Robertson, 1997, págs. 449 - 450)

- 3) Si $I_c > 2.6$, el suelo puede considerarse como arcilloso (ver tabla 2-6) por lo que la tendencia a la licuefacción es nula y se puede dar por terminado el análisis en este punto tomando el valor de $n = 1.0$ para calcular CRR.
- 4) Si $I_c < 2.6$ el suelo es granular (ver tabla 2-6) y se debe repetir el procedimiento ahora asumiendo un valor de $n = 0.5$
- 5) Con el nuevo valor de n asumido de 0.5, se verifica si $I_c < 2.6$, entonces el suelo puede ser considerado como granular sin plasticidad y se procede a obtener CRR
- 6) Si con $n = 0.5$ $I_c > 2.6$ el suelo puede contener un alto grado de limos, caracterizándose como muy limoso y plástico, por lo que es necesario volver a repetir el procedimiento esta vez con un valor intermedio de $n = 0.7$.
- 7) En este último caso $n = 0.7$ se utiliza para calcular CRR, y debe comprobarse con pruebas de laboratorio y con otros criterios para verificar si el suelo es licuable.
- 8) En todos los casos para $I_c > 2.6$ y con un $F < 1\%$ deben realizarse pruebas de laboratorio ya que son suelos muy sensibles a la licuefacción y pueden sufrir una pérdida de resistencia durante un sismo

Las expresiones definidas en el estudio de Youd, (2001) para calcular CRR han sido analizadas en 19 casos y han dado como resultado una confiabilidad del 85%, por lo cual se detalla a continuación el método.

Tabla 2-7 aproximaciones de CRR (Robertson y Wride, 1998)

$(q_{c1N})_{cs}$	$CRR_{7.5}$	
< 50	$0.833 \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right) + 0.05$	Ec. (2-16)
$50 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 160$	$93 \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08$	Ec. (2-17)

Fuente: (Youd, y otros, 2001, pág. 822)

Donde:

$(q_{c1N})_{cs}$: Resistencia de cono equivalente normalizado a 1atm (100kPa) para arenas finas y se la obtiene multiplicando por el factor de reducción (Kc) con la resistencia a la punta normalizada (q_{c1N})

Tabla 2-8 Factor de reducción Kc (Robertson and Wride 1998)

Ic	Factor de reducción Kc	
≤ 1.64	1.0	
> 1.64	$-0.403Ic^4 + 5.581Ic^3 - 21.63Ic^2 + 33.75Ic - 17.88$	Ec. (2-18)

Fuente: (Youd, y otros, 2001, pág. 823)

$$(q_{c1N})_{cs} = Kc(q_{c1N}) \quad \text{Ec. (2-19)}$$

2.3 CONCLUSIÓN DEL ANALISIS DE INFORMACIÓN

Las normas analizadas para el presente estudio coinciden en la importancia de evaluar el potencial de licuefacción en el terreno donde se va a cimentar. La mayoría de los métodos que proponen varios autores, están fundamentados en los ensayos SPT, CPT, los límites de Atterberg, ensayos triaxiales, magnitudes de sismo, inclusive existe la posibilidad de dejarlo a criterio del especialista.

La mayor parte de las investigaciones realizadas por Seed, 2003, Bray y Sancio, 2006 y Boulanger e Idriss, 2006 para analizar la licuefacción en suelos finos se las realizo en muestras de suelo inalterado (ML, CL, MH y CH), llegando a la conclusión de que existe un cambio significativo en la relación entre la presión de poros frente a la respuesta del esfuerzo de corte los cuales se los puede identificar en función del límite líquido (LL), limite plástico (LP), índice de plasticidad (IP) y la relación entre el contenido de agua del suelo y el limite líquido (w_c/LL). Todavía se discute si el método es fiable para determinar el potencial licuable en suelos finos ya que es un compendio de datos de laboratorio y observaciones en campo por tal motivo se debe tener presente la incertidumbre del comportamiento del suelo (Menezzer , 2009).

Para el caso de la cimentación del puente de Muisne se usará el método de Bray y Sancio (2006) por recomendación de la Norma NEC además del método propuesto por Youd (2001) que entrega una respuesta más acertada para el cálculo de la licuefacción por lo que varias normativas, entre ellas la AASHTO, 2014 recomiendan el método, cabe destacar que nuevas investigaciones son tomadas en cuenta dentro de la normativa antes mencionada como Cetin *et al.* (2004) y Moss *et al.* (2006), los cuales complementan el estudio de Youd, el cual sigue siendo utilizado con mayor frecuencia.

CAPITULO 3 PILOTES

3.1 CARACTERÍSTICAS DE PILOTES

Los pilotes pre barrenados, conocidos también como pilotes “in situ”, o pilotes de extracción, son un sistema de fundación muy versátil, utilizada en todo el mundo, se maneja un concepto muy básico de construcción, en donde se debe completar primero la excavación, colocar el acero de refuerzo si es necesario y realizar la fundición del hormigón posteriormente (Kulhawy, 1991). Dentro de esta tipología se corre el riesgo de que existan derrumbes, los cuales pueden ser controlados con lodos bentónicos, que al momento del hormigonado salen expulsados por diferencia de densidades o también con el uso de encamisados metálicos, que deben tener el espesor y la resistencia suficiente para aguantar la manipulación a la que son expuestos (AASHTO, 2014). Existen varias formas o secciones para pilotes excavados, estos pueden ser uniformes a lo largo de toda su longitud, puede tener una forma cónica o puede terminar en forma de campana (AASHTO, 2014).

Se describe a continuación varios tipos de pilotes excavados que nos ayudarían a resolver en gran parte los problemas de cimentaciones profundas:

- Pilotes en terreno estable (sin encamisado): Ideal para excavaciones sin presencia de agua y terrenos estables debido a su cohesión interna, en estos suelos la perforación se lleva a cabo mediante barrenos o hélices, por otro lado si hablamos de terrenos muy compactos o impermeables como las arcillas donde, a pesar de que tengan niveles freáticos se mantienen estables, se recomienda el uso de un “bucket” para la excavación, adicionalmente se debe tener extremo cuidado en el hormigonado ya que el agua está presente (Pérez, 2010). Este tipo de pilote es la mejor opción en cualquier obra debido a que es fácil de hacer, la velocidad con la que se puede avanzar y el beneficio económico que esto implica, la versatilidad

que brinda al permitir perforar casi todos los materiales por más denso que este se encuentre.

El rendimiento de su ejecución depende directamente del tipo de material excavado, el diámetro que se maneje, ubicación de las perforaciones, espacio para maniobrabilidad de la maquinaria y condiciones externas como el clima, por ejemplo.

- Pilotes de entubación recuperable: pueden existir estratos inestables dentro de una perforación, es aquí donde nace la necesidad de usar pilotes con camisa recuperable, esta debe cubrir todo el estrato de suelo blando, empotrarse en una capa firme y permitir el avance de la excavación hasta alcanzar la profundidad de diseño (Pérez, 2010). El rendimiento de este tipo de pilote disminuye considerablemente en relación al anterior, ya que tiene varios aspectos adicionales que hay que considerar como por ejemplo: la profundidad y el espesor de la capa inestable, si esta es superficial y de espesor reducido se coloca una sola camisa, en cambio, si es profunda se debe armar el encamisado hasta llegar al estrato del problema; la fricción que se crean entra la camisa y el suelo al momento de hincar las mismas, lo que arrastra demoras en cuanto a tiempo y elevación de costo en el presupuesto.

Es de suma importancia al momento de recuperar la entubación, operar con el debido cuidado para no desencajar el refuerzo ni el hormigón ya colocado (Kulhawy, 1991)

- Pilotes con lodos: consiste en ir conteniendo las paredes de la perforación mientras se va excavando para evitar derrumbes de las paredes interiores; esta es una variable más económica al uso de los encamisados. El lodo tiene una densidad mayor al agua lo que permite que se pegue a las paredes (De Jesus, 2014), debido a esta condición los diámetros recomendables para este tipo de perforación van

desde los 650 mm (Pérez, 2010) ya que a menores diámetros se corre el riesgo de que se limpien los lodos pegados en las paredes al momento de maniobrar las máquinas perforadoras y se produzcan derrumbes, dentro de esta tipología es importante considerar el adecuado tratamiento que se debe dar a estos lodos tanto para su fabricación como para su manejo después de ser utilizado, ya que deben tener un tratamiento específico (Kulhawy, 1991)

- Pilotes con camisas perdidas: tiene varios usos como, por ejemplo: en sitios fangosos, especialmente en zonas con nivel freático elevado o cercanos al mar, protegiendo así al pilote de corrientes subterráneas o suelos químicamente agresivos que pueden dañar la integridad del pilote al entrar en contacto con el hormigón aun fresco (De Jesus, 2014).

Sirve también como encofrado cuando el pilote atraviesa estratos completamente inestables como es el caso de Muisne donde hay turbas, además suelos granulares que debido a la presencia del agua son propensos al colapso, cabe mencionar que a pesar de ser una de las tipologías más elevadas en costo no solo por el material, sino también por el proceso constructivo, es la indicada para el proyecto debido a las características nada favorables de la zona además de los equipos disponibles para la implantación de los mismos.

Si se usan camisas perdidas en ambientes corrosivos obligatoriamente se implementará el uso de camisas de al menos 2mm de espesor, analizando si la resistencia y rigidez de la misma es suficiente para resistir el hincado sin sufrir alteraciones en su estructura. (AASHTO, 2014).

En cuanto a la armadura y al vaciado del hormigón del que se ha venido hablando en las diferentes tipologías mencionadas se cree conveniente definir que el número de

varillas y el diámetro de las mismas están en función de las cargas a soportar, de igual manera con la resistencia del hormigón que está en función de las características propias del proyecto.

Tabla 3-1 Tipos de pilotes según condición del terreno

TIPO DE TERRENO	TIPO DE PILOTE	OBSERVACIONES
ESTABLE	Pilote sin entubación ni uso de lodos	Trabajo ideal, sin complicaciones, rápido y bajos costos.
En la parte superior de perforación	Pilotes con camisa recuperable	Rendimiento menor al anterior, y costo más elevado.
Inestabilidad a cualquier profundidad	Puede usarse tanto el lodo bentónico como camisas empalmadas recuperables	Se debe tener cuidado al momento de determinar si es suficiente solo el uso de lodos, o si realmente se necesita camisas
INESTABLE		
Inestabilidad en el fondo, pero el resto de estratos estables	Perforación usando lodos bentónicos	Es lo ideal, por su facilidad y bajo costo, considerar la creación y manejo posterior de lodos.
Inestabilidad en el fondo o en toda la perforación, con presencia de agua y baja o muy baja consistencia (gruesos) o cohesión (finos)	Pilotes con camisa perdida	Tipología más cara y costosa pero permite trabajar correctamente sirviendo al pilote como encofrado ante derrumbes y posibles cavernas.

Fuente: (Pérez, 2010)

Después de analizar las diferentes tipologías de pilotes se define que el elemento clave en la elección del pilote depende de la estabilidad del terreno a la perforación (Pérez, 2010), confirmando así lo estipulado en el literal 5.13.4.5 de la norma AASHTO, 2014, donde se establece que los pilotes en suelos perforados se deben realizar únicamente donde las condiciones geológicas lo permitan; en ellos residen la importancia de realizar un estudio geotécnico previo.

3.1.1 Refuerzo de Acero

El área del refuerzo longitudinal no debe ser menor al 0.8% del área de concreto (A_g) (AASHTO, 2014), mientras que el refuerzo en espiral o zuncho debe ser de al menos 10mm de diámetro y debe tener un paso de 150 mm como máximo. La distancia libre tanto, para refuerzo vertical como para varillas transversales debe ser cinco veces el tamaño del agregado más grande o 15 cm; el menor valor entre los dos, cabe mencionar que existen excepciones para el diseño sísmico lo cuales se explicaran a continuación.

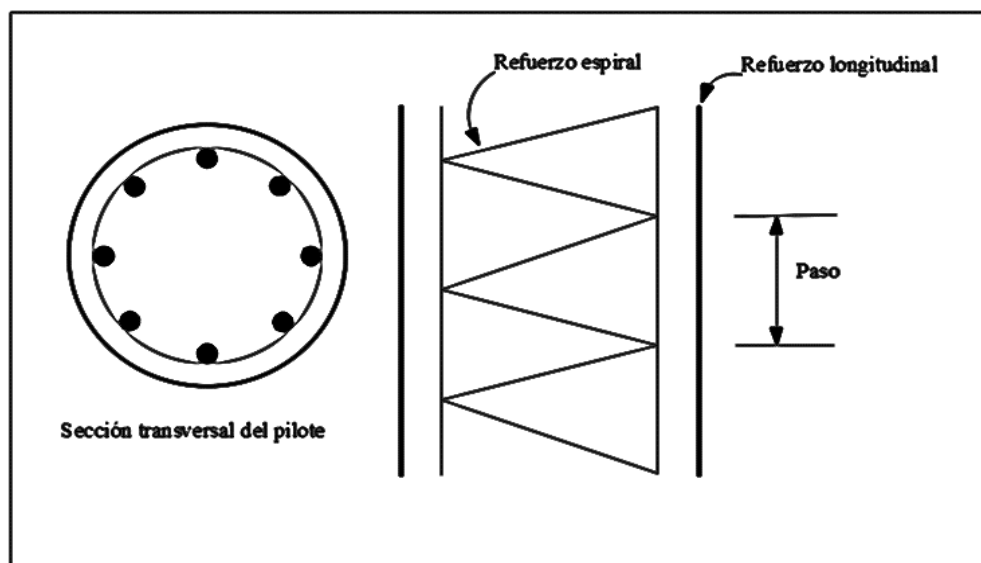


Figura 3-1Detalle del refuerzo en espiral

3.1.2 Requerimientos Sísmicos.

Las estructuras localizadas en zonas sísmicas tienen una alta probabilidad de fallar, es por eso que se requiere que tengan ductilidad, y que sean diseñadas biaxialmente, esto quiere decir que resistan tanto cargas axiales como laterales basados en el criterio P- Δ para limitar la demanda de la capacidad de ductilidad debido a una excesiva deflexión (AASHTO,2014). Los pilotes deben ser anclados o empotrados en estratos suficientemente fuertes para que soporten cargas.

Para pilotes colados “in situ”, se colocarán un mínimo de cuatro barras longitudinales para pilotes cuadrados y seis para circulares; este refuerzo deberá sobresalir de la cabeza del

pilote un tercio de la longitud total del pilote u 8 ft (25 cm), para que trabaje monolíticamente toda la estructura.

3.2 DISEÑO DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL.

Según (Braja Das, 2001) la longitud del pilote depende de la forma en que este se encuentre trabajando ya sea por carga en la punta o por fricción, existen pilotes mixtos que aprovechan estas condiciones de trabajo.

Para pilotes con capacidad de carga en punta:

$$Q_u = \phi'_{stat} Q_p \quad \text{Ec. (3-1)}$$

Para pilotes de carga friccionante:

$$Q_u = \phi'_{stat} Q_s \quad \text{Ec. (3-2)}$$

Para pilotes mixtos:

$$Q_u = \phi'_{stat} Q_p + \phi'_{stat} Q_s \quad \text{Ec. (3-3)}$$

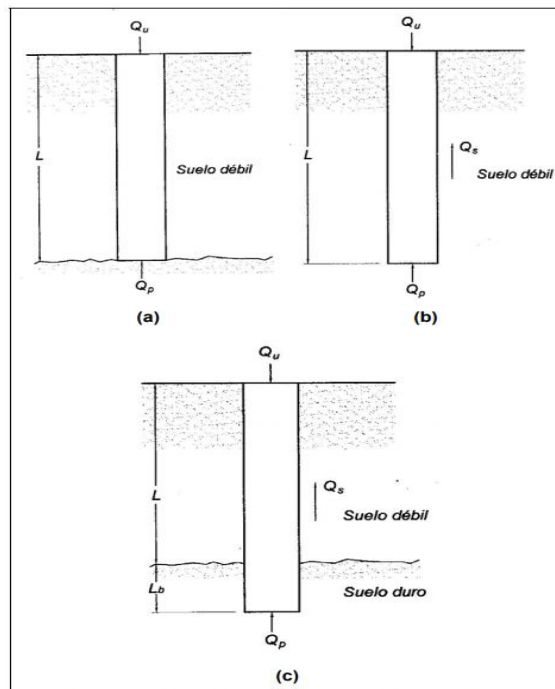


Figura 3-2 Capacidad de carga punta y fricción.

Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones, Braja Das, 2001

Los métodos que se usarán para el diseño de pilotes, son recomendados por la Norma NEC 2015, la misma que establece trabajar con los parámetros establecidos por la Norma AASHTO LRFD 2014.

3.2.1 Capacidad de resistencia por punta (Qp).

Según (Meyerhof, 1976), la capacidad de resistencia unitaria a la punta en pilotes hincados es:

Para suelos cohesivos:

$$q_p = 9S_u \quad \text{Ec. (3-4)}$$

Donde:

S_u es el corte no drenado, (kN/m²)

Para suelos no cohesivos, la resistencia de punta unitaria se puede obtener de la siguiente ecuación:

$$q_p = 0.4 * P_a * N_{60} * \frac{L}{D} \leq 4P_a N_{60} \quad \text{Ec. (3-5)}$$

Donde:

P_a = presión atmosférica ($\approx 100\text{kN/m}^2$)

N_{60} = número de penetración estándar promedio en la zona definida anteriormente. (aproximadamente $10D$ arriba y $4D$ por debajo de la punta del pilote si es un estrato homogéneo caso contrario se toma el valor del N del SPT del estrato en consideración).

L = longitud del pilote

D = diámetro del pilote

La resistencia de punta en roca según (Goodman, 1980), es aproximadamente:

$$Q_p = A_p * q_u (diseño) (N_\phi + 1) \quad Ec. (3-6)$$

$$q_u (diseño) = \frac{q_u (lab)}{5} \quad Ec. (3-7)$$

$$N_\phi = \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2}) \quad Ec. (3-8)$$

Donde:

ϕ' : Angulo de fricción

A_p : Área del pilote

Tabla 3-2 Resistencia común a la compresión simple de rocas

Tipo de roca	$q_u (lab), kN/m^2$
Arenisca	70000-140000
Caliza	105000-210000
Lutita	35000-70000
Granito	140000-210000
Mármol	60000-70000

Fuente: Principios de Ingeniería de cimentaciones, (Braja Das, 2001)

Tabla 3-3 Valores comunes del ángulo de fricción ϕ' de rocas.

Tipo de roca	Ángulo de fricción, ϕ' (grados)
Arenisca	27-45
Caliza	30-40
Lutita	10-20
Granito	40-50
Mármol	25-30

Fuente: Principios de Ingeniería de cimentaciones, (Braja Das, 2001)

Para pilotes pre barrenados la norma (AASHTO, 2014) establece los procedimientos para definir la resistencia unitaria a punta:

Según Brown (2010), en suelos cohesivos:

$$q_p = N_c S_u \leq 3830 \frac{kN}{m^2} \quad Ec. (3-9)$$

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9 \quad Ec. (3-10)$$

En la cual:

Su: Corte no drenado [kN/m²]

Z: Profundidad de penetración

D: Diámetro de la perforación

En suelos no cohesivos según la norma (AASHTO, 2014) en el apartado 10.8.3.5.2c, establece que la resistencia nominal, q_p es:

Si $N_{60} \leq 50$, entonces

$$q_p = 1.2 N_{60} \quad Ec. (3-11)$$

El valor de q_p se limitará a un valor límite de 2872 kN/m².

Donde:

N₆₀: número de golpes del SPT resultante corregido para tener un valor normalizado

Según el diseño previo para el puente peatonal de Muisne, los pilotes centrales llegan hasta lutita es por eso que también se requiere analizar la capacidad de punta en roca.

Para la resistencia en punta de pilotes pre barrenados en roca usaremos la ecuación indicada en el numeral 10.8.3.5.4c de la norma ASHTO LRFD 2014:

$$q_p = 2.5q_u (\text{diseño}) \quad \text{Ec. (3-12)}$$

q_u (diseño) lo podemos obtener de ensayos de laboratorio; la Tabla 3-2 Resistencia común a la compresión simple de rocas proporciona valores de referencia

3.2.2 Capacidad de resistencia por fricción (Qs).

La norma (AASHTO, 2014) en su apartado 10.7.3.8.6g recomienda que para arenas y suelos no cohesivos la resistencia por fricción lateral unitaria viene dada por la ecuación:

Para pilotes hincados:

$$q_s = \frac{\overline{N1_{60}}}{25} \quad \text{Ec. (3-13)}$$

Para pilotes pre-barrenados:

$$q_s = \frac{\overline{N1_{60}}}{50} \quad \text{Ec. (3-14)}$$

Donde:

$N1_{60}$ = El número de golpes de la prueba SPT normalizada a un esfuerzo geostático de 100 kPa y a la energía del martillo de 60%.

Por otro lado, para suelos cohesivos existen varios métodos para obtener la resistencia por fricción unitaria de pilotes.

Para pilotes hincados:

Método λ .

Vijayvergiya y Focht (1972), proponen este método suponiendo que el suelo desplazado al momento de hincar los pilotes da como resultado una presión lateral pasiva a cualquier profundidad, y la resistencia superficial unitaria es:

$$f_{prom} = \lambda (\sigma'_0 + 2S_u) \quad Ec. (3-15)$$

Donde:

σ'_0 : Esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento.

S_u : Resistencia cortante no drenada media ($\phi = 0$).

Según (Tandazo, F, 2010), para definir λ se han detallado las siguientes ecuaciones, tales que están en función de la profundidad de empotramiento:

Para $0 \leq L \leq 10 \text{ m}$

$$\lambda = 0.0017L^2 - 0.0417L + 0.4996 \quad Ec. (3-16)$$

Para $10 \leq L \leq 20 \text{ m}$

$$\lambda = 0.0004L^2 - 0.0193L + 0.4097 \quad Ec. (3-17)$$

Para $20 \leq L \leq 30 \text{ m}$

$$\lambda = 0.8057L^{-0.507} \quad Ec. (3-18)$$

Para $30 \leq L \leq 40 \text{ m}$

$$\lambda = 0.4568L^{-0.341} \quad Ec. (3-19)$$

Para $40 \leq L \leq 50 \text{ m}$

$$\lambda = 0.3617L^{-0.277} \quad Ec. (3-20)$$

Para $50 \leq L \leq 90 \text{ m}$

$$\lambda = -0.0001L + 0.1242 \quad Ec. (3-21)$$

Método α

Para (Sladen, 1992) en suelos arcillosos la resistencia por fricción unitaria se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$f = \alpha C_u$$

Ec. (3-22)

Donde:

Cu: Cohesión no drenada

α : es un valor empírico de adhesión y se lo puede obtiene de la siguiente tabla:

Pa: Presión atmosférica [100 kN/m²]

Tabla 3-4 Variación de α

$\frac{C_u}{P_a}$	α
≤ 0.1	1.00
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1.0	0.48
1.2	0.42
1.4	0.40
1.6	0.38
1.8	0.36
2.0	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

(Basados en Terzaghi, Peck y Mesri, 1996)

O valiéndose de la ecuación:

$$\alpha = 0.000003C_u^2 - 0.0028C_u + 1.031 \quad Ec. (3-23)$$

Finalmente, la resistencia lateral última puede calcularse como:

$$Q_s = \sum f p \Delta L = \sum \alpha c_u \Delta L p \quad \text{Ec. (3-24)}$$

Pilotes pre-barrenados

La resistencia lateral unitaria en suelos cohesivos, se obtiene mediante el siguiente método:

Método α :

$$f = \alpha C_u \quad \text{Ec. (3-25)}$$

En la cual:

$$\alpha = 0.55, \quad \text{cuando } \frac{C_u}{P_a} \leq 1.5 \quad \text{Ec. (3-26)}$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{C_u}{P_a} - 1.5 \right), \quad \text{cuando } 1.5 \leq \frac{C_u}{P_a} \leq 2.5 \quad \text{Ec. (3-27)}$$

Donde:

C_u = cohesión no drenada

α = factor de adhesión.

P_a = presión atmosférica.

Para suelos no cohesivos hacemos uso del método β como recomienda la (AASHTO, 2014) en su apartado 10.8.3.5.2a, para definir la resistencia lateral unitaria por fricción.

Método β

$$q_s = \beta \sigma'_v \quad \text{Ec. (3-28)}$$

β para la ecuación es:

$$\beta = (1 - \text{sen } \varphi'_f) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\text{sen } \varphi'_f} \quad \text{Ec. (3-29)}$$

Donde:

φ'_f = ángulo de fricción

σ'_p = esfuerzo efectivo vertical de pre consolidación.

σ'_v = esfuerzo efectivo vertical.

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'_f}{2}\right) \quad \text{Ec. (3-30)}$$

El ángulo de fricción lo obtenemos de esta forma: $\varphi'_f = 27.5 + 9.2 \log[(N_1)_{60}]$, donde $(N_1)_{60}$ es el número de golpes de la prueba SPT normalizada a un esfuerzo geostático de 100 kPa y a la energía del martillo de 60%.

El esfuerzo de pre consolidación se obtiene de esta correlación con el N del SPT:

Para arenas:

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0.47(N_{60})^m \quad \text{Ec. (3-31)}$$

Donde:

N_{60} : Numero de golpes del SPT corregido para tener un valor normalizado

m: 0.6 para arenas puras

m: 0.8 para arenas limosas hasta limos arenosos

P_a : Presión atmosférica, debe ir en las mismas unidades que σ'_p .

Para gravas:

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0.15(N_{60}) \quad \text{Ec. (3-32)}$$

Para roca, según Kulhawy et al (2005):

$$\frac{q_s}{P_a} = C \sqrt{\frac{q_u \text{ (diseño)}}{P_a}} \quad \text{Ec. (3-33)}$$

Donde:

N60: Numero de golpes del SPT corregido para tener un valor normalizado

Pa: Presión atmosférica (100 kN/m2)

C: coeficiente de regresión, 1 para condiciones normales.

Si la roca es fracturada, la resistencia unitaria lateral viene a ser:

$$\frac{q_s}{P_a} = 0.65\alpha_E \sqrt{\frac{q_u}{P_a}} \quad \text{Ec. (3-34)}$$

El factor de modificación α_E , es presentado en la siguiente tabla:

Tabla 3-5 Estimación de α_E (O'Neill y Reese, 1999)

RDQ (%)	Factor de Modificación, α_E	
	Junta cerrada	Junta abierta
100	1.00	0.85
70	0.85	0.55
50	0.60	0.55
30	0.50	0.50
20	0.45	0.45

Fuente: AASHTO LRFD 2014.

Los valores obtenidos de resistencia en punta y resistencia a la fricción lateral deben ser disminuidos por su respectivo factor, dependiendo el método y el tipo de suelo que se ha empleado para su estudio.

Para pilotes hincados:

Tabla 3-6 Factores de resistencia para pilotes hincados

		Condición-Método	Factor de resistencia
		Resistencia lateral y en punta: Arcilla y suelos mixtos:	
		Método α (Tomlison, 1987; Skempton, 1952)	0.35
Resistencia nominal,		Método λ (vijayvergiya & Focht, 1972)	0.40
φ'_{stat}		Resistencia lateral y en punta: Arenas:	
		Método SPT (Meyerhof)	0.30

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2014

Para pilotes pre barrenados:

Tabla 3-7 Factores de resistencia para pilotes pre barrenados

		Condición-Método	Factor de resistencia
		Resistencia lateral en arcilla	Método α (Brown, 2010)
Resistencia			0.45
		Resistencia a la punta en arcilla	(Brown et al,2010)
nominal,			0.40
		Resistencia lateral en arenas	Método β (Brown, 2010)
φ'_{stat}			0.55
		Resistencia a la punta en arenas	Método SPT
			0.30
		Resistencia lateral en roca	Carter y Kulhawy (1988)
			0.50
		Resistencia a la punta en roca	Asoc. Canadiense de Geotecnia
			0.50

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2014

Según la norma (AASHTO, 2014) se recomienda que los pilotes deben atravesar los estratos potencialmente licuables y que se debe despreciar los efectos de fricción o adherencia a lo largo del fuste.

$$Q_u = 0, \quad \text{suelo licuable, no resiste carga.}$$

3.2.3 Pilotes en grupo

La separación entre pilotes es una variable fundamental tanto para el comportamiento del terreno como para la distribución de cargas (Quinga, K 2015). Si los pilotes están muy separados, estos vendrían a trabajar aisladamente y no habría esa distribución de cargas deseada, por el otro lado si están muy pegados, el diseño pierde eficiencia. El espaciamiento óptimo para pilotes está en el rango de 2.5D a 4D (Braja Das, 2001).

La eficiencia del grupo de pilotes en suelos granulares, se lo puede obtener de la siguiente manera:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{Q_u} \quad \text{Ec. (3-35)}$$

Donde:

η = Eficiencia de grupo.

$Q_{g(u)}$ = Capacidad última de carga. Grupo de pilotes

Q_u = Capacidad ultima de carga. Pilote aislado = Número de pilotes multiplicado por la capacidad individual del pilote.

Existen dos tipos de comportamientos en función del espaciamiento de los pilotes:

a) Puede trabajar como bloque ($L_g * B_g * L$), Donde:

$$L_g = (n - 1)s + 2 \left(\frac{D}{2} \right) \quad \text{Ec. (3-36)}$$

$$B_g = (m - 1)s + 2\left(\frac{D}{2}\right) \quad \text{Ec. (3-37)}$$

Se debe analizar al conjunto de pilotes como un solo bloque.

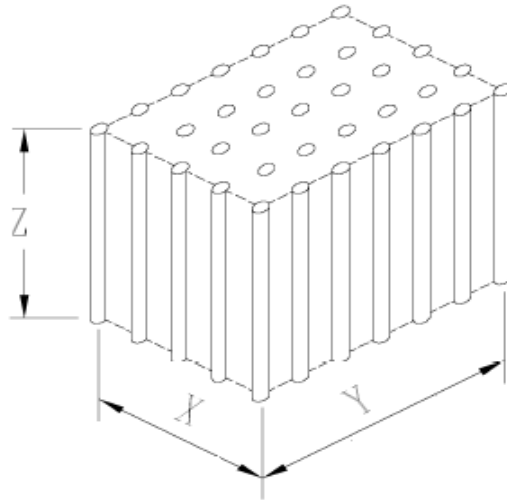


Figura 3-3 Bloque de falla

3.2.2

Donde:

$$X = B_g$$

$$Y = L_g$$

b) Como pilotes individuales, debido a que están muy alejados entre sí ($\eta > 1$).

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{2(n + m - 2)s + 4D}{p * n * m} \quad \text{Ec. (3-38)}$$

Si $\eta < 1$

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u \quad \text{Ec. (3-39)}$$

Si $\eta \geq 1$

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u \quad \text{Ec. (3-40)}$$

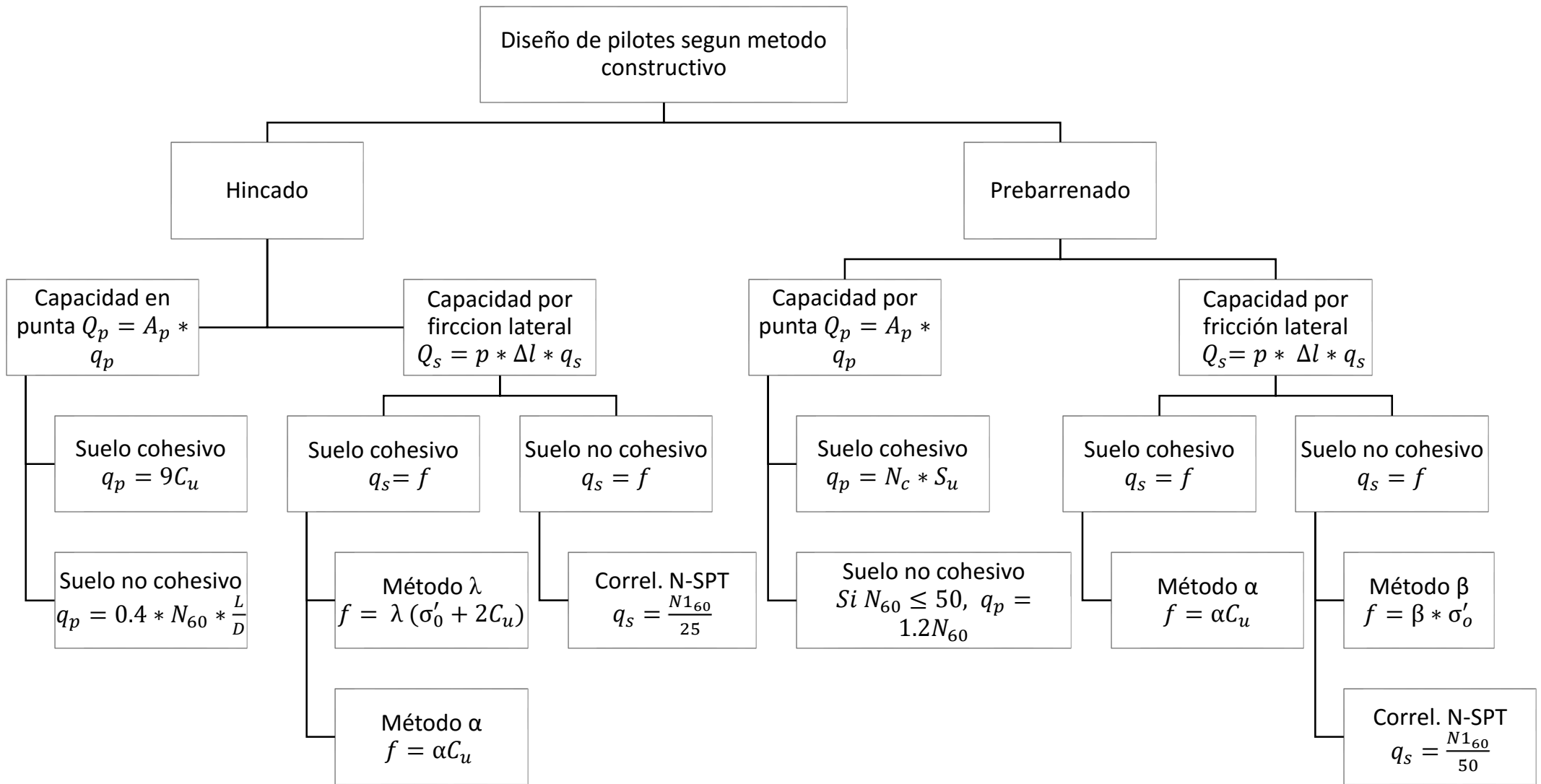


Figura 3-4 Esquema de Procedimiento Para Calculo de Pilotes

3.3 RESPUESTA LATERAL DE PILOTES MEDIANTE CURVAS P-Y.

El análisis de curvas p - y , es un modelo matemático que simula la resistencia del suelo mediante elementos finitos que divide al pilote en n intervalos, asignando una curva $p - y$ y una rigidez del pilote para cada estrato o sub estrato del suelo (Mang, 2015), donde p es la resistencia del suelo por unidad de longitud de la pila y y es la deflexión sufrida. Hay que considerar que el comportamiento del suelo depende de varias características como son: tipo de suelo, tipo de cargas, profundidad de análisis, diámetro y forma de la sección transversal, coeficiente de fricción entre la pila y el suelo, método constructivo, efecto de la interacción como grupo de pilotes. La influencia de estos parámetros no está muy bien definida por eso es necesario hacer el cálculo empírico de las mismas. (DFI, 2017)

Las primeras investigaciones sobre curvas $p - y$ se empezaron a desarrollar por Skempton y Terzaghi entre los años 1940 y 1950 (Ruigrok, 2010) cuando empresas petroleras construían sus plataformas de perforación en alta mar, soportando grandes cargas horizontales producidas por las olas. Se han hecho aportaciones destacadas como por ejemplo las propuestas por Broms (1964), Matlock (1970) y Reese y Cox (1975), es importante comentar que hasta el día de hoy se sigue mejorando el cálculo, siendo el Instituto Americano de Petróleo (API) una de las agencias que más aporta en el tema (DFI, 2017).

La mayoría de los métodos numéricos actualmente en uso para el modelado de la interacción suelo pilote se basan en el modelo de curvas p - y , cuya hipótesis dice que las fuerzas de reacción ejercidas por la fundación son proporcionales en cada punto a la deflexión de la pila en ese punto y son independientes de las presiones o deflexiones producidas en otras partes de la fundación. El factor de proporcionalidad entre la resistencia del suelo y la deflexión sufrida, se denomina normalmente coeficiente de

reacción (k_s) el cual varía dependiendo del tipo de suelo (Bhattacharya & Lombardi, 2016).

$$p = k_s y$$

Ec. (3-41)

3.3.1 Comportamiento de la interacción lateral suelo - pilote en suelos licuables durante un sismo.

El comportamiento de la interacción lateral suelo-pilote se puede resumir en tres fases muy importantes:

Fase 1. Carga sísmica antes de la licuefacción.

Durante los primeros ciclos de carga el aumento de presión de poros es despreciable por lo tanto al suelo se lo considera como no licuable, y a la interacción suelo pilote se la analiza como una pila que trabaja en suelo estable (no degradado).

Fase 2. Desarrollo de licuefacción completa.

A medida que la carga sísmica sigue actuando, la presión de poros continúa creciendo hasta alcanzar un estado donde la presión de confinamiento del suelo llega a ser casi nulo. En esta condición el suelo pierde considerablemente su resistencia y rigidez y puede ser catalogado ya como un suelo licuable (Dash, 2010) .

Fase 3. En plena licuefacción.

Una vez que se ha alcanzado la máxima presión de poros posible, el estado de licuefacción puede durar desde pocos segundos hasta varios minutos dependiendo de las condiciones de drenaje y de las características del sismo. (Dash, 2010). Dos tipos de interacción lateral suelo-pilote han sido analizadas en esta fase:

Cíclica: el pilote vibra cíclicamente debido al sacudimiento de la base, presentando una interacción dinámica entre el suelo y el pilote.

Monotónica: una interacción unidireccional es alcanzada si la pila se deforma monotónicamente. Tenemos el pandeo del pilote y al desplazamiento lateral del suelo como ejemplos de esta condición, las curvas p-y obtenidas de este tipo de carga es usada como una línea base que representa el efecto para análisis más completos. (Yousif, 2009, págs. 33-34)

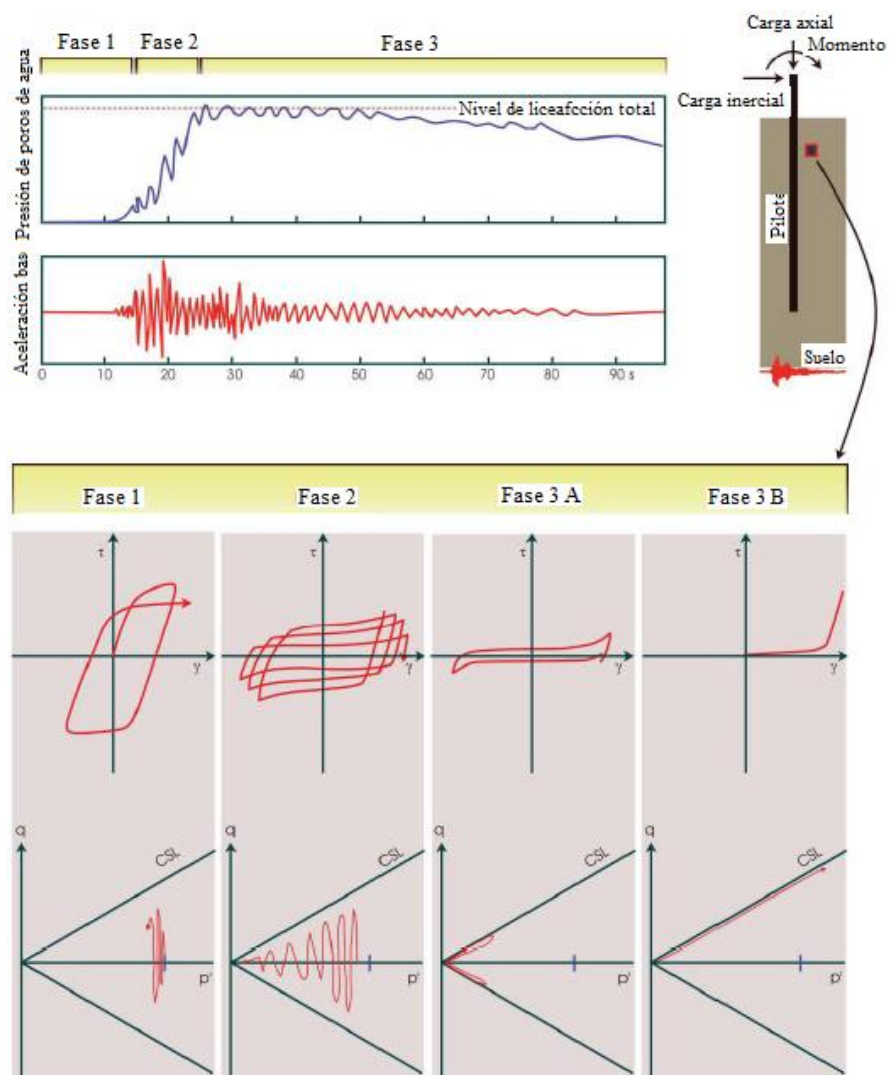


Figura 3-5 Etapas de comportamiento del suelos licuables durante un sismo. (Dash, 2010).

La fase 1 y la fase 3 vienen a ser condiciones extremas por eso deben ser consideradas para el diseño.

A medida que el suelo entra en estado de licuefacción la resistencia lateral del suelo baja, haciendo que el periodo natural de la estructura disminuya, presentándose la posibilidad de que la estructura entre en resonancia si la frecuencia de la misma coincide con la frecuencia del sismo, otro efecto negativo que se produce con la pérdida de resistencia lateral es la posible amplificación del momento flector en la cabeza del pilote, aunque esto depende de la capacidad de amortiguamiento del suelo. (Dash, 2010).

3.3.2 Construcción de Curvas P-Y en Suelo No Licuable

El uso de las curvas $p-y$ para suelos normales (no licuables) ya tiene más de 30 años de vigencia ya que se ha demostrado que son ideales (API 2000, JRA 2002).

3.3.2.1 Método de Matlock (1970) para arcillas blandas

Los procesos descritos a continuación son para curvas $p-y$ para carga estática y para carga cíclica:

Carga estática:

1.- Obtener la variación del corte no drenado C_u en función del peso unitario sumergido y de la profundidad (calculado previo), obtener también el valor de E_{50} de la siguiente tabla:

Tabla 3-8 valores referenciales de E_{50}

Consistencia de la arcilla	Corte no Drenado (kPa)	E_{50}
Muy blanda	<12	0.02
Blanda	12 – 24	0.02
Media	24 – 48	0.01

Rígida	48 – 96	0.006
Muy rígida	96 – 192	0.005
Dura	> 192	0.004

2.- Calcular la resistencia última del suelo por unidad de longitud del pilote, usando el mínimo valor de las ecuaciones siguientes:

$$P_u = \min \left[\left(3 + \frac{\gamma'}{c_u} z + \frac{J}{D} Z \right) c_u b ; 9c_u D \right] \quad \text{Ec. (3-42)}$$

Donde: γ' = promedio de los pesos unitarios efectivos desde la superficie hasta la curva p - y ; z es la profundidad desde la superficie hasta la curva p - y ; C_u = corte no drenado a la profundidad de z y D = diámetro del pilote. Matlock (1970) determinó experimentalmente para el coeficiente J los valores de 0.5 para arcillas blanda y 0.25 para arcillas medias.

3.- Calcular la deflexión y_{50}

$$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D \quad \text{Ec. (3-43)}$$

4.- Los puntos que dibujan la curva p - y vienen calculados por la siguiente relación.

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3}, \quad y < 8y_{50} \quad \text{Ec. (3-44)}$$

El valor de p se mantiene constante después de $y < 8y_{50}$

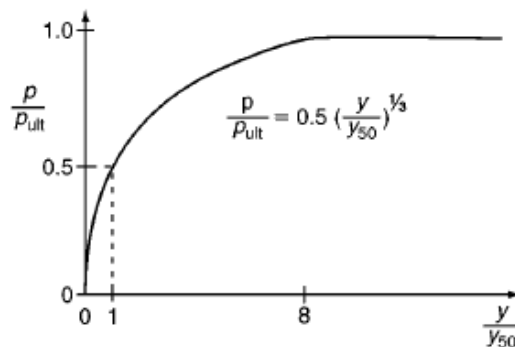


Figura 3-6 Curva p - y Matlock (1970)

Carga cíclica:

1.-Es exactamente igual a la curva para carga estática para valores de p menores a $0.72p_u$

2.-Determinar la profundidad z_r .

$$z_r = \frac{6C_u D}{\gamma' b + J C_u} \quad \text{Ec. (3-45)}$$

Si la profundidad (z) de la curva p - y es mayor o igual a z_r , entonces p es igual a $0.72p_u$ para todos los valores hasta $3y_{50}$; si la profundidad de la curva p - y es menor a z_r , los valores de p decrecen desde $0.72p_u$ en $y = 3y_{50}$ hasta los valores entregados por la siguiente ecuación hasta $y = 15y_{50}$.

$$p = 0.72 p_u \left(\frac{z}{z_r} \right) \quad \text{Ec. (3-46)}$$

Después de $y = 15y_{50}$ los valores se mantienen constantes.

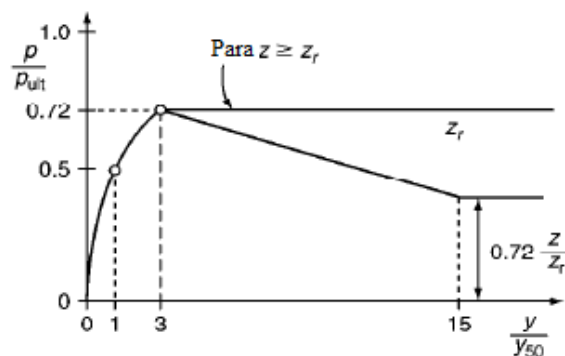


Figura 3-7 Curva p - y Matlock carga cíclica (1970)

3.3.2.2 Método de Reese et al. (1975) para arcillas rígidas con presencia de agua.

Al igual que con el anterior método tenemos curvas para carga estática y cíclica. A continuación se describen los procesos para construir las curvas.

Carga estática:

1.- Obtener los valores de corte no drenado C_u , peso unitario del suelo sumergido γ' , diámetro del pilote b , y definir la profundidad (z) del estrato que se desea obtener la curva p - y , calcular el corte no drenado promedio C_a sobre el valor de z , tomando en cuenta también a C_u .

2.- Calcular la resistencia ultima del suelo por unidad d longitud del pilote, usando el mínimo valor entregado por estas dos ecuaciones:

$$p_u = \min((2c_a D + \gamma' D z + 2.83c_a z), 11c_u D) \quad \text{Ec. (3-47)}$$

3.- Definir un valor apropiado para A_s (caso para carga estática).

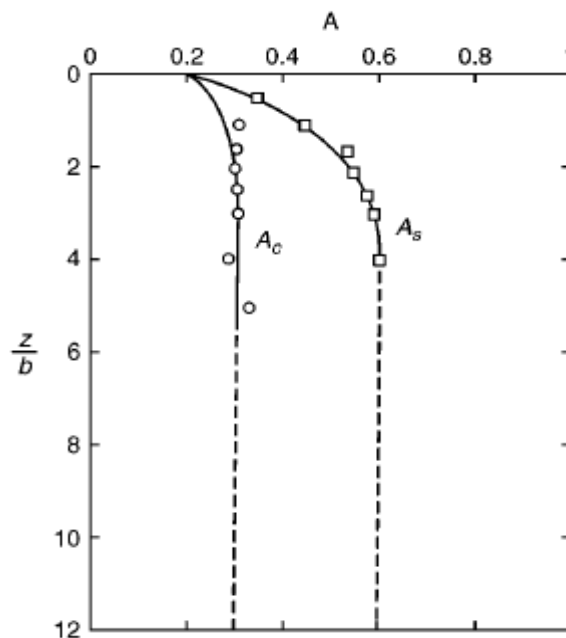


Figura 3-8 valores coeficiente A

4.- Calcular y_{50}

$$y_{50} = \epsilon_{50} D \quad \text{Ec. (3-48)}$$

Donde ϵ_{50} depende del promedio del corte no drenado C_a

Tabla 3-9 Valores Referenciales de e_{50}

	Promedio del corte no drenado, C_u (kPa)		
	50-100	100-200	300-400
ϵ_{50}	0.007	0.005	0.004

La curva p - y propuesta está formada por cinco partes, se detalla a continuación las fórmulas que gobiernan en cada sección de la curva.

Para la primera parte (línea recta):

$$p = (k_s z)y \quad \text{Ec. (3-49)}$$

Donde k_s depende del promedio del corte no drenado.

Tabla 3-10 Promedio de corte no drenado

k_s (MN/m ³)	Promedio del corte no drenado, C_u (kPa)		
	50-100	200-300	300-400
carga estática	135	270	540
carga cíclica	55	110	540

Fuente: Tabla de Reese et al. (1975)

La línea recta es seguida por dos secciones parabólicas como se muestran en la Figura 3-9 Curvas p - y para arcillas: Reese et al. (1975)., la primera de ellas depende de la ecuación.

$$p = 0.5p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} \quad \text{Ec. (3-50)}$$

Esta ecuación se usa desde el punto de intersección con la ecuación 2.33 hasta el punto donde y es igual a $A_s y_{50}$.

La segunda sección parabólica de la curva p - y viene establecida por la ecuación:

$$p = 0.5p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} - 0.055p_u \left(\frac{y - A_s y_{50}}{A_s y_{50}} \right)^{1.25} \quad \text{Ec. (3-51)}$$

Se extiende desde el punto donde y es igual a $A_s y_{50}$ hasta el punto donde y es igual a $6A_s y_{50}$.

Después de las partes parabólicas tenemos una línea recta que va desde $y = 6A_s y_{50}$ hasta $y = 18A_s y_{50}$, bajo la ecuación:

$$p = 0.5p_u (6A_s)^{0.5} - 0.411p_u - \frac{0.0625}{y_{50}} p_u (y - 6A_s y_{50}) \quad \text{Ec. (3-52)}$$

Finalmente tenemos una línea recta y horizontal

$$p = 0.5p_u (6A_s)^{0.5} - 0.411p_c - 0.75p_u A_s \quad \text{Ec. (3-53)}$$

Va desde $y = 18A_s y_{50}$ hasta los valores mayores de y que se desee.

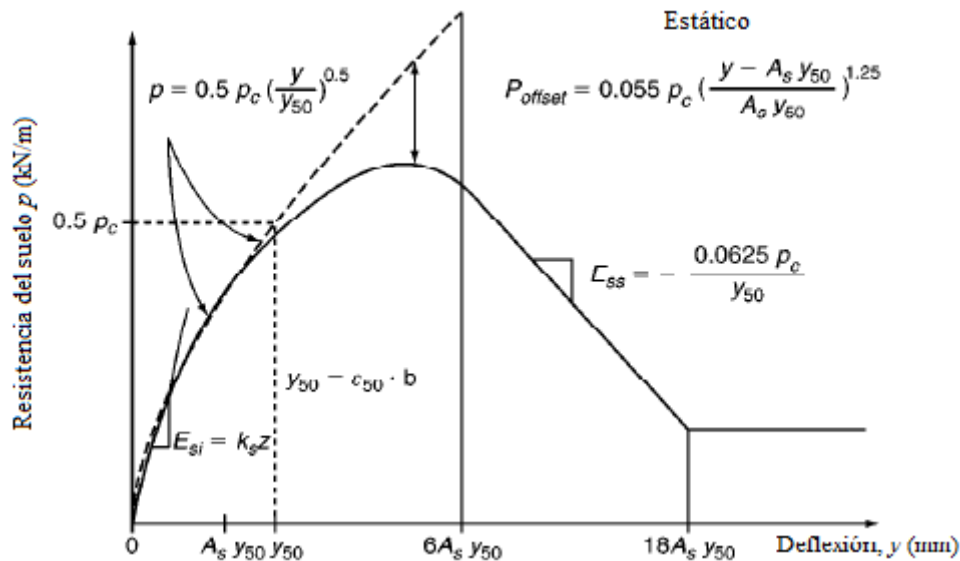


Figura 3-9 Curvas p - y para arcillas: Reese et al. (1975).

Carga cíclica:

- 1.- Los pasos 1 y 2 son exactamente los mismos que para la curva p - y de carga estática
- 2.- Escoger adecuadamente los valores de A_c de la figura del literal 3 para carga estática y calcular y_p :

$$y_p = 4.1A_c y_{50} \quad \text{Ec. (3-54)}$$

La parte inicial de la curva depende de la ecuación 2.33, y la porción parabólica está en función de:

$$p = A_c p_u \left[1 - \left| \frac{y - 0.45y_p}{0.45y_p} \right|^{2.5} \right] \quad \text{Ec. (3-55)}$$

Desde el punto de intersección con la ecuación 2.33 hasta el valor donde y es igual a $0.6y_p$

Seguido viene otra línea recta que va desde $y=0.6y_p$ hasta el punto donde $y = 1.8y_p$

$$p = 0.936A_c p_u - \frac{0.085}{y_{50}} p_u (y - 0.6y_p) \quad \text{Ec. (3-56)}$$

Finalmente establecemos la última porción de la curva:

Esta ecuación define la porción que va desde $y = 1.8y_p$ hasta los valores de y deseados.

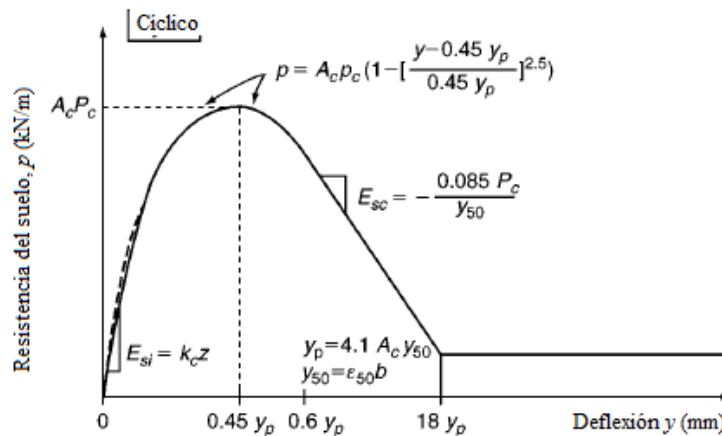


Figura 3-10 Curvas p - y carga cíclica para arcillas: Reese et al. (1975).

3.3.2.3 Curvas p - y para arcillas rígidas sin presencia de agua (Welch and Reese, 1972, y Reese and Welch 1975)

Se describe el procedimiento para carga estática:

1.- Calcular la resistencia última del suelo p_u , usando el valor mínimo de las siguientes ecuaciones.

$$P_u = \min \left[\left(3 + \frac{\gamma'}{c_u} z + \frac{J}{D} Z \right) c_u D ; 9c_u D \right] \quad \text{Ec. (3-57)}$$

2.- Calcular y_{50}

$$y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}D \quad \text{Ec. (3-58)}$$

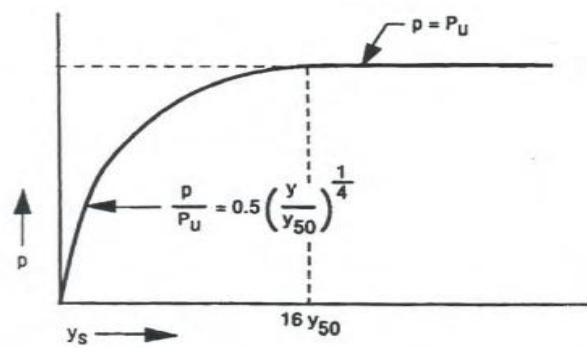
3.- Dibujar la gráfica usando las expresiones:

$$\frac{p}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y_s}{y_{50}} \right)^{1/4}, y \leq 16y_{50} \quad \text{Ec. (3-59)}$$

Hasta el punto donde $y = 16y_{50}$, y

$$p = p_u \quad \text{Ec. (3-60)}$$

Desde el punto donde $y = 16y_{50}$, hacia todos los valores de y deseados



a) Carga estática

Figura 3-11 Curva p - y para arcillas rígidas sin presencia de agua (Welch & Reese, 1972)

Carga cíclica:

- 1.- Pasos 1 y 2 son los mismos que para carga estática.
- 2.- Calcular el parámetro C que describe el efecto de carga cíclica.

$$C = 9.6 \left(\frac{p}{p_u} \right)^4 \quad \text{Ec. (3-61)}$$

3.- Determinar y_c para carga cíclica, y_c

$$y_c = y_s + y_{50} C \log N \quad \text{Ec. (3-62)}$$

Donde N es el número de ciclos (10^4 recomendado por el CALTRANS).

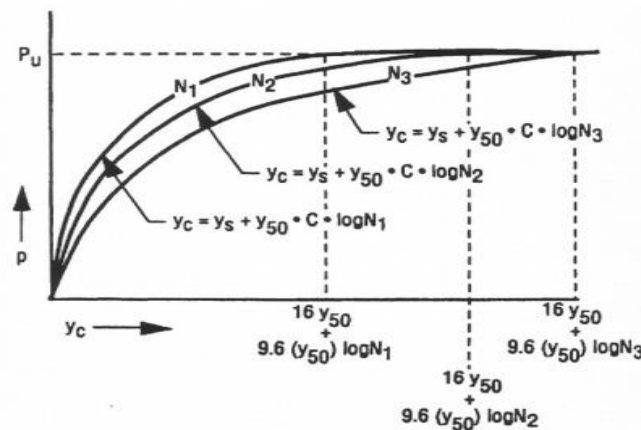
4.- Dibujar la gráfica usando las expresiones:

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y_c}{y_{50}} \right)^{1/4}, y \leq 16y_{50} \quad \text{Ec. (3-63)}$$

Desde $y=0$, hasta el punto donde $y = 16y_{50} + 9.6(y_{50})\log N$, y

$$p = p_u$$

Desde el punto donde $y = 16y_{50} + 9.6(y_{50})\log N$, hasta cualquier valor de y deseado.



b) Carga dinámica

Figura 3-12 Curva p - y para arcillas rígidas sin presencia de agua carga cíclica (Welch & Reese, 1972)

3.3.2.4 Método para construir curvas p - y en arenas. (API, 1987).

Los pasos para estas curvas son los que se detallan a continuación:

1.- Resistencia última del suelo debido a una falla tipo cuña, p_{st}

$$p_{us} = (C_1 z + C_2 D) \gamma' z \quad \text{Ec. (3-64)}$$

Donde C_1, C_2, C_3 están en función del ángulo de fricción ϕ :

$$C_1 = 0.115 * 10^{0.0405\phi} \quad \text{Ec. (3-65)}$$

$$C_2 = 0.571 * 10^{0.022\phi} \quad \text{Ec. (3-66)}$$

$$C_3 = 0.646 * 10^{0.0555\phi} \quad \text{Ec. (3-67)}$$

2.- Resistencia última del suelo debido a una falla de flujo, p_{sd}

$$p_{ud} = C_3 D \gamma' z \quad \text{Ec. (3-68)}$$

De entre estos dos valores se escoge el menor como el parámetro de resistencia última que va a gobernar en el cálculo, y se lo denomina p_s .

3.- Determinar los coeficientes de ajuste ya sea para carga cíclica o estática.

$$A_s = \left(3 - 0.8 \frac{z}{D} \right) \geq 0.9 \quad \text{para carga estática} \quad \text{Ec. (3-69)}$$

$$A_c = 0.9 \quad \text{para carga dinámica} \quad \text{Ec. (3-70)}$$

4.- Finalmente se construye la gráfica usando la expresión:

$$p = A * p_s * \tanh \left[\frac{k * z}{A * p_s} * y \right] \quad \text{Ec. (3-71)}$$

Dónde: A = carga cíclica (A_c) o estática (A_s)

n_h = Constante de reacción inicial de sub-rasante (en función del ángulo de fricción), se obtiene de la siguiente expresión:

Sobre Nivel Freático

$$n_h = 130.51\phi^2 - 2552\phi - 31387 \quad \text{Ec. (3-72)}$$

Bajo Nivel Freático

$$n_h = 73.337\phi^2 - 1501\phi - 14152 \quad \text{Ec. (3-73)}$$

O se puede usar el siguiente ábaco.

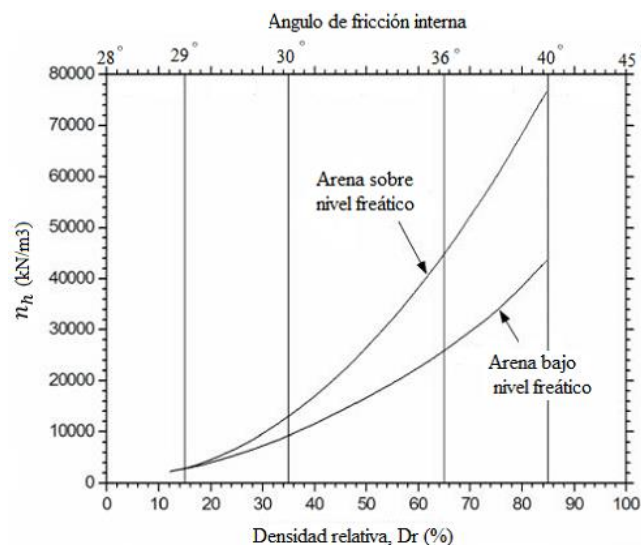


Figura 3-13 Constante de reacción inicial de sub-rasante, (API, 1987)

3.3.2.5 Método Reese & Van Impe (2001) para limos

Para suelos cohesivo fricciones no se ha determinado un método específico para analizar su comportamiento. Dentro de los modelos desarrollados hay muy buenos criterios para caracterizar suelos completamente cohesivos como arcillas o suelos fricciones como arenas, pero el problema se presenta en estratos donde hay presencia de ambas partes llegando a ser muy complicado un análisis fiable tanto económica como técnicamente, es por eso que los diseños en este tipo de estratos vienen a ser muy conservadores llegando a despreciar en gran porcentaje la capacidad cohesiva del material.

Reese y Van Impe (2001), propusieron un método para el desarrollo de curvas p-y considerando este tipo de suelo, a continuación se detallan los pasos:

1.- Definir varios parámetros previos:

$$\alpha = \frac{\phi}{2}, \beta = 45 + \frac{\phi}{2}, K_o = 0.4, K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right); \phi \text{ es el ángulo de fricción.}$$

Para poder calcular la resistencia ultima del suelo P_u , definimos la componente de fricción $P_{u\phi}$ y la componente de cohesión P_{uc} .

2.- Cálculo de $P_{u\phi}$, se debe escoger el menor valor entre las dos ecuaciones

$$P_{u\phi} = \gamma'z \left[\frac{K_o \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (D + z \tan \beta \tan \alpha) \right] \quad \text{Ec. (3-74)}$$

$$+ \gamma z [K_o z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a D].$$

$$P_{u\phi} = K_a D \gamma' z (\tan^8 \beta - 1) + K_o D \gamma' z \tan \phi \tan^4 \beta \quad \text{Ec. (3-75)}$$

3.- Cálculo de P_{uc} , se debe escoger el menor valor entre las dos ecuaciones.

$$P_{uc} = \min \left[\left(3 + \frac{\gamma'}{c} z + \frac{J}{D} Z \right) c D ; 9c D \right] \quad \text{Ec. (3-76)}$$

Donde:

C: cohesión.

Una vez que tenemos los valores de P_{uc} y $P_{u\phi}$, calculamos P_u :

Para Carga Estática

$$P_u = A_s * P_{u\phi} + P_{uc}, \quad \text{Ec. (3-77)}$$

Para Carga Ciclica

$$P_u = A_c * P_{u\phi} + P_{uc}, \quad \text{Ec. (3-78)}$$

4.- Calcular P_m

Para Carga Estática

$$P_m = B_s * P_s \quad \text{Ec. (3-79)}$$

Para Carga Ciclica

$$P_m = B_c * P_s \quad \text{Ec. (3-80)}$$

Donde:

P_s es el valor mínimo entre los valores obtenidos para P_u

A_s, A_c, B_s, B_c valores empíricos de ajuste ya sea para carga estática o dinámica. Se

los obtiene mediante el siguiente gráfico:

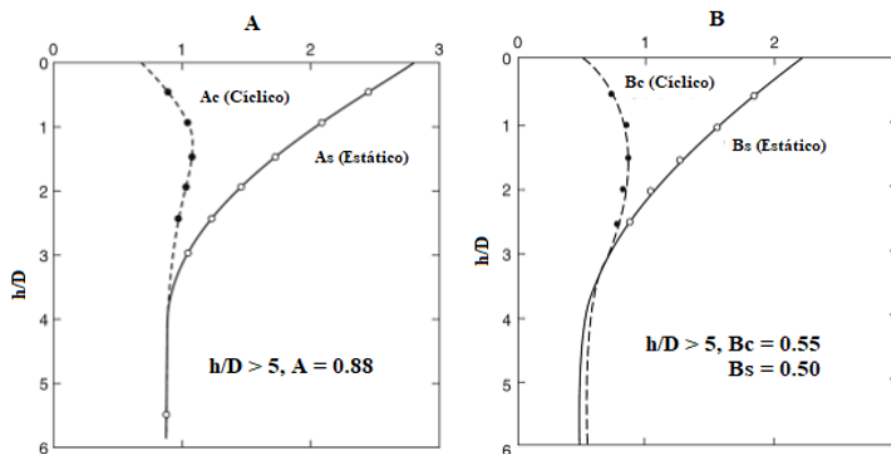


Figura 3-14 valores empíricos de ajuste ya sea para carga estática o dinámica

Donde h es la profundidad y D es el diámetro del pilote. Otra manera de obtener

estos valores es mediante la aplicación de las siguientes fórmulas:

$$A_c = -0.0061 \left(\frac{h}{D}\right)^4 + 0.085 \left(\frac{h}{D}\right)^3 - 0.3996 \left(\frac{h}{D}\right)^2 + 0.6833 \left(\frac{h}{D}\right) + 0.6653$$

$$A_s = -0.0037 \left(\frac{h}{D}\right)^4 + 0.0377 \left(\frac{h}{D}\right)^3 - 0.0173 \left(\frac{h}{D}\right)^2 - 0.7719 \left(\frac{h}{D}\right) + 2.7729$$

$$B_c = 0.0248 \left(\frac{h}{D}\right)^3 - 0.226 \left(\frac{h}{D}\right)^2 + 0.5149 \left(\frac{h}{D}\right) + 0.5054$$

$$B_s = 0.0005 \left(\frac{h}{D}\right)^4 - 0.0005 \left(\frac{h}{D}\right)^3 + 0.0602 \left(\frac{h}{D}\right)^2 - 0.6866 \left(\frac{h}{D}\right) + 2.2008$$

5.- Establecemos primera parte recta de la curva $p-y$:

$$p = (k_{py} * z)y_k, \quad \text{Ec. (3-81)}$$

Donde: $k_{py} = k_c + k_\phi$

k_c Constante de reacción inicial del suelo (cohesión), lo podemos calcular mediante las siguientes ecuaciones:

Para Carga Estática

$$k_c = -1.5238 c^2 + 2101.4c - 10406 \quad \text{Ec. (3-82)}$$

Para Carga Cíclica

$$k_c = 5.2539 c^2 - 473.14c + 63253 \quad \text{Ec. (3-83)}$$

O haciendo uso del siguiente ábaco:

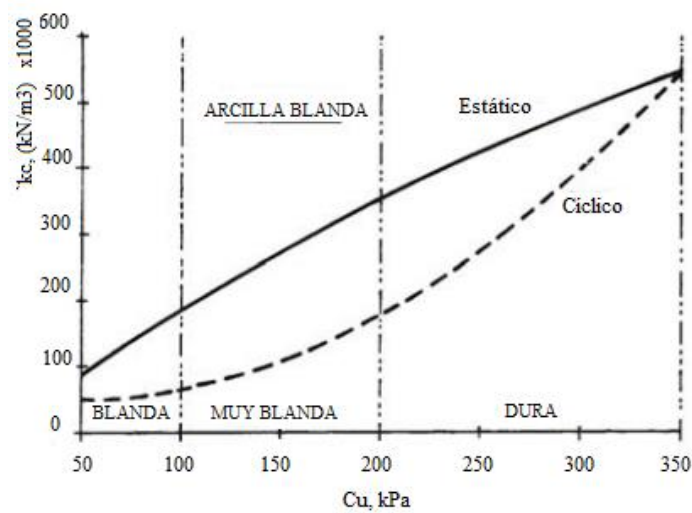


Figura 3-15 Constante de reacción inicial del suelo (cohesión)

k_ϕ Constante de reacción inicial del suelo (fricción), lo podemos calcular mediante las siguientes ecuaciones:

Sobre el nivel freático:

Para $29 \leq \phi \leq 30$

$$k_{\phi} = 10543\phi - 303169$$

Para $30 < \phi \leq 36$

$$k_{\phi} = 252.21\phi^2 - 11345\phi + 12694$$

Para $36 < \phi \leq 40$

$$k_{\phi} = 11.571\phi^2 + 7293.6\phi - 232290$$

Bajo nivel freático:

Para $29 \leq \phi \leq 30$

$$k_{\phi} = 6812\phi - 194780$$

Para $30 < \phi \leq 36$

$$k_{\phi} = 119.13\phi^2 - 5036.5\phi + 53584$$

Para $36 < \phi \leq 40$

$$k_{\phi} = 207.79\phi^2 - 11331\phi + 165259$$

O se puede usar el siguiente ábaco.

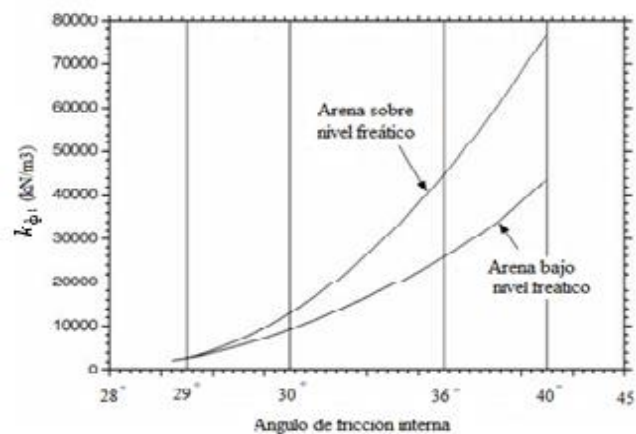


Figura 3-16 Constante de reacción inicial del suelo (fricción)

Esta línea recta se extiende desde 0 hasta el punto donde $y = y_k = \left(\frac{c}{k_{pyz}}\right)^{\frac{n}{n-1}}$

Para la parte parabólica se usa la ecuación $p = Cy^{\frac{1}{n}}$, esta ecuación rige desde el punto donde $y = y_k$ hasta el punto $y_m = \frac{D}{60}$.

Finalmente se traza una línea recta desde el punto $y_m = \frac{D}{60}$ hasta el punto con coordenadas $(y_u = \frac{3D}{80}; p_u)$, a partir de este punto se mantiene constante para todos los valores de y deseados.

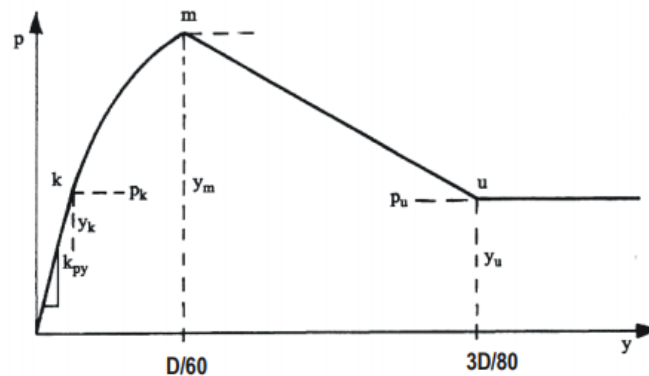


Figura 3-17 Curva p-y Reese y Van Impe (2001)

3.3.3 Construcción de Curvas P-Y en suelo Licuable.

El hablar de la interacción suelo-pilote es complicado, más aún cuando se trata de suelos licuables; en la práctica es muy común que para considerar estratos licuables se ocupe un factor de reducción a la resistencia del suelo “p” (ver Tabla 3-11 Modelos de curvas p-y para suelos licuables), asumiendo que tiene el mismo comportamiento o tendencia como vemos en la Figura 3-18 curvas p-y, la simplicidad con la que se trata de solucionar este problema tan poco entendido no es tan sencillo y se ha demostrado

mediante ensayo de laboratorio y pruebas en campo resultados completamente diferentes a lo que se creía (Dash, *et al.*, 2008)

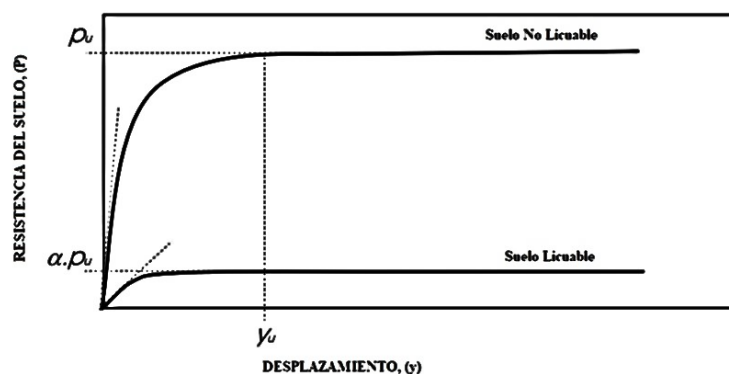


Figura 3-18 curvas p-y (Dash, 2010)

Tabla 3-11 Modelos de curvas p-y para suelos licuables

Método	Descripción
p-multiplier (α)	Consiste en multiplicar a la resistencia del suelo (p) un factor de reducción (α) el cual depende del número de golpes del SPT o de la presión de poros. Este método es el más usado para estimar el comportamiento licuable
Cu-Factor	Constaste en asumir una reducción en la resistencia de acuerdo al grado de licuefacción. Liu y Dobry (1995) determinaron que la variación de Cu es lineal y depende de la presión de poros ($Cu = 1 - ru$)
Resistencia Residual	Este tipo de curva es similar a la propuesta por Matlock (1970) para arcilla blanda, con la diferencia que, la resistencia máxima lateral es remplazada por la resistencia al corte no drenado en arenas. Esta sustitución está fundamentada en varios estudios los cuales concluyen que el suelo arenoso en licuefacción total tienen el mismo comportamiento que las arcillas blandas (Goh & O'Rourke, 1999)
Resistencia cero	Este método es conservativo considera que la resistencia lateral es nula y aconseja ignorar la capa susceptible a licuarse o que tenga una pérdida de resistencia significativa. Sin embargo

estudios demuestran que si existe una cantidad residual significativa de resistencia al corte después de la licuefacción (Castro, 1969).

Cuña de Falla (SW model) Propuesto por Ashour y Norris (2003) propone un enlace entre el comportamiento tridimensional del suelo a un unidimensional usando un modelo de tensión-deformación-resistencia. El CalTrans trabaja para perfeccionar el método puesto que todavía cuenta con varias inconsistencias en los resultados y su aplicación es compleja.

Fuente: (Dash, Lateral Pile-Soil Interaction in Liquefiable Soils, 2010, págs. 18-24).

3.3.3.1 p-multiplier (α) y Cu-Factor

Dobry et al. (1995) fue uno de los primeros en desarrollar curvas p-y en suelos licuables este consiste en multiplicar un factor de degradación (C_u) el cual se encuentra en función de la presión de poros (ver Figura 3-19 factor de degradación C_u Dobry et al. (1995)). Un método similar es el aplicado por la norma japonesa (AIJ, 2001) el cual obtiene el multiplicador (m_p) en base al número de golpes normalizados del SPT (ver

), aunque son procedimientos similares los factores son diferentes para cada método, debido a la incertidumbre en cada uno de ellos, aun así el método más recomendado es el propuesto por la norma AIJ. (Bhattacharya & Lombardi, 2016).

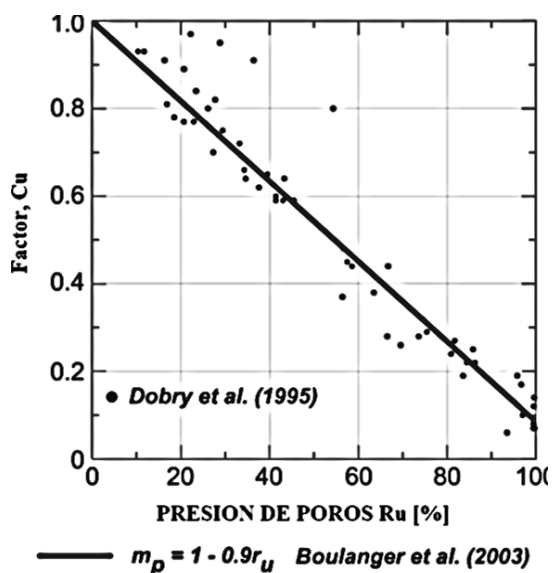


Figura 3-19 factor de degradación C_u Dobry et al. (1995)

Para esta disertación se usara el método propuesto por la norma japonesa (AIJ, 2010) debido a que tenemos los datos de $N_{1(60)}$

Los factores de degradación podemos obtenerlos del siguiente ábaco:

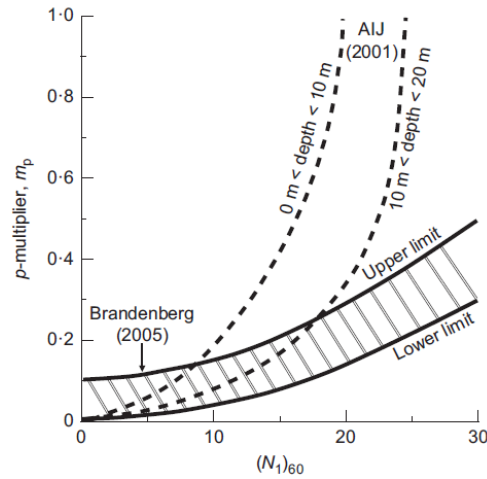


Figura 3-20 Multiplicador m_p

Fuente: Lombardi, D. et al. (2017)

O podemos hacer uso de las siguientes ecuaciones:

Para una profundidad de 0m a 10m y $N_{1(60)} \leq 20$:

$$m_p = 0.0002 N_{1(60)}^3 - 0.0023 N_{1(60)}^2 + 0.0222 N_{1(60)} + 0.0031 \quad \text{Ec. (3-84)}$$

$N_{1(60)} \leq 20$:

$$m_p = 0.0009 N_{1(60)}^2 - 0.0015 N_{1(60)} + 0.0024 \quad \text{Ec. (3-85)}$$

$N_{1(60)} > 20$:

$$m_p = 0.0208 N_{1(60)}^2 - 0.8025 N_{1(60)} + 8.048 \quad \text{Ec. (3-86)}$$

CAPITULO 4 BALASTO HORIZONTAL.

El coeficiente de balasto no es más que la relación entre la presión que actúa en un punto dado y el asentamiento producido, es decir que depende netamente de las propiedades del terreno y de las dimensiones del elemento que transfiere la carga.

Existe la posibilidad de determinar de dos maneras el coeficiente de balasto:

En función del ensayo de placa de carga

Consiste en aplicar carga a una placa cuadrada de 30x30cm o placas circulares de 30, 60 o 76.2 cm de diámetro y medir la deformación que esta carga producen en el suelo, obteniendo un cociente como resultado que representa el coeficiente de balasto k que por lo general viene acompañado por un subíndice el cual representa el tipo de placa con la cual se realizó (placa de 30x30m se obtiene k_{30}).

Es necesario corregir este valor de k_{30} ya que, a pesar de tratarse del mismo terreno, las dimensiones de la zapata y de la placa con la que se realizó el ensayo son obviamente distintas por tal motivo Terzaghi (1955) propuso una serie de formulaciones para ajustar dicho valor.

En función de otras características del terreno

En este caso se trata de correlaciones mediante otros parámetros del suelo, por lo que varios autores proponen ecuaciones en base al tipo de suelo:

Módulo de reacción del suelo para arcillas Según Terzagui (1955)

$$k_h = 40 \frac{N}{D} [t/m^3] \quad \text{Ec. (4-1)}$$

Donde:

N: número de golpes de SPT

d: Diámetro del pilote [m]

De igual forma Terzaghi propone para suelo no cohesivos correlaciones en base al número de golpes del SPT.

Para arena seca o húmeda

$$k_h = 1000 \left(10^{\frac{N-28}{40}} \right) \frac{Z}{D} [t/m^3] \quad \text{Ec. (4-2)}$$

Para arenas Sumergidas

$$k_h = 600 \left(10^{\frac{N-28}{40}} \right) \frac{Z}{D} [t/m^3] \quad \text{Ec. (4-3)}$$

Podemos hacer uso también de la siguiente correlación:

$$kh = nh \frac{z}{B}$$

El parámetro toma la forma de $nh = C \cdot \gamma'$. para suelos arcillosos, donde γ' es el peso específico del suelo y C puede ser aproximado por la siguiente ecuación:

$$C = \frac{2000}{wl - 10} \quad \text{Ec. (4-4)}$$

Donde:

wl: es el valor del límite líquido

Módulo de reacción del subsuelo luego de Matlock y Reese

Este método es aplicable para suelos sin cohesión (arenas). El módulo de reacción del subsuelo viene dado por la siguiente expresión:

$$k_h = nh \frac{z}{d} \quad \text{Ec. (4-5)}$$

Donde:

nh: Modulo de compresibilidad horizontal [MN/m³]

d: diámetro del pilote [m]

z: Profundidad del pilote o de una sección dada [m]

Tabla 4-1 valores típicos de nh para arenas.

Suelo	nh [MN/m3]
Arena y grava seca	
Suelta	1.8 – 2.2
densidad media	5.5 – 7.0
Densa	15.0 – 18.0
Arena y grava mojada	
Suelta	1.0 – 1.4
densidad media	3.5 – 4.5
Densa	9.0 – 12.0

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

Módulo de reacción del subsuelo luego de Vesic

El módulo de reacción del subsuelo está dado por:

$$k_h = \frac{0.65}{d} \sqrt[12]{\frac{E_s d^4}{E_p I_p} \frac{E_s}{1 - \nu^2}} \quad \text{Ec. (4-6)}$$

Donde:

Ep.: Módulo de elasticidad del pilote [MPa]

Ip: Momento de inercia del pilote [m4]

Es: Módulo de elasticidad del suelo [MPa]

d: Diámetro del pilote [m]

v: Coeficiente de Poisson [-]

Módulo lineal de reacción del subsuelo según Bowles

Éste módulo de reacción del subsuelo a una profundidad z viene dado por la siguiente fórmula:

$$k_h = k \left(0.308 + 1.584 \frac{d}{l} \right) \frac{z}{rl} \quad \text{Ec. (4-7)}$$

Donde:

d : diámetro del pilote [m]

L : Longitud del pilote [m]

K : Modulo del suelo según Bowles [MN/m³]

r : Reducción del ancho del pilote [m] dada por la ecuación

$$r = d + 2d \tan(\beta) \quad \text{Ec. (4-8)}$$

Donde:

β : Ángulo de dispersión

$$\beta = \frac{\phi/4}{\phi}$$

Donde:

ϕ : ángulo de fricción interna

Tabla 4-2 valores de k de Bowles

Tipo de suelo	K [MN/m ³]
Arena - gravel densa	200 - 400
Gravel de densidad media	150 - 300
Arena de densidad media	100 - 250

Arena fina	80 - 200
Arcilla rígida	60 - 180
Arcilla rígida saturada	30 - 100
Arcilla plástica	30 - 100
Arcilla plástica saturada	10 - 80
Arcilla suave	2 - 30

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

Tabla 4-3 valores referenciales en base al tipo de suelo según SUCS

Tipo de Suelo	Simbología	K (kg/cm ³)
Grava Bien Graduada	GW	14 – 20
Gravas Arcillosas	GC	11 – 19
Gravas Mal Graduadas	GP	8 – 14
Gravas Limosas	GM	6 – 14
Arenas Bien Graduadas	SW	6 – 16
Arenas Arcillosas	SC	6 – 16
Arenas Mal Graduadas	SP	5 – 9
Arenas Limosas	SM	5 – 9
Limos Orgánicos	ML	4 – 8
Arcillas Con Gravas o Con Arena	CL	4 – 6
Limos Orgánicos y Arcillas Limosas	OL	3 – 5

Limos inorgánicos	MH	1 – 5
Arcillas Inorgánicas	CH	1 – 5
Arcillas Orgánicas	OH	1 – 4

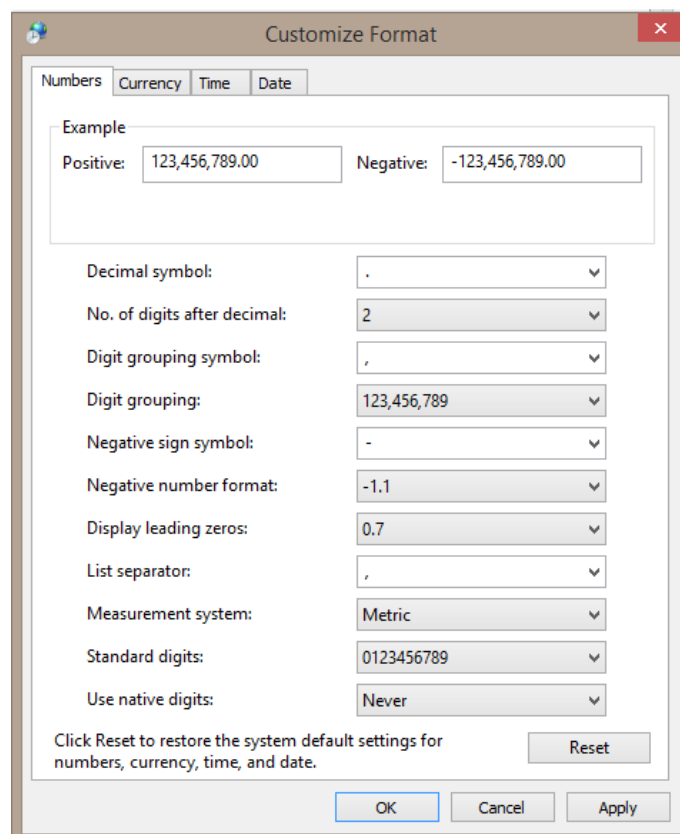
Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

CAPITULO 5 SOLUCION DEL MODELO

5.1 Manual de usuario

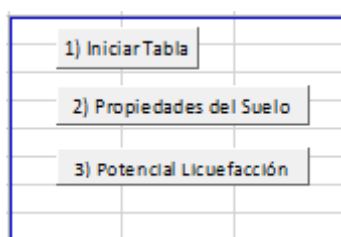
5.1.1 Parámetros iniciales

Como primer punto se ingresará al panel de control y configurará como se indica a continuación.



Una vez hecho esto podemos ingresar al documento de Excel.

Al abrir el archivo nos vamos a encontrar con una ventana, con tres botones:



El primer botón establece el formato a seguir de la tabla (contenido), en el segundo se ingresa los datos y el último es el que nos permite hacer la evaluación de los diferentes estratos de suelos.

Al dar clic en el botón número uno se despliega una tabla, que es el encabezado para todos los datos que se irán registrando, y hace entendible a los datos.

Estrato	Tipo de Suelo	Suelo Crítico	Profundidad del estrato	Nivel Freático	N(SPT)	N(corr)	N(60)	Peso Específico	Específico Efe	Efectivo A
(-)	(SUCS)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ²)

Y enseguida damos clic al segundo botón (Propiedades del suelo) y aparece un cuadro como este.

En la primera ventana se coloca la profundidad hasta la que se quiere evaluar los suelos; para colocar el nivel freático se debe seguir la sugerencia del ejemplo siguiente:

- Si la perforación es dentro del mar el nivel la casilla debe ir con valor de cero.
- Si la perforación no tiene nivel freático en la casilla se debe colocar el mismo valor que se colocó para la profundidad de perforación.

- Si el nivel freático se encuentra a 2.5 metros de profundidad desde la superficie este es el valor que se debe colocar en la casilla.

EJEMPLO:

Propiedades del suelo

Profundidad Perforación: 15 m

Altura Nivel Freático: 1.5 m

Esesor de Estrato: 1 m

Buttons: Confirmar, Ayuda

Se va a evaluar 15 metros de excavación y el nivel freático está a 1.5 metros hacia abajo desde la superficie.

Con estos datos ingresados debemos dar clic en el botón confirmar y se crean automáticamente el número de estratos a ser evaluados.

Estrato	Tipo de Suelo	Suelo Crítico	Profundidad del estrato	Nivel Freático	N(SPT)	N(corr)
(-)	(SUCS)	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)
Capa 1						
Capa 2						
Capa 3						
Capa 4						
Capa 5						
Capa 6						
Capa 7						
Capa 8						
Capa 9						
Capa 10						
Capa 11						
Capa 12						
Capa 13						
Capa 14						
Capa 15						

Propiedades del suelo

Tipo de suelo

Clasificación SUCS: Suelos SUCS

Porcentaje Finos (FC): 0.00

Suelo: []

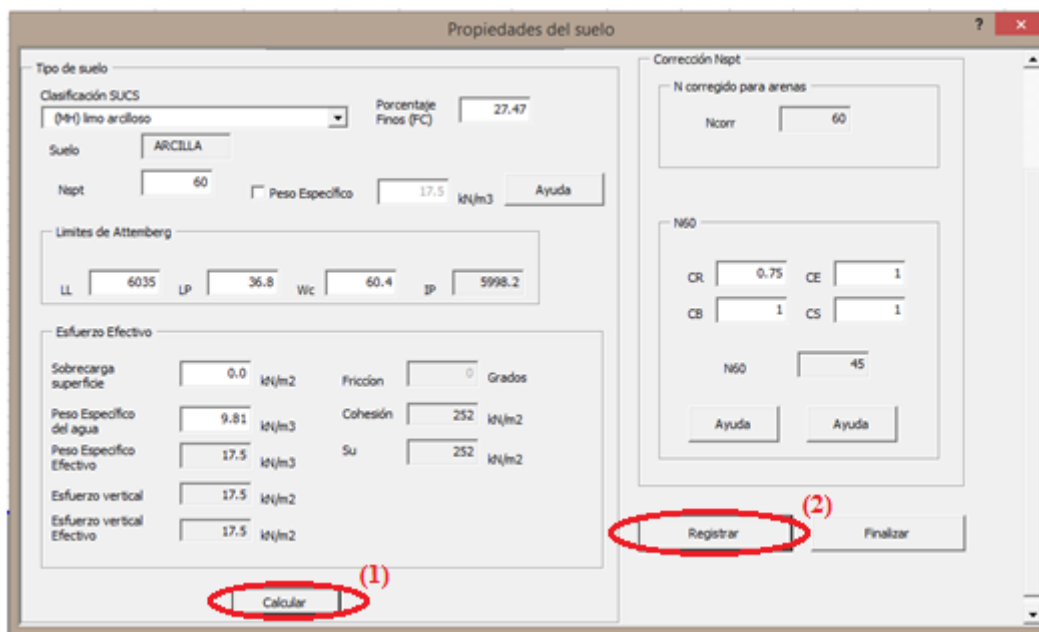
Nspt: 0.00

Peso Específico: 0.0 kN/m³

Ayuda

Ahora podemos empezar ya a ingresar los datos para cada estrato:

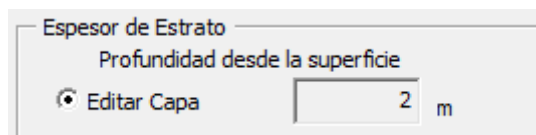
Se debe seleccionar el tipo de suelo, indicar porcentaje de finos (FC), el número de golpes del ensayo SPT (máximo 60), limite líquido, limite plástico y contenido de humedad para cada uno de los estratos, se debe dar click al botón Calcular (1) y finalmente Registrar (2) para que se vayan colocando los datos en las celdas respectivas.



Se repite las veces necesarias hasta que la tabla quede completa.

1) Iniciar Tabla							
2) Propiedades del Suelo							
3) Potencial Licuefacción							
Estrato	Tipo de Suelo	Suelo Crítico	Profundidad del estrato	Nivel Freático	N(SPT)	N(corr)	
(-)	{SUCS}	(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)
Capa 1	(P) turbas	TURBA		1 No		26	26
Capa 2	(P) turbas	TURBA		2 Si		5	5
Capa 3	(P) turbas	TURBA		3 Si		2	2
Capa 4	(P) turbas	TURBA		4 Si		12	12
Capa 5	(SC) arenas arcill	ARCILLA		5 Si		9	9
Capa 6	(SC) arenas arcill	ARCILLA		6 Si		34	34
Capa 7	(SC) arenas arcill	ARCILLA		7 Si		37	37
Capa 8	(SC) arenas arcill	ARCILLA		8 Si		60	60
Capa 9	(SC) arenas arcill	ARCILLA		9 Si		32	32
Capa 10	(SC) arenas arcill	ARCILLA		10 Si		41	41
Capa 11	(MH) limo arcilloso	ARCILLA		11 Si		27	27
Capa 12	(MH) limo arcilloso	ARCILLA		12 Si		17	17
Capa 13	(MH) limo arcilloso	ARCILLA		13 Si		10	10
Capa 14	(GC) grava arcillos	ARCILLA		14 Si		9	9
Capa 15	(GC) grava arcillos	ARCILLA		15 Si		9	9

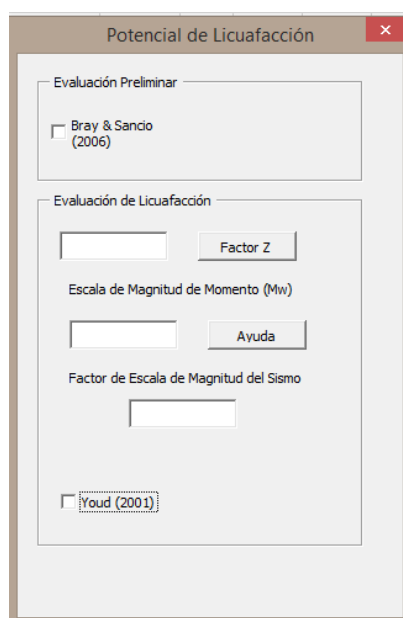
Cabe recalcar que existe la opción de modificar una capa en específico mediante la siguiente opción.



Espesor de Estrato
Profundidad desde la superficie
 Editar Capa m

Seleccionamos la opción Editar Capa e ingresamos la profundidad de la capa a ser modificada.

Cuando tenemos la tabla completa evaluamos el potencial licuable de los suelos, dando clic en el botón número 3 (Potencial de licuefacción).



Potencial de Licuafacción

Evaluación Preliminar

Bray & Sancio (2006)

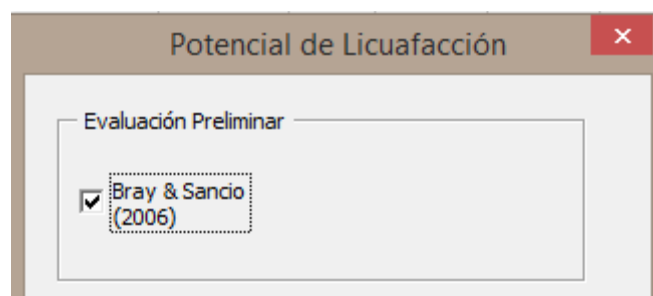
Evaluación de Licuafacción

Escala de Magnitud de Momento (Mw)

Factor de Escala de Magnitud del Sismo

Youd (2001)

Seleccionamos la opción de Bray y Sancio (2006), y automáticamente se presenta la evaluación previa de licuefacción.



Potencial de Licuafacción

Evaluación Preliminar

Bray & Sancio (2006)

Estrato	Tipo de Suelo	Suelo Crítico	Limite Líquido	Limite Plástico	enido de Hum	Indice de Plasticidad	Evaluación preliminar
(-)	(SUCS)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(-)
Capa 1	(P) turbas	TURBA	0	0	51.35	0	#DIV/0!
Capa 2	(P) turbas	TURBA	0	0	51.35	0	#DIV/0!
Capa 3	(P) turbas	TURBA	0	0	51.35	0	#DIV/0!
Capa 4	(P) turbas	TURBA	0	0	51.35	0	#DIV/0!
Capa 5	(SC) arenas arcille	ARCILLA	39.8	17.57	60.6	22.23	No Licuable
Capa 6	(SC) arenas arcille	ARCILLA	39.8	17.57	60.6	22.23	No Licuable
Capa 7	(SC) arenas arcille	ARCILLA	39.8	17.57	60.6	22.23	No Licuable
Capa 8	(SC) arenas arcille	ARCILLA	34.9	17.59	63.54	17.31	Suseptible a Licuefaccion
Capa 9	(SC) arenas arcille	ARCILLA	34.9	17.59	63.54	17.31	Suseptible a Licuefaccion
Capa 10	(SC) arenas arcille	ARCILLA	34.9	17.59	63.54	17.31	Suseptible a Licuefaccion
Capa 11	(MH) limo arcilloso	ARCILLA	65	45.17	66.92	19.83	No Licuable

Se tiene que ejecutar siempre primero la opción de Bray y Sancio (2006) y posteriormente la opción de Youd (2001)

ADVERTENCIA: El método de Bray y Sancio (2006) funciona únicamente con datos de laboratorio, es decir, límites de Atterberg y contenido de humedad, si no se cuenta con estos datos el programa correrá de todas formas, pero en la evaluación nos mostrará el mensaje (No Info)

Para el método de Youd (2001), se nos abre una ventana

Evaluación de Licuafacción

Factor Z

Escala de Magnitud de Momento (Mw)

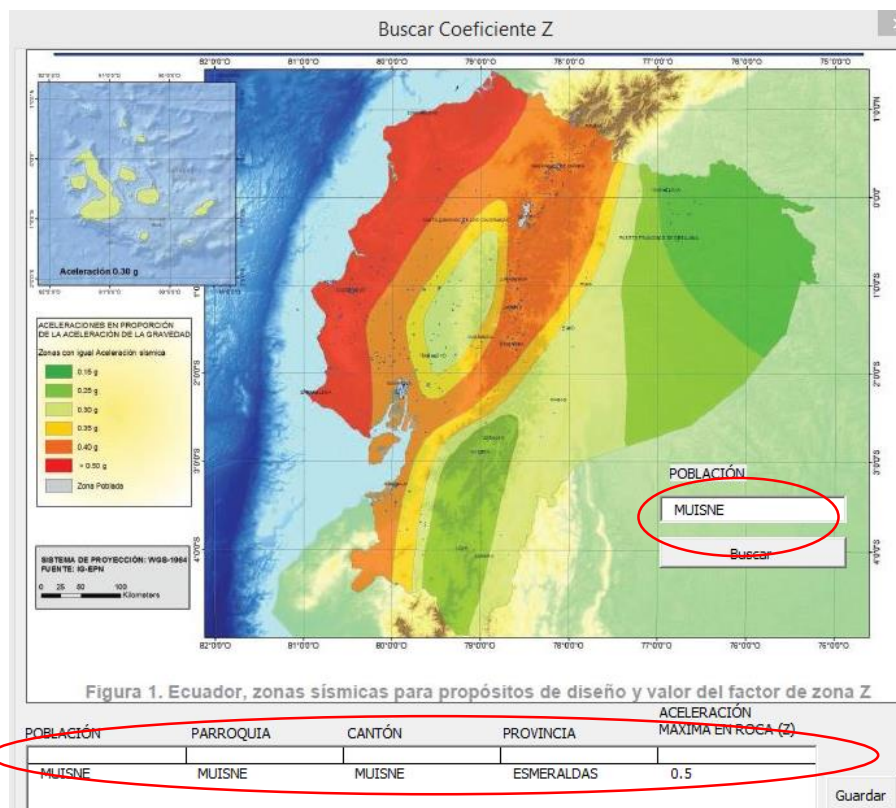
Ayuda

Factor de Escala de Magnitud del Sismo

Youd (2001)

La primera celda es
Z proveniente de la

para colocar el valor
norma NEC.



Se coloca el nombre de la ciudad, provincia o cantón en consideración, damos clic en buscar y en la parte inferior aparece el valor de aceleración máxima esperada, seleccionamos y damos doble clic izquierdo.

En la celda de Escala de Magnitud de Momento, se debe colocar la magnitud del sismo esperado y a continuación damos clic en la pestaña de Youd (2001).

Evaluación de Licuafacción

0.4 Factor Z

Escala de Magnitud de Momento (Mw)

7.5 Ayuda

Factor de Escala de Magnitud del Sismo

1

Youd (2001)

De esta manera podemos comparar entre un método y otro al momento de revisar el potencial de licuefacción de la zona en estudio.

Ejemplo:

PERFORACIÓN I (ESTRIBO)					
PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO	SUELO CRITICO		BRAY Y SANCIO	YOUO
1.00	SM	ARENA	PILOTE 1	NLQ	NLQ
2.00	ML	LIMO		LQ	LQ
3.00	ML	LIMO		LQ	LQ
4.00	Pt	TURBA		LQ	LQ
5.00	Pt	TURBA		LQ	LQ
6.00	SM	ARENA		NLQ	LQ
7.00	SC	ARENA		NLQ	NLQ
8.00	SC	ARENA		NLQ	NLQ
9.00	SC	ARENA		NLQ	NLQ
10.00	SC	ARENA		NLQ	NLQ
11.00	SC	ARENA		NLQ	LQ
12.00	SC	ARENA		SLQ	LQ
13.00	MH	LIMO		NLQ	LQ
14.00	MH	LIMO		NLQ	LQ
15.00	MH	LIMO		NLQ	NLQ
16.00	MH	LIMO		NLQ	NLQ
17.00	MH	LIMO		NLQ	NLQ
18.00	GC	ARCILLA		SLQ	NLQ
19.00	SM	ARENA		NLQ	NLQ
20.00	SM	ARENA		LQ	NLQ
21.00	MH	LIMO		NLQ	NLQ
22.00	SM	ARENA		NLQ	NLQ
23.00	SM	ARENA		NLQ	NLQ
24.00	SM	ARENA		NLQ	NLQ
25.00	SM	ARENA		NLQ	NLQ
26.00	SC	ARENA		NLQ	NLQ
27.00	SC	ARENA		NLQ	NLQ
28.00	SC	ARENA		NLQ	NLQ
29.00	SC	ARENA		NLQ	NLQ
30.00	MH	LIMO		NLQ	NLQ
31.00	LUTITA				
32.00	LUTITA				
33.00	LUTITA				
34.00	LUTITA				
35.00	LUTITA				
36.00	LUTITA				
37.00	LUTITA				
38.00	LUTITA				
39.00	LUTITA				
40.00	LUTITA				
41.00	LUTITA				

SIMBOLOGÍA	NLQ	SUELO NO LICUABLE
	LQ	SUELO LICUABLE
	SLQ	SUCEPTIBLE A LICUEFACCIÓN

ADVERTENCIA: Una vez que se ha evaluado la licuefacción, el programa tiene dos opciones más de análisis, podemos realizar el diseño de los pilotes o a su vez obtener las curvas p-y a diferentes profundidades.

Capa 13	(GM) grava l LIMO	13	20.5	223.125
Capa 14	(GM) grava l LIMO	14	23.875	247
Capa 15	(GM) grava l LIMO	15	25	272
Capa 16	(SP) arena m ARENA	16	18.375	290.375
Capa 17	(SP) arena m ARENA	17	21.75	312.125
Capa 18	(SP) arena m ARENA	18	26.25	338.38
Capa 19	(SP) arena m ARENA	19	26.25	364.63
Capa 20	(SP) arena m ARENA	20	26.25	390.88

PERFORACION ValorZ Capacidad de Carga Pilote CURVAS P-Y

Es indispensable hacer correr el análisis de licuefacción (Bray y Sancio, 2006 & Youd, 2001) incluso si no es de nuestro interés ya que eso permite que el programa siga trabajando correctamente, es decir, realizar el diseño de pilotes y obtener curvas p-y.

5.2 Diseño de pilotes.

Escogemos la pestaña que dice Capacidad de Carga Pilote, y nos encontramos con una hoja con la siguiente información:

	A	B	C	D	E
1					
2		Cargar Datos			
3					
4		Calcular Capacidad			
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					

Damos clic en Cargar Datos y automáticamente se despliegan los datos obtenidos en el paso anterior (licuefacción).

7	Estrato	Tipo de Suelo	Criticidad del suelo	Profundidad del eje (m)	Efectivo Acirte no drena (kN/m ²)	Cohesión (kN/m ²)	Fricción (grados)	FS (-)	Licuefacción (-)	Nivel Freático (-)	N(60) (-)	N1(60) (-)	
9	Sobrecarga												
10	Capa 1	(SM) arenas ARENA	ARENA	1	19.25	0	0	36.67576	2.7978149	No Licuable	No	25.5	40.2872531
11	Capa 2	(SM) arenas ARENA	ARENA	2	38.5	0	0	27.69784	0.24560754	Licuable	No	1.5	2.08201893
12	Capa 3	(SM) arenas ARENA	ARENA	3	51	0	0	28.5865	0.32259135	Licuable	No	3.75	4.8245614
13	Capa 4	(SM) arenas ARENA	ARENA	4	65.625	0	0	32.884	0.82348203	Licuable	No	15	17.7777778
14	Capa 5	(SM) arenas ARENA	ARENA	5	70.44	0	0	30.33466	0.45340476	Licuable	Si	9.35	10.8013022
15	Capa 6	(SM) arenas ARENA	ARENA	6	75.255	0	0	27.99514	0.19670536	Licuable	Si	2.55	2.87316586
16	Capa 7	(SM) arenas ARENA	ARENA	7	80.07	0	0	29.46544	0.29402938	Licuable	Si	7.6	8.35707502
17	Capa 8	(SM) arenas ARENA	ARENA	8	87.01	0	0	31.19416	0.4128331	Licuable	Si	13.3	14.1345829
18	Capa 9	(SP) arena m ARENA	ARENA	9	97.7	0	0	37.46074	2.00669965	No Licuable	Si	24.7	24.9609554
19	Capa 10	(SP) arena m ARENA	ARENA	10	108.39	0	0	30.62224	0.35032519	Licuable	Si	11.4	10.9812163
20	Capa 11	(GM) grava li LIMO	LIMO	11	115.705	190.216459	117	32.32504	0.42861473	Licuable	Si	18	16.8006618
21	Capa 12	(GM) grava li LIMO	LIMO	12	124.145	232.339321	149.5	33.71434	0.4618075	Licuable	Si	23	20.7253886
22	Capa 13	(GM) grava li LIMO	LIMO	13	134.835	261.790712	169	34.53496	0.52340578	Licuable	Si	26	22.4458964
23	Capa 14	(GM) grava li LIMO	LIMO	14	148.9	362.167041	247	37.72024	2.11140713	No Licuable	Si	38	31.0896244
24	Capa 15	(GM) grava li LIMO	LIMO	15	164.09	251.356265	143	33.43864	1	No Licuable	Si	22	17.0368545
25	Capa 16	(SP) arena m ARENA	ARENA	16	172.655	0	0	37.46074	1	No Licuable	Si	26	19.5451983

Ahora con los datos ya registrados damos clic en el botón Calcular Capacidad

7	Estrato	Tipo de Suelo	Criticidad del suelo	Profundidad del eje (m)	Efectivo Acirte no drena (kN/m ²)	Cohesión (kN/m ²)	Fricción (grados)	FS (-)	Licuefacción (-)	Nivel Freático (-)	N(60) (-)	N1(60) (-)	
9	Sobrecarga												
10	Capa 1	(SM) arenas ARENA	ARENA	1	19.25	0	0	36.67576	2.7978149	No Licuable	No	25.5	40.2872531
11	Capa 2	(SM) arenas ARENA	ARENA	2	38.5	0	0	27.69784	0.24560754	Licuable	No	1.5	2.08201893
12	Capa 3	(SM) arenas ARENA	ARENA	3	51	0	0	28.5865	0.32259135	Licuable	No	3.75	4.8245614
13	Capa 4	(SM) arenas ARENA	ARENA	4	65.625	0	0	32.884	0.82348203	Licuable	No	15	17.7777778

Se abre una ventana para el diseño de los pilotes.

Capacidad de Carga Pilotes

[Datos Iniciales] | Qp Empotrado en Roca | Qp Carga a Punta en Suelo | Qs carga a Fricción | Grupo de Pilotes

Prediseño de pilote

Carga Sobre el pilote, (kN)

Resistencia del Hormigón Fc (Mpa)

Peso del Hormigón Armado (kN/m³)

Diametro Teórico, (m)

Modulo de Elasticidad, (Mpa)

Cantidad de Acero

Cantidad de Acero, % Acero Longitudinal Teórico, (cm²)

Diámetro Acero Comercial, (mm) Acero Longitudinal Colocado, (cm²)

Nº de Varillas

Datos Iniciales

Diametro Asumido, (m)

Área, (m²)

Perimetro, (m)

Inercia, (cm⁴)

Tipo de Análisis

Considerar empotramiento en Roca

Considerar Carga a Punta en Suelo

Considerar Solo Carga Por Fricción

Para el pre diseño colocamos la carga sobre el pilote si es un dato conocido, colocamos la resistencia del hormigón con la que se va a trabajar, y un diámetro de pilote (podemos ayudarnos del diámetro teórico proporcionado por el programa que está en función de la carga sobre el pilote).

Prediseño de pilote	
Carga Sobre el pilote, (kN)	<input type="text" value="0"/> Si es un dato conocido
Resistencia del Hormigón f_c (Mpa)	<input type="text" value="28"/>
Peso del Hormigón Armado (kN/m ³)	<input type="text" value="24"/>
Diámetro Teórico, (m)	<input type="text" value="0"/>
Modulo de Elasticidad, (Mpa)	<input type="text" value="23593.81"/>
Datos Iniciales	
Diámetro Asumido, (m)	<input type="text" value="0.60"/>
Área, (m ²)	<input type="text" value="0.28"/>
Perimetro, (m)	<input type="text" value="1.88"/>
Inercia, (cm ⁴)	<input type="text" value="176.71"/>

Se puede obtener el número de varillas en función de la cuantía que se requiera y del diámetro comercial que se disponga todo esto como un pre diseño para carga axial. Este paso es un adicional, no es relevante en el diseño del pilote

Cantidad de Acero		
Cuantía de Acero, %	<input type="text" value=""/>	Acero Longitudinal Teórico, (cm ²) <input type="text" value="0"/>
Diámetro Acero Comercial, (mm)	<input type="text" value=""/>	Acero Longitudinal Colocado, (cm ²) <input type="text" value="0"/>
Nº de Varillas	<input type="text" value=""/>	

Seleccionamos el tipo de análisis.

Tipo de Análisis

Considerar empotramiento en Roca

Considerar Carga a Punta en Suelo

Considerar Solo Carga Por Fricción

Dependiendo de lo que se quiera hacer y de la información disponible, podemos seleccionar si se quiere considerar la resistencia a punta en suelos normales, si se quiere trabajar solo a punta y en roca o si se desea trabajar solo a fricción lateral.

Si seleccionamos la primera opción tenemos:

Empotramiento en Roca

Longitud Del Pilote,

qu (Lab), (kN/m²)

Fricción, (Grados)

qu(Diseño), (kN/m²)

Capacidad a Punta Capacidad a Fricción

Factor de Reducción Índice RQD %

Qp, (kN) Parámetro

Alfa E

Factor de Reducción

Qs (kN)

Qu, (kN)

Continuar / Finalizar

La Carga Sobre el Pilote es Menor a la Carga Admisible en el Estrato Analizado 0 < 3236.46042494203 Análisis OK

Finalizar el Análisis

Considerar Carga Por Fricción del suelo

Considerar Grupo de Pilotes

En el primer casillero colocamos la longitud del pilote en metros, en la segunda casilla (qu lab) colocamos los parámetros obtenidos en laboratorio para cada tipo de roca en este caso hemos puesto los datos más conservadores para lutita (35000), y de igual manera se hizo con el ángulo de fricción, se tomó el dato más conservador del rango (10-20)

Empotramiento en Roca	
Longitud Del Pilote,	20
qu (Lab), (kN/m ²)	35000
Fricción, (Grados)	10
qu(Diseño), (kN/m ²)	7000

En las pestañas para determinar la capacidad a punta y capacidad por fricción, escogimos los métodos más modernos, Brown, 2010 para punta y Kulhawy et al, 2005 para fricción, de ahí simplemente se da clic en calcular y obtenemos la capacidad a punta Q_p y la capacidad a fricción de la roca Q_s .

Capacidad a Punta	Capacidad a Fricción
Brown (2010)	Kulhawy et al. (2005)
Factor de Reducción	Indice RQD %
0.50	0.50
Q_p , (kN)	Parámetro
2450	Alfa E
	0.50
	Factor de Reducción
	0.50
	Q_s (kN)
	786.460
	Q_u , (kN)
	3236.460

Si en el tipo de análisis escogemos la segunda opción, se despliega na ventana asi:

Capacidad a Punta en Pilote	Continuar / Finalizar
Longitud, (m)	
Tipo de suelo	
Potencial licuable	
N60	
Método Constructivo	
Suelos Cohesivos	<input type="checkbox"/> Finalizar el Análisis
Factor de Reducción	<input type="checkbox"/> Considerar Carga Por Fricción
0.00	<input type="checkbox"/> Considerar Grupo de Pilotes
Suelos No Cohesivos	
Factor de Reducción	
0.00	
qp, (kN/m ²)	
0.00	
Q_p , (kN)	
0.00	
Calcular	Atrás Siguiente

De igual manera se ingresa la profundidad en la primera casilla, seleccionamos el método constructivo, puede ser hincado o pre barrenado.

Capacidad a Punta en Pilote

Longitud, (m)

Tipo de suelo

Potencial licuable

N60

Seleccionamos el método que deseamos tanto para suelos cohesivos y no cohesivos,

Capacidad a Punta en Pilote

Longitud, (m)

Tipo de suelo

Potencial licuable

N60

Suelos Cohesivos

Factor de Reducción

Suelos No Cohesivos

Factor de Reducción

Damos clic en calcular y chequeamos la capacidad del suelo a punta, a la profundidad establecida anteriormente.

Capacidad a Punta en Pilote

Longitud, (m)

Tipo de suelo

Potencial licuable

N60

Suelos Cohesivos

Factor de Reducción

Suelos No Cohesivos

Factor de Reducción

qp, (kN/m²)

Qp, (kN)

Si deseamos obtener la capacidad por fricción lateral hacemos lo siguiente:

Seleccionamos la pestaña marcada y damos siguiente.

Se despliega una ventana con una profundidad ya establecida (la que se seleccionó para capacidad a punta).

En esta ventana escogemos el método constructivo a utilizar, que debería ser el mismo que para capacidad a punta, definimos también los métodos de análisis, ya sea para suelo cohesivo o no cohesivo.

Damos clic en calcular y obtenemos la capacidad a fricción lateral Q_s , además podemos observar la capacidad total ($Q_s + Q_p$) que tiene el suelo a esa profundidad escogida.

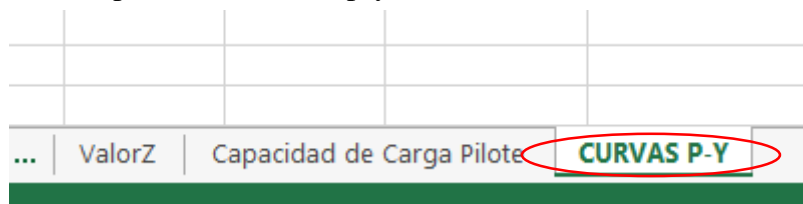
Como siguiente paso, escogemos la opción finalizar el análisis

Obteniendo así la capacidad del suelo a diferentes profundidades:

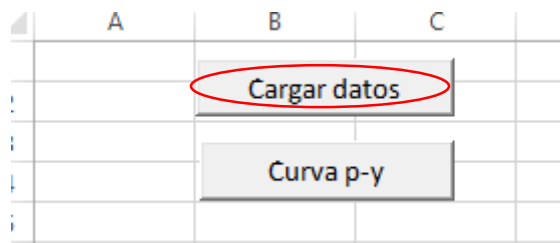
Estrato (-)	Tipo de Suelo (SUCS)	Suelo Critico (-)	fundidad del e (m)	Esfuerzo Efectivo (kN/m ²)	Corte no drenado (kN/m ²)	Cohesión (kN/m ²)	Fricción (grados)	FS (-)	Licuefacción (-)	Nivel Freático (-)	N(60) (-)	N1(60) (-)	QP kN	Qs kN	Qu kN
Sobrecarga															
Capa 1	(SM) arenas	ARENA	1	19.25	0	0	36.67576	2.7978149	No Licuable	No	25.5	40.2872531	123.070752	28.764	151.834732
Capa 2	(SM) arenas	ARENA	2	38.5	0	0	27.69784	0.24560754	Licuable	No	1.5	2.08201893	7.239456	30.456	37.695456
Capa 3	(SM) arenas	ARENA	3	51	0	0	28.5865	0.32259135	Licuable	No	3.75	4.8245614	18.09864	34.686	52.7846
Capa 4	(SM) arenas	ARENA	4	65.625	0	0	32.884	0.82348203	Licuable	No	15	17.7777778	72.39456	51.606	124.00056
Capa 5	(SM) arenas	ARENA	5	70.44	0	0	30.33466	0.45340476	Licuable	Si	9.35	10.8013022	45.1259424	62.1528	107.278742
Capa 6	(SM) arenas	ARENA	6	75.255	0	0	27.99514	0.19670536	Licuable	Si	2.55	2.87316386	12.3070752	65.0292	77.3362752
Capa 7	(SM) arenas	ARENA	7	80.07	0	0	29.46544	0.29402938	Licuable	Si	7.6	8.35707502	36.6799104	73.602	110.28191
Capa 8	(SM) arenas	ARENA	8	87.01	0	0	31.19416	0.4128331	Licuable	Si	13.3	14.1345829	64.1898432	88.6044	152.794243
Capa 9	(SP) arena m	ARENA	9	97.7	0	0	37.46074	2.00669965	No Licuable	Si	24.7	24.9609554	119.2097088	116.466	235.675709
Capa 10	(SP) arena m	ARENA	10	108.39	0	0	30.62224	0.35032519	Licuable	Si	11.4	10.9812163	35.0198656	129.3252	184.945066

5.3 Obtención de curvas p-y

Seleccionamos la pestaña de curvas p-y



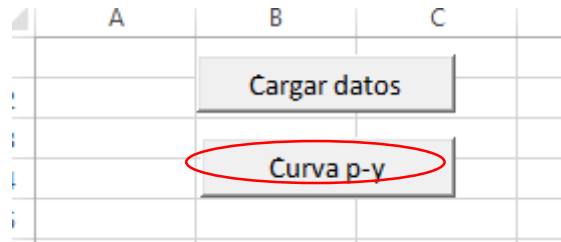
Y se abre una hoja como la siguiente, damos clic en el botón Cargar Datos



Se cargan los datos, con los cuales se va a realizar las curvas p-y

Estrato (-)	Tipo de Suelo (SUCS)	Suelo Critico (-)	fundidad del e (m)	Esfuerzo Efectivo (kN/m ²)	Corte no drenado (kN/m ²)	Cohesión (kN/m ²)	Fricción (grados)	FS (-)	Licuefacción (-)	Nivel Freático (-)	N1(60) (-)
Sobrecarga											
Capa 1	(SM) arenas	ARENA	1	19.25	0	0	36.67576	2.7978149	No Licuable	No	40.2872531
Capa 2	(SM) arenas	ARENA	2	38.5	0	0	27.69784	0.24560754	Licuable	No	2.08201893
Capa 3	(SM) arenas	ARENA	3	51	0	0	28.5865	0.32259135	Licuable	No	4.8245614
Capa 4	(SM) arenas	ARENA	4	65.625	0	0	32.884	0.82348203	Licuable	No	17.7777778
Capa 5	(SM) arenas	ARENA	5	70.44	0	0	30.33466	0.45340476	Licuable	Si	10.8013022
Capa 6	(SM) arenas	ARENA	6	75.255	0	0	27.99514	0.19670536	Licuable	Si	2.87316586
Capa 7	(SM) arenas	ARENA	7	80.07	0	0	29.46544	0.29402938	Licuable	Si	8.35707502
Capa 8	(SM) arenas	ARENA	8	87.01	0	0	31.19416	0.4128331	Licuable	Si	14.1345829
Capa 9	(SP) arena m	ARENA	9	97.7	0	0	37.46074	2.00669965	No Licuable	Si	24.9609554
Capa 10	(SP) arena m	ARENA	10	108.39	0	0	30.62224	0.35032519	Licuable	Si	10.9812163

Damos clic al botón Curvas p-y



A continuación se despliega la siguiente ventana:

Curva P-Y

Datos del suelo

Tipo de suelo	<input type="text"/>	Esfuerzo Efectivo, kN/m ³	<input type="text"/>
Suelo Critico	<input type="text"/>	Corte no drenado Su, kN/m ²	<input type="text"/>
Profundidad, m	<input type="text"/>	Nivel Freático	<input type="text"/>
Licuefacción	<input type="text"/>	Cohesión C, kN/m ²	<input type="text"/>
N1(60)	<input type="text"/>	Ángulo de Fricción (°)	<input type="text"/>

Iniciar Atrás Siguiente

Curva P-Y sugerida:

Seleccionar Curva: Método Reese & Van Impe (2001) para Limos

Cargar Método

Damos click en Iniciar y se cargan los datos:

Curva P-Y

Datos del suelo

Tipo de suelo	(SM) arenas limosas	Esfuerzo Efectivo, kN/m ³	19.25
Suelo Critico	ARENA	Corte no drenado Su, kN/m ²	0
Profundidad, m	1	Nivel Freático	No
Licuefacción	No Licuable	Cohesión C, kN/m ²	0
N1(60)	40.2872531418312	Ángulo de Fricción (°)	36.67576

Iniciar Atrás Siguiente

Curva P-Y sugerida: Método API RP 2A (1987) para arenas.

Seleccionar Curva: Método Reese & Van Impe (2001) para Limos

Cargar Método

Se va a obtener curvas p-y para cada metro, el programa sugiere una curva de acuerdo a las condiciones que se tiene, es decir, tipo de material, nivel freático, profundidad, si existe licuefacción o no.

Curva P-Y sugerida:	Método API RP 2A (1987) para arenas.
Seleccionar Curva	Método Reese & Van Impe (2001) para Limos

Seleccionamos una curva y cargamos el método:

Datos del suelo			
Tipo de suelo	(SM) arenas limosas	Esfuerzo Efectivo, kN/m ³	19.25
Suelo Crítico	ARENA	Corte no drenado Su, kN/m ²	0
Profundidad, m	1	Nivel Freático	No
Licuefacción	No Licuable	Cohesión C, kN/m ²	0
N1(60)	40.2872531418312	Ángulo de Fricción (°)	36.67576
<input type="button" value="Iniciar"/> <input type="button" value="Atrás"/> <input type="button" value="Siguiete"/>			
Curva P-Y sugerida:	Método API RP 2A (1987) para arenas.		
Seleccionar Curva	Método API RP 2A (1987) para arenas		
<input type="button" value="Cargar Método"/>			

Una vez cargado el método, aparece una ventana como la siguiente:

Método API			
Curva P-Y			
<input type="checkbox"/> Carga Estática	Nivel Freático	No	No Licuable
<input type="checkbox"/> Carga Cíclica	Esfuerzo efectivo, kN/m ³	19.25	N1(60) 40.287
Datos Iniciales			
Diametro del pilote, cm	A	0.0	Limites de la Curva
Ángulo de fricción (°)	C1	0.0	
Profundidad, (m)	C2	0.0	
nh, kN/m ³	C3	0.0	Pus (condicion superficial), kN/m ²
Factor de reducción por Licuefacción			Pud (condicion profunda), kN/m ²
			Pu, kN/m ²
			APu, kN/m ²
<input type="button" value="Calcular"/> <input type="checkbox"/> Editar Valores		<input type="button" value="Calcular Curva"/> <input type="button" value="Graficar"/>	

Ingresamos el diámetro del pilote en centímetros y definimos si la curva es para condición cíclica o estática, damos clic en el botón Calcular, y se cargan automáticamente los parámetros necesarios para graficar la curva (ejemplo: A, C1, C2, C3)

Tenemos la opción de ingresar los datos manualmente o realizar alguna edición de estos valores:

Una vez definidos los valores, damos clic en Calcular Curva y se cargan los puntos más importantes para graficar la curva.

Metodo API

Curva P-Y

Carga Estática Nivel Freatico

Carga Cíclica Esfuerzo efectivo, kN/m³ N1(60)

Datos Iniciales

Diametro del pilote, cm A

Ángulo de fricción (°) C1

Profundidad, (m) C2

nh, kN/m³ C3

Factor de reducción por Licuefacción

Editar Valores

Limites de la Curva

Pus (condicion superficial), kN/m²

Pud (condicion profunda), kN/m²

Pu, kN/m²

APu, kN/m²

Seleccionamos la opción de graficar

Metodo API

Curva P-Y

Carga Estática Nivel Freatico

Carga Cíclica Esfuerzo efectivo, kN/m³ N1(60)

Datos Iniciales

Diametro del pilote, cm A

Ángulo de fricción (°) C1

Profundidad, (m) C2

nh, kN/m³ C3

Factor de reducción por Licuefacción

Editar Valores

Limites de la Curva

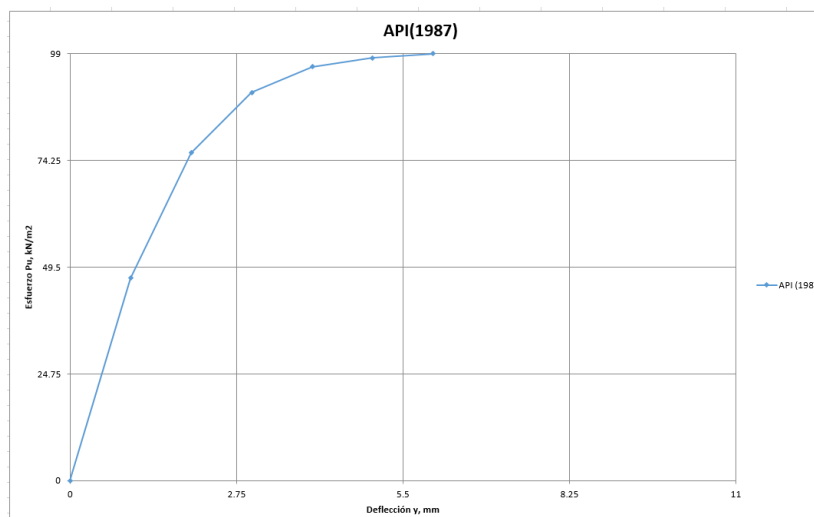
Pus (condicion superficial), kN/m²

Pud (condicion profunda), kN/m²

Pu, kN/m²

APu, kN/m²

Y obtenemos la curva p-y para ese tipo de suelo y a la profundidad escogida.



Curva P-Y

Datos del suelo			
Tipo de suelo	(SM) arenas limosas	Esfuerzo Efectivo, kN/m ³	38.5
Suelo Crítico	ARENA	Corte no drenado Su, kN/m ²	0
Profundidad, m	2	Nivel Freático	No
Licuefacción	Licuable	Cohesión C, kN/m ²	0
N1(60)	2.0820189274448	Ángulo de Fricción (°)	27.69784

Curva P-Y sugerida: Método API RP 2A (1987) para arenas.

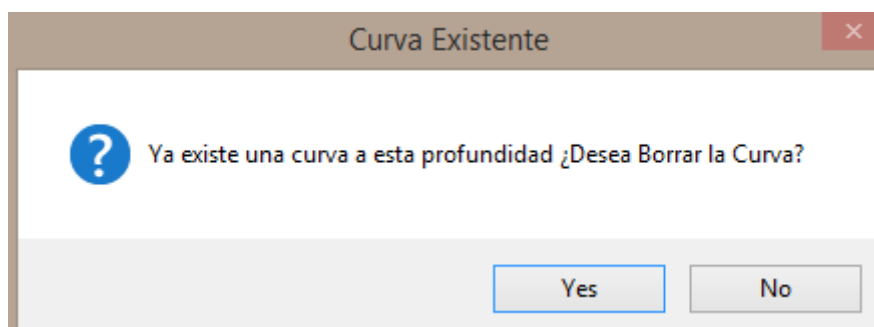
Seleccionar Curva: Método API RP 2A (1987) para arenas

Vemos como la profundidad varia, y como los parámetros van variando de igual manera.

Curva P-Y		Curva P-Y	
Datos del suelo			
Tipo de suelo	(SM) arenas limosas	Esfuerzo Efectivo, kN/m ³	38.5
Suelo Crítico	ARENA	Corte no drenado Su, kN/m ²	0
Profundidad, m	2	Nivel Freático	No
Licuefacción	Licuable	Cohesión C, kN/m ²	0
N1(60)	2.0820189274448	Ángulo de Fricción (°)	27.69784
<input type="button" value="Iniciar"/> <input type="button" value="Atrás"/> <input type="button" value="Siguiente"/>			
Curva P-Y sugerida: Método API RP 2A (1987) para arenas.			
Seleccionar Curva: Método API RP 2A (1987) para arenas			
<input type="button" value="Cargar Método"/>			
Datos del suelo			
Tipo de suelo	(SM) arenas limosas	Esfuerzo Efectivo, kN/m ³	80.07
Suelo Crítico	ARENA	Corte no drenado Su, kN/m ²	0
Profundidad, m	7	Nivel Freático	Si
Licuefacción	Licuable	Cohesión C, kN/m ²	0
N1(60)	8.35707502374169	Ángulo de Fricción (°)	29.46544
<input type="button" value="Iniciar"/> <input type="button" value="Atrás"/> <input type="button" value="Siguiente"/>			
Curva P-Y sugerida: Método API RP 2A (1987) para arenas.			
Seleccionar Curva: Método API RP 2A (1987) para arenas			
<input type="button" value="Cargar Método"/>			

Repetimos este proceso hasta obtener todas las curvas.

ADVERTENCIA: Si se desea graficar una curva que ya está guardada se abre una ventana con la siguiente información:



Esto permite que las curvas no se dupliquen o a su vez realizar la modificación de la misma.

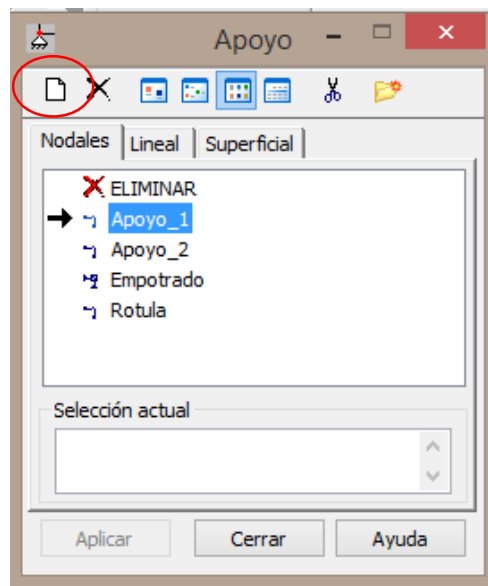
Una vez que tengamos todas las curvas p-y generadas procedemos a ingresarlas al programa ROBOT STRUCTURAL.

5.3.1 Robot Structural

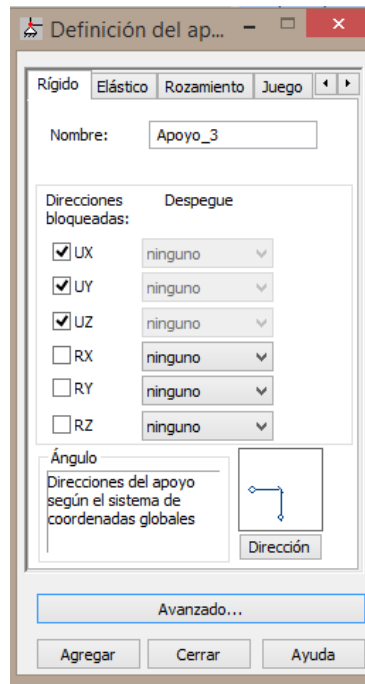
El uso de las curvas p-y obtenidas en el programa diseñado en Excel, permitirán definir el comportamiento no lineal del pilote, *debemos guardar los datos obtenidos de curvas p-y como blog de notas* antes de cargarlas en el programa de elementos finitos.

Es fundamental hacer varios ajustes al diseño, una vez que la estructura ya se encuentre modelada, a continuación se detallan estos cambios que se deben realizar:

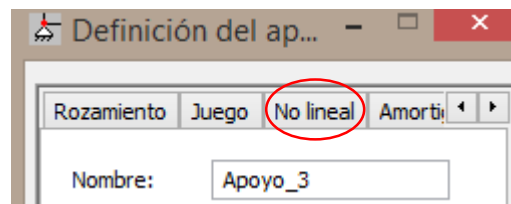
En la parte derecha de la pantalla tenemos un icono de apoyo, que después de darle clic se despliega una ventana como esta:



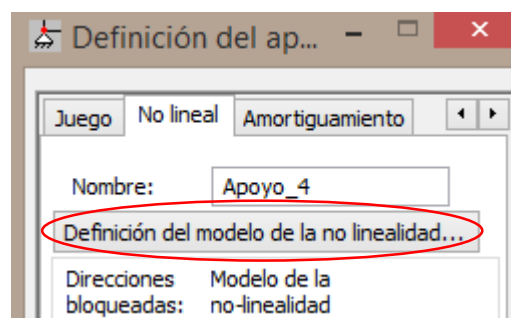
Damos clic en el icono señalado y se abre una ventana donde podemos definir el apoyo



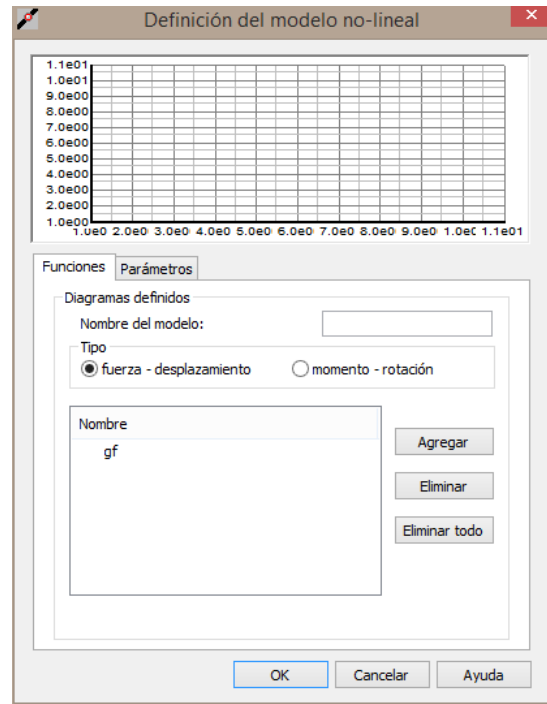
En esta ventana seleccionamos la opción no lineal:



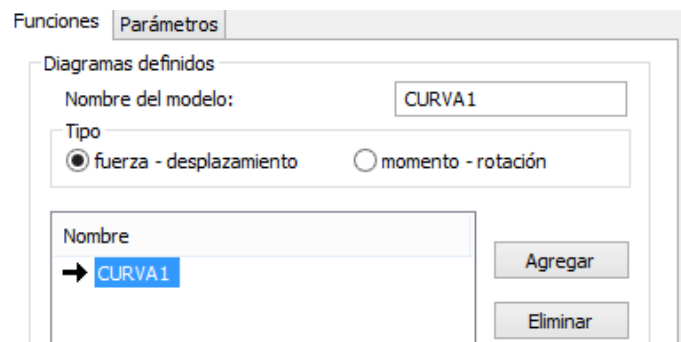
Y tenemos algo parecido a esto:



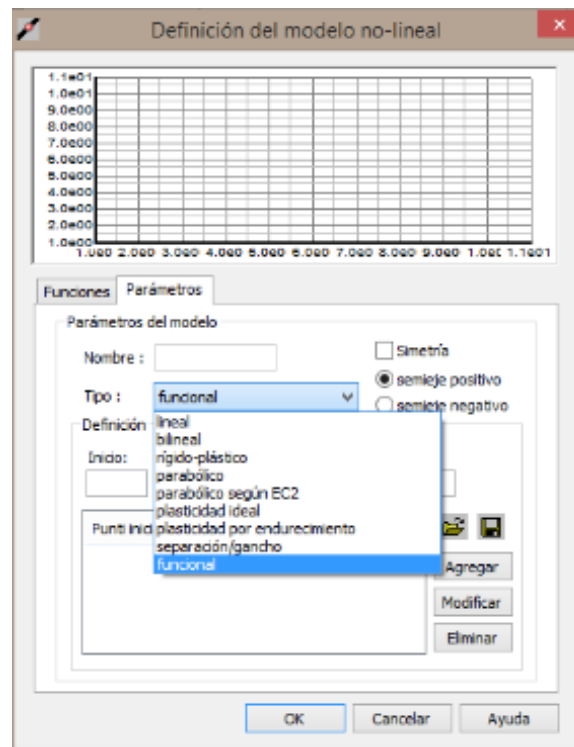
Seleccionamos *Definición del modelo de la no linealidad*, desplegándose una ventana como la que sigue:



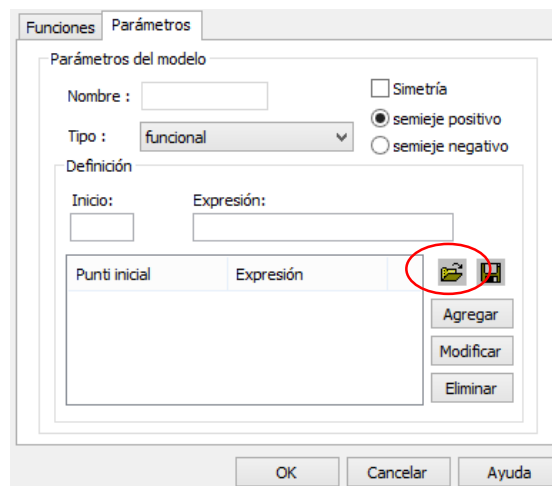
Creamos una función y definimos sus parámetros.

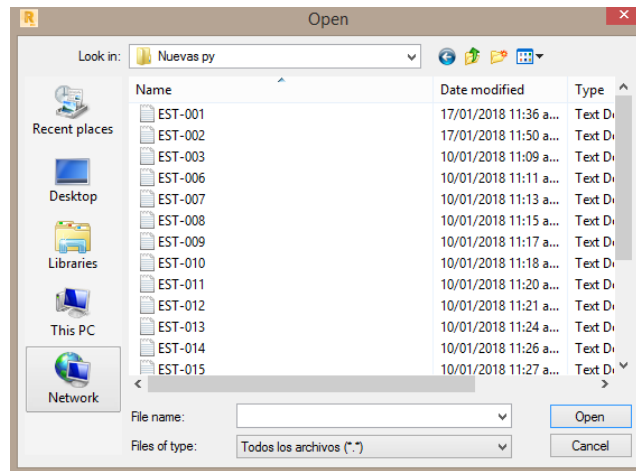



Aquí seleccionamos *Parámetros* y escogemos el tipo: funcional

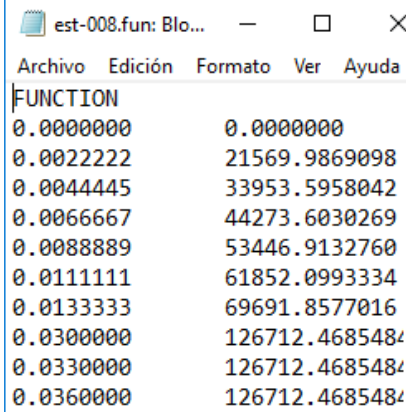


Damos clic en el icono seleccionado y cargamos la curva p - y guardada en el blog de notas





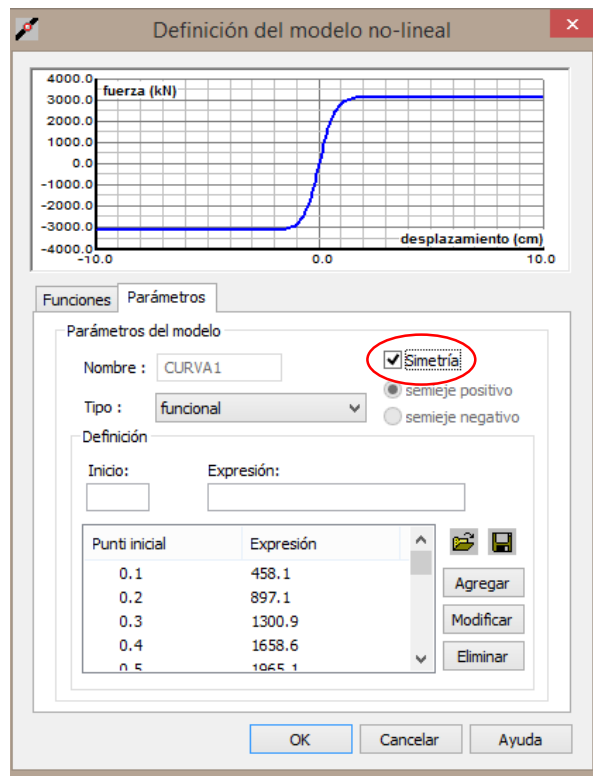
 est-001.fun



FUNCTION	
0.000000	0.000000
0.002222	21569.9869098
0.004445	33953.5958042
0.006667	44273.6030269
0.008889	53446.9132760
0.011111	61852.0993334
0.013333	69691.8577016
0.030000	126712.4685484
0.033000	126712.4685484
0.036000	126712.4685484

Es importante que los puntos de la curva p-y que se generó en el programa de Excel se los guarde en un archivo bloc de notas como se muestra en la figura, aumentando la palabra FUNCTION antes de ingresar los dato. Además, se debe modificar la extensión “.txt” a “.fun” esto se lo puede hacer directamente desde opciones de carpeta en el escritorio esto es necesario realizar para no tener problemas con las unidades

Una vez cargada la curva tenemos algo como esto:



Seleccionar simetría y repetir esto las veces necesarias, de acuerdo al número de curvas p - y que se tenga

CAPITULO 6 RESULTADOS

6.1 Caracterización de los suelos encontrados

A continuación, se describirán los suelos encontrados en las perforaciones realizadas para la construcción del puente peatonal de Muisne, mediante la clasificación SUCS.

Es importante mencionar que los resultados de las perforaciones fueron proporcionados por parte de la empresa consultora.

Perforación 1: en los primeros metros tenemos presencia de arenas limosas (SM), limos arenosos (ML) y turbas (P), es a partir del sexto metro de excavación que podemos observar un estrato de arena arcillosas (SC) de siete metros de espesor seguido por una capa de cinco metros de limo arcilloso (MH) sobre otro espesor de arena limosa y arena arcillosa (SM, SC) de aproximadamente diez metros, se llegó a una profundidad de 30 metros en esta perforación, sin llegar a un estrato rocoso.

Perforación 2: de igual manera que en la perforación 1, se llegó a una profundidad de 30 metros de exploración, encontrando limos arcillosos (MH) en los primeros tres metros, del cuarto al doceavo metro tenemos arenas limosas (SM), seguido por un estrato de arcillas (CL) y otro de limos (MH), finalmente del metro veintidós hasta el último metro de excavación tenemos arenas limosas (SM).

Perforación 3: esta perforación se profundizó mucho más, hasta llegar a topar roca, aproximadamente 40 metros de exploración, debido a que las solicitaciones en estas zonas son más altas que para las perforaciones 1 y 2. Tenemos en los primeros tres metros arenas (SM), a partir del cuarto metro la estratigrafía se vuelve muy variable con presencia de turbas (P), arenas (SM), pero sobre todo limos (MH) que son los suelos que predominan en esta zona.

Perforación 4: en esta perforación se llegó hasta lutita aproximadamente a 40 metros de profundidad. Los primeros metros son turbas (P), del metro cinco al diecisiete tenemos limos (MH), y de aquí en adelante son turbas (P), lo que hace que esta zona sea una de las más sensibles en la colocación de los pilotes.

Perforación 5: características de suelo muy parecidas a las obtenidas en la perforación 3, en los primeros siete metros tenemos arenas (SM) y limos (MH) alternadamente, bajo estas capas tenemos un estrato uniforme de limos arenosos (MH) de doce metros de espesor, seguido por estratos cambiantes de arcillas (CL), turbas (P) y limos (MH).

Cabe recalcar que para determinar la capacidad de la pila 6 y 7, se hizo una correlación en cuanto a los mapas geológicos-geotécnicos de la zona. Esto debido a que por geofísica los perfiles estratigráficos tienen un espesor similar en el sector; por otra parte, se puede obtener un valor referencial de N del SPT en función de la profundidad del pilote para estimar una capacidad del mismo.

Se usó esta correlación para definir los perfiles estratigráficos así como también la capacidad de los pilotes faltantes debido a que en los términos de referencia se incluían solo 5 perforaciones. (Cando, 2017).

6.2 Licuefacción

El análisis de los estratos licuables se lo realizó con los métodos de Bray y Sancio y Youd en la hoja de cálculo propuesta en esta disertación dando los siguientes resultados.

PERFORACIÓN 1 (ESTRIBO)						
PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO	SUELO CRITICO	PILOTE 1	BRAY Y SANCIO	YOUD	
1.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
2.00	ML	LIMO			No Info	Licuable
3.00	ML	LIMO			No Info	Licuable
4.00	Pt	TURBA			No Info	Licuable
5.00	Pt	TURBA			No Info	Licuable
6.00	SM	ARENA			No Info	Licuable
7.00	SC	ARENA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
8.00	SC	ARENA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
9.00	SC	ARENA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
10.00	SC	ARENA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
11.00	SC	ARENA			No licuable (Nspt >25)	Licuable
12.00	SC	ARENA			Suseptible a Licuefaccion	Licuable
13.00	MH	LIMO			No Licuable	Licuable
14.00	MH	LIMO			No Licuable	Licuable
15.00	MH	LIMO			No Licuable	No Licuable
16.00	MH	LIMO			No Licuable	No Licuable
17.00	MH	LIMO			No Licuable	No Licuable
18.00	GC	ARCILLA			Suseptible a Licuefaccion	No Licuable
19.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
20.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
21.00	MH	LIMO			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
22.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
23.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
24.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
25.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
26.00	SC	ARENA			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
27.00	SC	ARENA			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
28.00	SC	ARENA			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
29.00	SC	ARENA			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
30.00	MH	LIMO			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
31.00	LUTITA					
32.00	LUTITA					
33.00	LUTITA					
34.00	LUTITA					
35.00	LUTITA					
36.00	LUTITA					
37.00	LUTITA					
38.00	LUTITA					
39.00	LUTITA					
40.00	LUTITA					
41.00	LUTITA					

SIMBOLOGÍA	NQL	SUELO NO LICUABLE
	LQ	SUELO LICUABLE
	SLQ	SUCEPTIBLE A LICUEFACCIÓN

PERFORACIÓN 2 (ESTRIBO)						
PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO	SUELO CRITICO	PILOTE 2	BRAY Y SANCIO	YOUD	
1.00	MH	LIMO			No Info	Licuable
2.00	MH	LIMO			No Info	Licuable
3.00	MH	LIMO			No Licuable	Licuable
4.00	SM	ARENA			No Info	Licuable
5.00	SM	ARENA			No Info	Licuable
6.00	SM	ARENA			No Info	Licuable
7.00	SM	ARENA			No Info	Licuable
8.00	CL	ARCILLA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
9.00	SM	ARENA			No Info	Licuable
10.00	SM	ARENA			No Info	Licuable
11.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
12.00	SM	ARCILLA			No Info	No Licuable
13.00	CL	ARCILLA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
14.00	CL	ARCILLA			Suseptible a Licuefaccion	Licuable
15.00	CL	ARCILLA			Suseptible a Licuefaccion	No Licuable
16.00	MH	LIMO			No Licuable	No Licuable
17.00	MH	LIMO			No Licuable	No Licuable
18.00	MH	LIMO			No Licuable	No Licuable
19.00	MH	LIMO			No Licuable	No Licuable
20.00	MH	LIMO			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
21.00	MH	LIMO			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
22.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
23.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
24.00	GM	LIMO			No Info	No Licuable
25.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
26.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
27.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
28.00	MH	LIMO			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
29.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
30.00	SM	ARENA			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
31.00	LUTITA					
32.00	LUTITA					
33.00	LUTITA					
34.00	LUTITA					
35.00	LUTITA					
36.00	LUTITA					
37.00	LUTITA					
38.00	LUTITA					
39.00	LUTITA					
40.00	LUTITA					
41.00	LUTITA					

SIMBOLOGÍA

SIMBOLOGÍA

NQL	SUELO NO LICUABLE
LQ	SUELO LICUABLE
SLQ	SUCEPTIBLE A LICUEFACCIÓN

PERFORACIÓN 3					
PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO	SUELO CRITICO		BRAY Y SANCIO	YOUD
1.00	SM	ARENA	PILOTE 3	No Info	Licuable
2.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
3.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
4.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
5.00	Pt	TURBA		No Info	Licuable
6.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
7.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
8.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
9.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
10.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
11.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
12.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
13.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
14.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
15.00	GM	LIMO		No Info	No Licuable
16.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
17.00	CL	ARCILLA		No Licuable	No Licuable
18.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
19.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
20.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
21.00	MH	LIMO		No Licuable	No Licuable
22.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
23.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
24.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
25.00	MH	LIMO		No Info	No Licuable
26.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
27.00	MH	LIMO		No Info	No Licuable
28.00	MH	LIMO		No Info	No Licuable
29.00	MH	LIMO		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
30.00	MH	LIMO		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
31.00	MH	LIMO		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
32.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
33.00	MH	LIMO		No Info	No Licuable
34.00	MH	LIMO		No Info	No Licuable
35.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
36.00	MH	LIMO		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
37.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
38.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
39.00	CL	ARCILLA		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
40.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
41.00	LUTITA				

SIMBOLOGÍA

SIMBOLOGÍA

NQL	SUELO NO LICUABLE
LQ	SUELO LICUABLE
SLQ	SUCEPTIBLE A LICUEFACCIÓN

PROFUNDIDAD	PERFORACIÓN 4				
	TIPO DE SUELO	SUELO CRITICO	PILOTE 4	BRAY Y SANCIO	YOUD
1.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
2.00	Pt	TURBA		No Info	Licuable
3.00	Pt	TURBA		No Info	Licuable
4.00	Pt	TURBA		No Info	Licuable
5.00	Pt	TURBA		No Info	Licuable
6.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
7.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
8.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
9.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
10.00	CL	LIMO		Licuable	Licuable
11.00	MH	LIMO		No Info	Licuable
12.00	MH	LIMO		No Info	Licuable
13.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	Licuable
14.00	MH	LIMO		No Licuable	No Licuable
15.00	MH	LIMO		No Licuable	No Licuable
16.00	MH	LIMO		No Licuable	No Licuable
17.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
18.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
19.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
20.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
21.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
22.00	MH	LIMO		No Info	No Licuable
23.00	MH	LIMO		No Info	No Licuable
24.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
25.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
26.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
27.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
28.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
29.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
30.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
31.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
32.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
33.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
34.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
35.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
36.00	LUTITA			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
37.00	LUTITA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
38.00	LUTITA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
39.00	LUTITA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
40.00	LUTITA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
41.00	LUTITA				

SIMBOLOGÍA

SIMBOLOGÍA

NQL	SUELO NO LICUABLE
LQ	SUELO LICUABLE
SLQ	SUCEPTIBLE A LICUEFACCIÓN

PROFUNDIDAD	PERFORACIÓN 5				
	TIPO DE SUELO	SUELO CRITICO	PILOTE 5	BRAY Y SANCIO	YOUD
1.00	MH	LIMO			No Licuable
2.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
3.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
4.00	GM	LIMO		No Info	No Licuable
5.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
6.00	SM	LIMO		No Info	No Licuable
7.00	GM	ARENA		No Info	Licuable
8.00	SM	LIMO		No Licuable	No Licuable
9.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
10.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
11.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
12.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
13.00	MH	LIMO		No Licuable	No Licuable
14.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
15.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
16.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
17.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
18.00	CL	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
19.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
20.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
21.00	MH	LIMO		No Licuable	No Licuable
22.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
23.00	MH	LIMO		No Info	No Licuable
24.00	CL	ARCILLA		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
25.00	MH	LIMO		No Info	No Licuable
26.00	MH	LIMO		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
27.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
28.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
29.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
30.00	Pt	TURBA		No Info	No Licuable
31.00	MH	LIMO		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
32.00	MH	LIMO		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
33.00	MH	LIMO		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
34.00	MH	LIMO		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
35.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
36.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
37.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
38.00	LUTITA	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
39.00	LUTITA	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
40.00	LUTITA	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
41.00	LUTITA				

SIMBOLOGÍA

SIMBOLOGÍA

NQL	SUELO NO LICUABLE
LQ	SUELO LICUABLE
SLQ	SUCEPTIBLE A LICUEFACCIÓN

PERFORACIÓN 6						
PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO	SUELO CRITICO	PILOTE 6	BRAY Y SANCIO	YOUD	
1.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
2.00	ML	LIMO			No Info	Licuable
3.00	ML	LIMO			No Info	Licuable
4.00	Pt	TURBA			No Info	Licuable
5.00	Pt	TURBA			No Info	Licuable
6.00	SM	ARENA			No Info	Licuable
7.00	SC	ARENA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
8.00	SC	ARENA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
9.00	SC	ARENA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
10.00	SC	ARENA			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
11.00	SC	ARENA			No licuable (Nspt >25)	Licuable
12.00	SC	ARENA			Suseptible a Licuefaccion	Licuable
13.00	MH	LIMO			No Licuable	Licuable
14.00	MH	LIMO			No Licuable	Licuable
15.00	MH	LIMO			No Licuable	No Licuable
16.00	MH	LIMO			No Licuable	No Licuable
17.00	MH	LIMO			No Licuable	No Licuable
18.00	GC	ARCILLA			Suseptible a Licuefaccion	No Licuable
19.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
20.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
21.00	MH	LIMO			No licuable (Nspt >25)	No Licuable
22.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
23.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
24.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
25.00	SM	ARENA			No Info	No Licuable
26.00	SC	ARENA			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
27.00	SC	ARENA			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
28.00	SC	ARENA			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
29.00	SC	ARENA			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
30.00	MH	LIMO			No licuable(Prof >23m)	No Licuable
31.00	LUTITA					
32.00	LUTITA					
33.00	LUTITA					
34.00	LUTITA					
35.00	LUTITA					
36.00	LUTITA					
37.00	LUTITA					
38.00	LUTITA					
39.00	LUTITA					
40.00	LUTITA					
41.00	LUTITA					

SIMBOLOGÍA	NQL	SUELO NO LICUABLE
	LQ	SUELO LICUABLE
	SLQ	SUCEPTIBLE A LICUEFACCIÓN

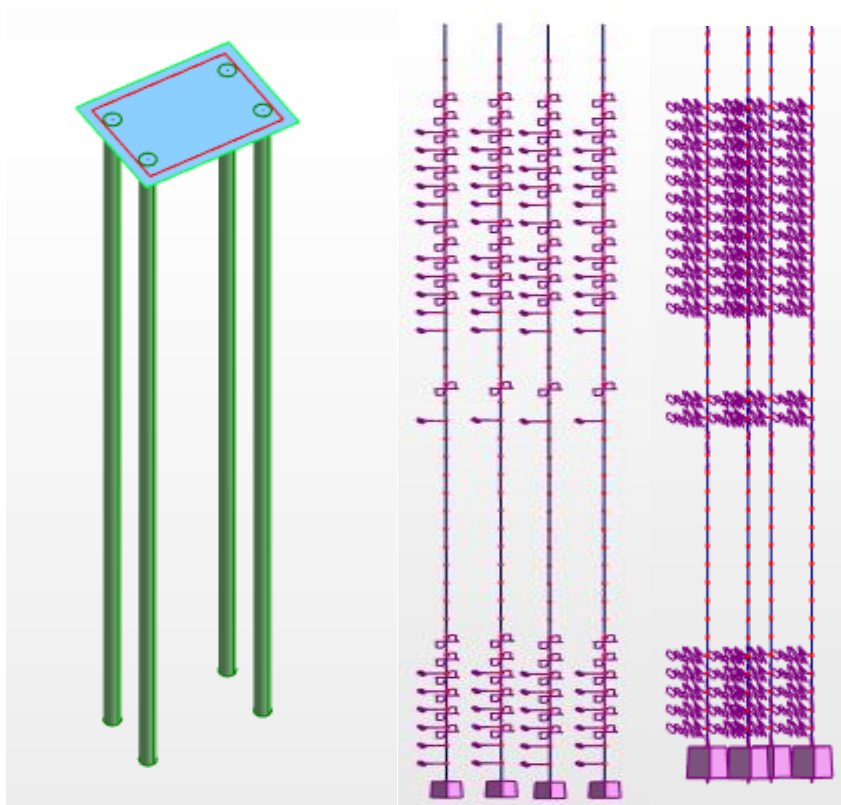
PERFORACIÓN 7					
PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO	SUELO CRITICO		BRAY Y SANCIO	YOUD
1.00	MH	LIMO	PILOTE 7	No Info	Licuable
2.00	MH	LIMO		No Info	Licuable
3.00	MH	LIMO		No Licuable	Licuable
4.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
5.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
6.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
7.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
8.00	CL	ARCILLA		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
9.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
10.00	SM	ARENA		No Info	Licuable
11.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
12.00	SM	ARCILLA		No Info	No Licuable
13.00	CL	ARCILLA		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
14.00	CL	ARCILLA		Suseptible a Licuefaccion	Licuable
15.00	CL	ARCILLA		Suseptible a Licuefaccion	No Licuable
16.00	MH	LIMO		No Licuable	No Licuable
17.00	MH	LIMO		No Licuable	No Licuable
18.00	MH	LIMO		No Licuable	No Licuable
19.00	MH	LIMO		No Licuable	No Licuable
20.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
21.00	MH	LIMO		No licuable (Nspt >25)	No Licuable
22.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
23.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
24.00	GM	LIMO		No Info	No Licuable
25.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
26.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
27.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
28.00	MH	LIMO		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
29.00	SM	ARENA		No Info	No Licuable
30.00	SM	ARENA		No licuable(Prof >23m)	No Licuable
31.00	LUTITA				
32.00	LUTITA				
33.00	LUTITA				
34.00	LUTITA				
35.00	LUTITA				
36.00	LUTITA				
37.00	LUTITA				
38.00	LUTITA				
39.00	LUTITA				
40.00	LUTITA				
41.00	LUTITA				

SIMBOLOGÍA

NQL	SUELO NO LICUABLE
LQ	SUELO LICUABLE
SLQ	SUCEPTIBLE A LICUEFACCIÓN

6.3 Pilotes

Para el presente estudio se realizó la evaluación del grupo de pilotes más críticos (pilote central) el cual cuenta con la mayor cantidad de estratos licuables y turbas. A su vez se realizó el análisis tomando en cuenta coeficientes de balasto, el cual fue el método utilizado para el diseño y construcción del puente y el método p-y que es el tema central de esta investigación.



Comparación entre curvas p-y y coeficiente de balasto

El resumen comparativo de los datos obtenidos con el método no lineal (*curvas p-y*), y el método tradicional (coeficiente de balasto) se presentan en las siguientes tablas.

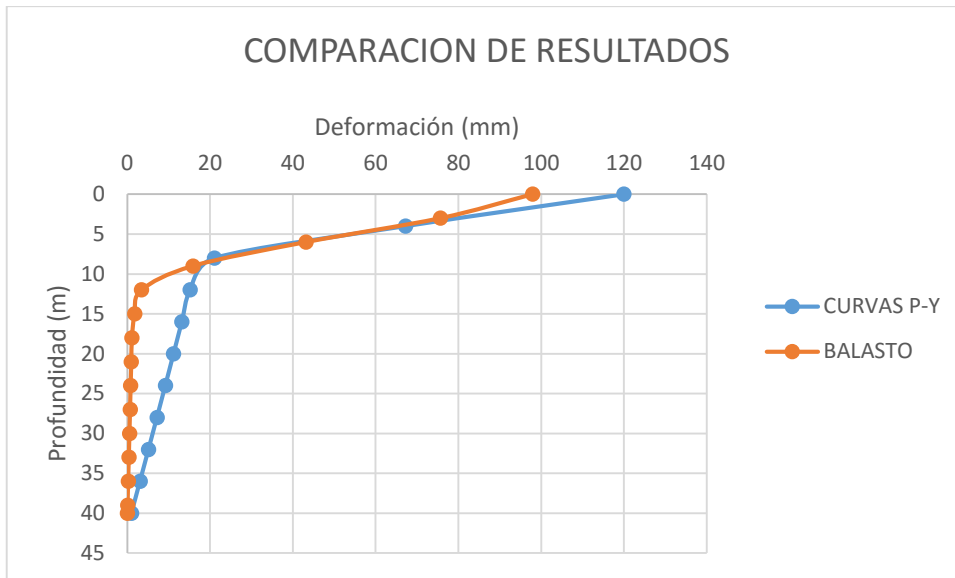
CURVAS P-Y		BALASTO	
Momento (Ton/m)	Prof (m)	Momento (Ton/m)	Prof (m)
150.55	1	133.99	1
110.19	2	93.72	2
71.53	3	70.17	3
33.19	4	46.43	4

-5.47	5	22.68	5
-44.14	6	-1.05	6
-82.8	7	-24.8	7
-106	8	-48.55	8
-116	9	-62.57	9
-119	10	-69.38	10
-99	11	-71.43	11
-58.99	12	-62.68	12
-28.22	13	-52.23	13
2.5	14	-37.18	14
7.8	15	-20.7	15
6.38	16	-9.08	16
2.82	17	-1.77	17
0.04	18	1.45	18
0.02	19	2.1	19
0.01	20	1.69	20
-0.002	21	1.28	21
-0.01	22	0.87	22
-0.02	23	0.46	23
-0.02	24	0.055	24
-0.01	25	-0.1	25
-0.016	26	-0.09	26
-0.013	27	-0.09	27
-0.01	28	-0.08	28
-0.007	29	-0.07	29
-0.004	30	-0.06	30
-0.001	31	-0.05	31
0.0009	32	-0.04	32
0.001	33	-0.03	33
0.006	34	-0.02	34
0.009	35	-0.01	35
0.009	36	-0.002	36
0.01	37	0.001	37
0.0006	38	0.002	38
-0.0006	39	0.002	39
-0.0001	40	0.001	40



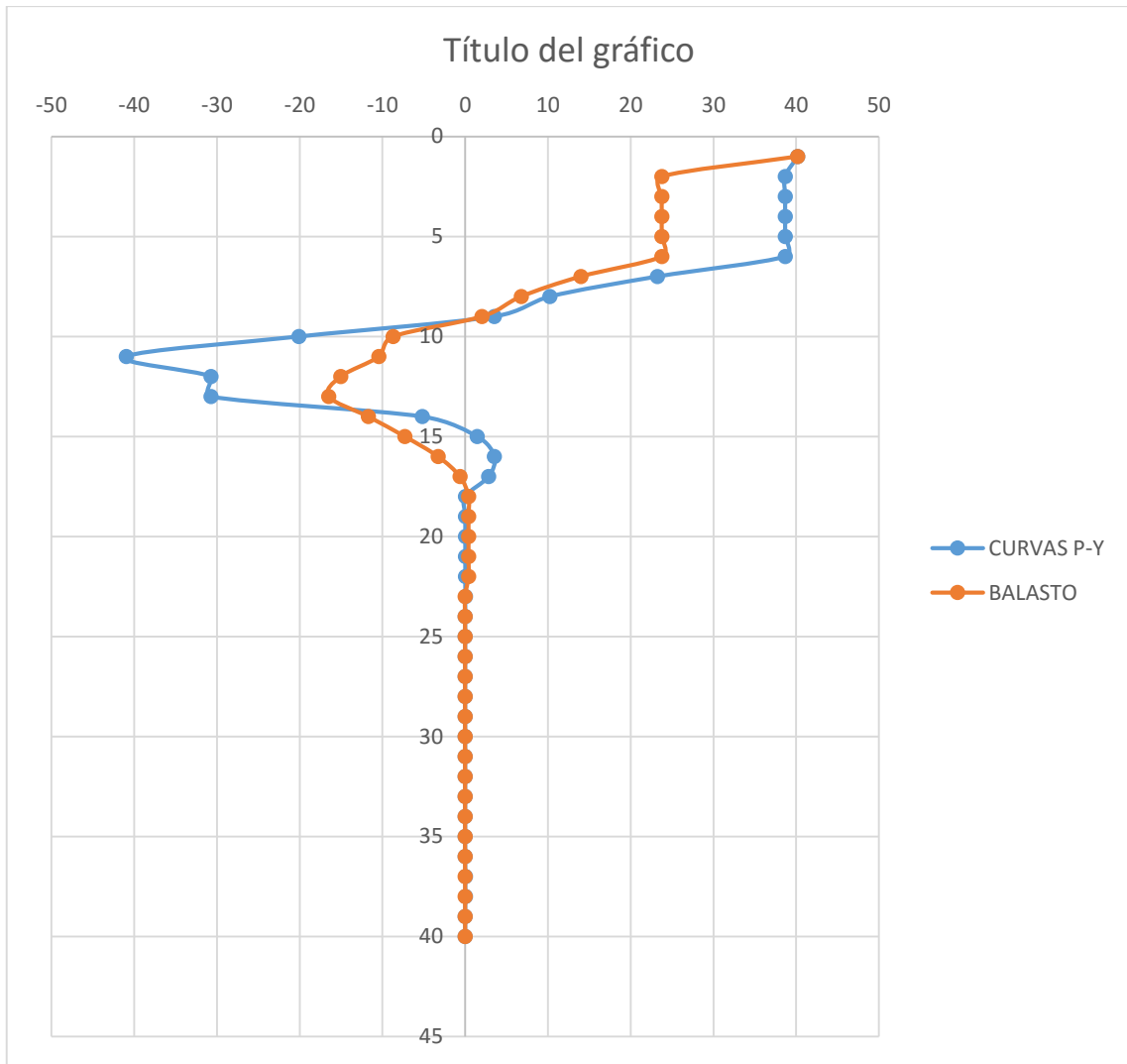
CURVAS P-Y		BALASTO	
Deformación (mm)	Prof (m)	Deformación (mm)	Prof (m)
120	0	97.92	0
67.22	4	75.66	3
21.1	8	43.15	6
15.21	12	15.856	9
13.2	16	3.47	12
11.21	20	1.79	15
9.21	24	1.15	18
7.19	28	1	21
5.15	32	0.84	24
3.1	36	0.7	27

1.03	40	0.55	30
		0.4	33
		0.24	36
		0.09	39
		0.02	40



CURVAS P-Y		BALASTO	
Corte (Ton)	Prof (m)	Corte (Ton)	Prof (m)
40.19	1	40.17	1
38.66	2	23.76	2
38.66	3	23.76	3
38.66	4	23.76	4
38.66	5	23.76	5
38.66	6	23.76	6
23.21	7	13.97	7
10.23	8	6.78	8
3.5	9	2.01	9

-20.11	10	-8.7	10
-40.97	11	-10.42	11
-30.73	12	-15.04	12
-30.73	13	-16.49	13
-5.19	14	-11.72	14
1.44	15	-7.28	15
3.51	16	-3.26	16
2.82	17	-0.63	17
0.01	18	0.41	18
0.01	19	0.41	19
0.01	20	0.41	20
0.01	21	0.41	21
0.01	22	0.41	22
0.01	23	-0.0081	23
-0.002	24	-0.0081	24
-0.002	25	-0.0081	25
-0.002	26	-0.0081	26
-0.002	27	-0.0081	27
-0.002	28	-0.0081	28
-0.002	29	-0.0081	29
-0.002	30	-0.0081	30
-0.002	31	-0.0081	31
-0.002	32	-0.0081	32
-0.002	33	-0.0081	33
-0.002	34	-0.0081	34
-0.002	35	-0.0081	35
-0.002	36	-0.0081	36
0.01	37	0	37
0.01	38	0	38
0.001	39	0	39
0	40	0	40



CAPITULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El método de Bray y Sancio necesita obligatoriamente datos de los límites de Atterberg, es decir, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y contenido de humedad para poder realizar un análisis, caso contrario es imposible dar un diagnóstico usando este método. Para el método de Youd se necesita de igual manera datos de laboratorio, pero se puede llegar a definir varios parámetros necesarios mediante el uso de correlaciones, lo que hace que sea un método más práctico.

El método de Youd es mucho más confiable (usando datos de laboratorio) que el método de Bray y Sancio ya que en él se considera la magnitud escalar (sismo), si se desea un resultado mucho más preciso existen varios métodos experimentales que se están desarrollando en la actualidad, al ser el Ecuador un país con alta vulnerabilidad sísmica se recomienda que previo a la construcción de cualquier estructura se haga un análisis de licuefacción sobre todo en la zona costera que presenta todas las condiciones para que se licuen los estratos.

Los estratos de turbas obligatoriamente hay que atravesarlos completos, es decir, no se debe considerar su capacidad a la punta bajo ninguna circunstancia ni su capacidad lateral de fricción.

Al realizar la comparación entre el método convencional para el diseño de pilotes (mediante el uso del coeficiente de balasto) y el método propuesto en esta disertación (curvas $p-y$), concluimos que hay una variación aproximada del 15% en la obtención del momento y de 10% en los desplazamientos obtenidos, por lo que recomendamos hacer uso del método no lineal (curvas $p-y$) en el diseño de pilotes ya que se asemeja al comportamiento real del suelo y además, las variaciones mencionadas anteriormente pueden llevar a una “posible” falla en la cimentación, no queremos decir que la estructura

va a colapsar ya que manejamos factores de seguridad muy altos que castigan al diseño estructural dando seguridad a la estructura, pero si hacemos énfasis que se debe tener cuidado al diseñar con métodos lineales

CAPITULO 8 ANEXO

BIBLIOGRAFIA

AASHTO. (2014). *LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*.

- Bhattacharya, S., & Lombardi, D. (2016). Current Methods for Pile Analysis and Design in Liquefiable Soils. *Evaluation of seismic performance of pile-supported models in liquefiable soils*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics.
- Boulanger, R., & Idriss, I. (2006). Assessment of the liquefaction Susceptibility of the Fine-Grained Soils. *ASCE*, 641-652.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundations Analysis and Design*. 5th edition. New York: McGraw-Hill Book Company.
- Brandenberg, S., Boulanger, R., Kutter, B., & Chang, D. (2007). Influence of Liquefaction on Soil Springs. *Static Pushover Analyses of Pile Groups in Liquefied and Laterally Spreading Ground in Centrifuge Tests*. JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING.
- Bray, J. D., & Sancio, R. B. (Septiembre de 2006). Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(9), 1165-1177. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:9(1165)
- Das, B. (2012). *Fundamentos de la Ingeniería en cimentaciones*.
- Dash, S. (2010). *Lateral Pile-Soil Interaction in Liquefiable Soils*. University of Oxford, Oxford.
- Dash, S., Bhattacharya, S., Hyodo, M., & Blakeborough, A. (2008). P-Y curve to Model Lateral Response of Pile Foundations in Liquefied Soils. *Current practice of modeling P-Y curves in liquefied soils*. 14th world conference on earthquake engineering, Beigin.

- Dash, S., Rouholamin, M., & Battacharya, S. (2017). A practical method for construction of p-y curves for liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/314185810>
- De Jesus, A. (2014). *Análisis Comparativo Entre Pilotes Hincados y Moldeados en Muelle de Contenedores*. Universidad San Martín de Porres, Lima.
- DFI. (07 de Septiembre de 2017). *Foundation, Institute Deep*. Obtenido de Find A Pile: <http://www.findapile.com>
- Espinoza, F. P. (2010). implementación del diseño de cimentaciones de puentes con pilotes en el laboratorio virtual de ingeniería Geotécnica. *Diseño de Pilotes*. Universidad Técnica Particular de Loja, Loja.
- GRANDA ROSALES, N., & VALLEJO MOSCOSO, A. L. (2016). *Diseño y analisis de pilotes en el proyecto sublínea de distribución Quevedo-Mocache*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito.
- JRA. (2002). Design Specifications of Highways Bridges. *Part V Seismic Design*. Japan Road Assosiation.
- Kulhawy, F. (1991). Drilled Shaft Foundations. *Foundation Engineering Handbook*. Cornell University, New York.
- Lombardi, D., Bhattacharya, S., Dash, S., & Wood, D. (2016). Géotechnique. *Construction of simplified design p – y curves for liquefied soils*. ICE. doi:<http://dx.doi.org/10.1680/jgeot.15.P.116>
- Madabhushi, G., Knappett, J., & Haigh, S. (2010). *Design of Pile Foundation in Liquefiable Soils*. Londres: Imperial Collage Press.

- Mang, J. (2015). Diseño de Cimentación con Pilotes Sobre Suelo Licuables. *Capítulo II Comportamiento y evaluación*. Universidad Católica Santiago de Guayaquil, Guayaquil.
- Martin, C., & Randolph, M. (2006). Upper-Bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil. *Geotechnique*. Ryerson University. doi:<http://dx.doi.org/10.1680/geot.2006.56.2.141>
- Menezes, P. (2009). Master of Science in Civil Engineering. *Assessment of Liquefaction Susceptibility of Fine Grained Soils*. Middle East Technical University, Ankara.
- Pérez, P. (2010). Pilotes In situ, Tipología. *Implementación informática para el Cálculo de Pilotes de Hormigón "In-situ" Según el Código Técnico de la Edificación*. Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla, Sevilla.
- Poulos, H. G. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. New York: John Wiley and Sons.
- Reese, L. C., & Matlock, H. (1960). Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles. (ASCE, Ed.) *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, pp. 63 - 91.
- Reese, L. C., & Matlock, H. (1956.). *Non-Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth*. Austin: University of Texas.
- Reese, L. C., & Matlock, H. (1961). Foundation analysis of offshore pile-supported structure. *Proceedings of the 5th International Conference*. Vol. 2, págs. pp. 91–7. Paris: ISSMFE.

- Robertson, P. (1997). Geotechnical Group. *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. University of Alberta, Edmonton.
- Seed, R., Cetin, K., Moss, R., Kramerer, A., Wu, J., Pestana, J., . . . Faris, A. (2003). *Recent Advances in soil Liquefaction Engineering: A unified and consistent Framework*. California: Earthquake Engineering Research Institute.
- Transportation, C. D. (2014). *CALTRANS Geotechnical Manual*. California: Californian Department of Transportation.
- Vera et al. (2016). *Earthquake Reconnaissance April 16 2016, Muisne, Ecuador Version 1*. Guayaquil: Geer.
- Vesic, A. S. (1961). Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid. *ASCE*, vol. 87, pp. 35 – 53.
- Youd, T., Idriss, I., Andrus, R., Arango, I., Castro, G., & Seed, R. (2001). *LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS: SUMMARY REPORT FROM THE 1996 NCEER AND 1998 NCEER/NSF WORKSHOPS ON EVALUATION OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS*. ASCE, Queens.
- Yousif, R. (2009). thesis. *Reliability of serviceability and strength of deep foundations embedded in (p-y) sand below water table subjected to lateral cyclic loading*. University of Windsor, Ontario.